

Förankringskapacitet i cementsnåla småhusgrunder



Elin Ryndal, Alice Sörmon

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2023

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

Förankringskapacitet i cementsnåla småhusgrunder

Anchorage capacity in foundations with reduced cement content

Elin Ryndal, Alice Sörmon

2023

Rapport TVBK-5294
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-23/5294

Examensarbete
Handledare: Miklós Molnár
Maj 2023

Sammanfattning

Byggindustrin står inför nya utmaningar i form av skärpta krav när det gäller dess klimatpåverkan. En betydande faktor för byggindustrins klimatpåverkan är den cement som används i betong, eftersom det i samband med tillverkning av cement frigörs stora mängder koldioxid.

Platta på mark är en vanlig typ av grundläggning i byggnader i mindre skala, såsom småhus. En typisk småhusplatta av betong har vanligtvis en genomsnittlig tjocklek på 100 mm. Under partier med förhöjda laster ökas plattans tjocklek till cirka 300 mm samt armeras. Betong med karakteristisk tryckhållfasthet på 30/37 MPa, är vanligt förekommande. Ett armeringsnät läggs ofta in för att begränsa eventuella sprickor. I småhusplattor är lasterna relativt små, vilket innebär att betongplattans bärförmåga inte utnyttjas fullt ut. Betong med mindre andel cement skulle därför kunna användas ur bärförmågesynpunkt. Grunden behöver samtidigt uppfylla andra funktionskrav vilka kan påverka valet av betong.

Syftet med detta examensarbete är att undersöka möjligheterna att i småhusgrunder, av typen platta på mark, använda betong med lägre cementhalt än vad som vanligen används i dagens byggande. Tre betongtyper undersöks med avseende på tryckhållfasthet, vidhäftningskapacitet hos armering och förankringskapacitet i dragbelastade infästningar av typen betongskruv. Även en klimatkalkyl görs avseende skedena A1-A3.

De tre studerade betongsorterna är en traditionell betong av typen C25/30 med 320 kg/m³ cement, en traditionell betong med en lägre cementhalt, LCB, på 175 kg/m³ och en betong kallad cementbunden makadam, CBM, med cementinnehåll 120 kg/m³. Den senare betongen tillverkas genom att grov makadam injekteras med ett lättflytande cementslurry. Examensarbetet resultat visar att, jämfört med den traditionella betongen av typen C25/30, minskar tryckhållfastheten med cirka 40 % för LCB och 70 % för CBM. Klimatavtrycket i form av koldioxidekvivalenter för betongsorterna LCB och CBM i skedena A1-A3 är cirka 30 respektive 40 % lägre jämfört med betong C25/30.

Vidhäftningskapaciteten hos armering undersöktes genom provtryckning av balkar, där försöken utformades så att balkarna skulle uppnå sin maximala kapacitet genom plasticering av böjarmeringen. Sprickbildningen och de stora nedböjningarna tyder på att armeringens plasticering var den huvudsakliga begränsningen för balkarnas kapacitet. Inga tecken på förankringsbrott hos armeringen observerades.

Förankringskapaciteten kontrollerades genom utdragsförsök av betongskruvar med längderna, 100, 90, 70 mm i plattor av betong C25/30, LCB och CBM. Resultaten visar att förankringskapaciteten ökar med ökande förankringsdjup och ökande betonghållfasthet. Detta tyder på ett linjärt beroende mellan betonghållfasthet och förankringskapacitet. För stabilisering av en tvåplansbyggnad med platta av LCB och CBM krävs cirka 50 % respektive 230% fler betongskruvar jämfört med C25/30.

För att de två alternativa betongsorterna LCB och CBM ska kunna användas i skarpa projekt, krävs fler studier.

Abstract

The construction sector's carbon emissions and climate impact has become a highly discussed and debated topic over the recent years. To combat its climate impact, laws and restrictions are becoming stricter and the sector is facing new challenges. A crucial component causing the large climate impact is the cement used in concrete as its production causes large amounts of carbon dioxide to be released.

Concrete slabs are a common type of foundation in smaller-scale houses. A typical concrete foundation has a 100 mm thick slab, with 300 mm thick reinforced components in sections with elevated loads. Concrete with a characteristic compressive strength of 30/37 MPa is commonly used. A reinforcing mesh is often inserted to limit any cracks. Smaller houses have relatively low loads acting on the foundation and as a result, concrete's bearing capacity is not fully utilized. Concrete with a smaller proportion of cement could therefore be adopted from a load-bearing point of view. Although, a foundation has other functional requirements that need to be fulfilled.

The purpose of this thesis is to investigate the possibilities of using concrete with a lower cement content than is usually used in today's construction of smaller house foundations. Three types of concrete are examined in regards to compressive strength, anchoring capacity of reinforcement and fastener resistance under tensile load of concrete screw fastenings. A study is also performed on the foundation's CO_2 equivalents.

The three types of concrete studied include a traditional concrete of the type C25/30 with $320 \text{ kg}/\text{m}^3$ cement, a traditional concrete with a lower cement content, LCC of $175 \text{ kg}/\text{m}^3$ and a concrete called cement-reinforced macadam, CRM with cement content $120 \text{ kg}/\text{m}^3$. The latter is produced by injecting coarse macadam with a fluid cement slurry. The results of this thesis show that, compared to the traditional concrete of type C25/30, the compressive strength decreases roughly by 40 % for LCC and 70 % for CRM. The carbon footprint in the form of CO_2 equivalents for concrete types LCC and CRM are around 30 and 40 % lower, respectively, compared to concrete C25/30.

The anchorage capacity of reinforcement was investigated by bending beams, where the tests were designed so that the beams would achieve their maximum capacity by plasticizing the flexural reinforcement. The cracking and the large deflections indicate that the plasticization of the reinforcement was the main constraint of the beam's capacity. No signs of anchorage failure were observed.

Fastener resistance was tested through pull-out tests of concrete screws with three different screw lengths, 100, 90, 70 mm in slabs of concrete C25/30, LCC and CRM. The results show that fastener resistance increases with increasing anchoring depth and concrete strength which shows a linear relationship. For stabilization of a two-story house with a slab of CRM and LCC, approximately 230 % and 50 % more concrete screws are required, respectively, compared to concrete C25/30.

In order for the two alternative types of concrete, LCC and CRM to be used in construction projects, further investigations are required.

Förord

Med detta examensarbete närmar vi oss slutet på vår fem år långa utbildning till civilingenjör inom väg- och vattenbyggnad vid Lunds tekniska högskola.

Arbetet är baserat på en idé som vår handledare Miklós Molnár presenterat för oss och tagits fram i samband med hans forskningsprojekt. Vi vill rikta ett extra tack till Miklós för hans stora intresse och engagemang utöver hans goda råd och hjälp under gjutningen. Vi vill även tacka vår biträdande handledare David Wahlbom för hans assistans och entusiasm vid gjutningen och provtryckningen av våra kuber. Vi vill dessutom tacka alla som har hjälpt oss i betonglabbet med gjutningar, Per-Olof Rosenkvist och Martin Gunder för all hjälp med bland annat formarna och tryckningen av våra balkar. Tack till Stefan Backe för din stöttning och bidrag till ett gott humör.

Vi vill tacka vår handledare Martin Heinegård från Skanska för hans goda råd och fina diskussioner kring vårt arbete. Ett tack till Rickard Bergeryd från HILTI för hans expertis, för hjälpen, materialet och redskapen vid provningen av infästningarna. Tack till Nordkalk för materialet till våra gjutningar.

Slutligen är vi tacksamma för alla fina år på LTH, de minnen som vi skapat och vänner vi fått för livet, utan er hade denna tid inte varit densamma.

Lund, maj 2023

Elin Ryndal
Alice Sörmon

Notation

Latinska bokstäver

a	avstånd mellan punktlast och upplag
A_{bjk}	arean på belastad bjälklagsyta
A_h	lastbärande area av huvud på infästning
A_s	stålets area
A_{tak}	arean på belastad takyta
A_v	area på den anblåsta väggen
A_{vagg}	arean på belastad väggyta
b_v	tjockleken på regelväggarna
b_w	balklivets minsta bredd
C	mängden cement
$c_{cr,sp}$	kritisk avstånd till kant
C_e	faktorer baserat på terrängförhållanden
$c_{pe,10}$	utvändig formfaktor
C_t	1,0, termisk koefficienten baserat på energiförluster via taket
d	tvärsnittets effektiva höjd
E_s	elasticitetsmodulen för stål
f_{ck}	betongs karakteristiska tryckhållfasthet
f_{ctd}	betongs dimensionerande draghållfasthet
f_{cm}	betongs medeltryckhållfasthet
$F_{friktion}$	friktionskraft
F_{res}	resulterande kraft som huset ska förankras mot i skjuvkraft
$F_{tak,Hi}$	horisontell kraftkomponent för var sida av taket
$F_{tak,v}$	kraften som verkar vinkelrätt på taket
f_{uk}	stålets karakteristiska brott hållfasthet
F_{vind}	vindkraft mot vägg
f_{ym}	stålets medelhållfasthet
g_b	egentyngd för balkarna
h_{ef}	effektivt förankringssdjup
h_{min}	minsta djup på grundmaterialet
k_i	variabler givna i European Technical Product Specification för olika infästningar
k_n	koefficient baserat på antal provkroppar
M_E	böjmoment
M_R	momentkapacitet
m_x	medelvärde
N_{Rd}	dimensionerande dragkapacitet
$N_{Rk,c}^0$	karakteristisk hållfasthet av en infästning mot konbrott
$N_{Rk,p}$	karakteristiska kapacitet av en infästning mot utdragbrott
$N_{Rk,s}$	karakteristiska hållfastheten mot stålbrott

$N_{Rm,c}^0$	medelhållfasthet av en infästning mot konbrott
$N_{Rm,p}$	medelkapacitet av en infästning mot utdragbrott
P	punktlast
$Q_{d,i}$	dimensionerande last som linjelast
$q_{d,i,eg}$	dimensionerande egentygder
$q_{d,nyttig}$	dimensionerande nyttiglast
$q_{d,vind,i}$	dimensionerande vindlast
$q_{d,v,vind}$	dimensionerande vertikal vindlast
$q_{d,s}$	dimensionerande snölast
q_k	karakteristisk last
$q_{k,bjk,eg}$	bjälklagets egentygder
$q_{k,i,eg}$	karakteristiska egentygder
$q_{k,nyttig}$	karakteristisk nyttig last
$q_{k,s}$	karakteristisk snölast
$q_{k,tak,eg}$	takets egentygder
$q_{k,vagg,eg}$	väggarnas egentygder
$q_{v,vind}$	karakteristisk vertikal vindlast
$s_{cr,sp}$	kritisk avstånd mellan infästningar
s_k	snölastens grundvärde på mark
s_x	standardavvikelsen
v_b	referensvindhastighet
V_{Rd}	dimensionerande skjuvkapacitet
V_E	tvärkraft
V_R	tvärkraftskapacitet
V_x	varians
W	mängden vatten
$w_{e,i}$	utvändig vindlast
x	neutrala lagrets läge
X_d	dimensionerande värde

Grekiska bokstäver

α	lutning på taket
ε_{cu}	brottstukning
ε_s	töjningen för stål
ε_{sy}	stålets töjning vid dess sträckgräns
η_1	ett värde baserat på vidhäftningsförhållanden
η_2	ett värde baserat på diameter av armeringen
η_d	medelvärde för omräkningsfaktor
ρ	densitet
$\psi_{0,i}$	gaffelvärde för variabla laster
σ	tryckspänning längs långsida vägg
σ_{cp}	bidrag från yttre normalkraft eller förspänning
σ_s	spänningen i armering
γ_d	partialkoefficient för säkerhetsklass
γ_m	partialkoefficient baserat på materialegenskaper
μ	friktionskoefficient
μ_i	formfaktor baserat på takets lutning

Förkortningar

CBM	cementbunden makadam
LCB	låg cement betong
vct	vattencementtal
c/c	centrum till centrum

Innehåll

1	Introduktion	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte	2
1.3	Avgränsningar	2
2	Teori	3
2.1	Platta på mark	3
2.2	Cementbunden Makadam - CBM	4
2.3	Betonghållfasthet	5
2.4	Samverkan mellan armering och betong	7
2.5	Infästningar	9
2.5.1	Mekanisk infästning	9
2.5.2	Friktioninfästning	10
2.5.3	Kemisk infästning	10
2.5.4	Brottnoder vid drag	10
2.6	Klimatkalkyl	13
3	Metod	15
3.1	Betongrecept	15
3.1.1	Betong C25/30	15
3.1.2	Lågcementbetong - LCB	15
3.1.3	Cementbunden makadam - CBM	16
3.2	Tillverkning	16
3.3	Tryckhållfasthet	18
3.3.1	Tryckprovning	19
3.4	Böjkapacitet	20
3.4.1	Böjprovning	22
3.5	Dragkapacitet av infästningar	23
3.5.1	Provning av infästningar	24
3.6	Klimatkalkyl	27
4	Resultat	29
4.1	Tryckhållfasthet	29
4.1.1	Betong C25/30	29
4.1.2	Lågcementbetong - LCB	29
4.1.3	Cementbunden makadam - CBM	29
4.2	Vidhäftningskapacitet	30
4.3	Förankringskapacitet	32
4.4	Klimatkalkyl	33

5	Analys	35
5.1	Beräkningsmässig böjkapacitet	35
5.2	Infästnings brottmoder	37
5.3	Dimensionerande värden	39
5.4	Exempelhus	40
5.5	Laster i infästningar	42
5.5.1	Stjälpning	42
5.5.2	Skjuvning	43
5.6	Vertikal lastnedräkning	46
5.7	Klimatkalkyl	47
6	Diskussion	49
6.1	Tryckhållfasthet	49
6.2	Vidhäftningskapacitet	50
6.2.1	Felkällor vid böjprovning	51
6.3	Förankringskapacitet	51
6.3.1	Felkällor avseende förankringskapacitet	52
6.4	Klimatkalkyl	52
6.5	CBM:s lämplighet som grund	53
6.6	Vidare studier	53
7	Slutsats	55
	Referenser	58
A	Resultat: tryckprovningar	59
B	Moment-nedböjning Diagram	61
C	Resultat: förankringskapacitet	63
D	Beräkningar: böjkapacitet	67
E	Beräkningar: infästnings brottmoder	71
E.1	Stålbrott	71
E.2	Betongkonbrott	71
E.3	Utdragsbrott	72
E.4	Betongspjälkning	72
F	Beräkningar: laster i infästningar	75
F.1	Stjälpning	75
F.2	Skjuvning	79
G	Beräkningar: vertikal lastnedräkning	83
G.1	Laster som verkar på taket	83
G.2	Laster som verkar på bjälklaget	85
G.3	Laster som verkar på grunden	86
G.4	Resultande tryckkraft	87

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Idag blir det mer och mer aktuellt att studera byggnaders påverkan på klimatet. Kraven för olika miljöcertifieringar skärps och fler lagar skapas för att minska byggindustrins klimatbelastning. Från och med 2022 ska en klimatdeklaration genomföras vid nybyggnation av byggnader med en bruttoarea större än $100 m^2$ (Boverket, 2021).

En stor del av klimatavtrycket för en byggnad utgörs av betongen i grunden på grund av dess råvaruanvändning. I betong är cementen det som ger stor miljöpåverkan i och med dess framställning. Kalksten innehåller cirka 35% koldioxid som frigörs under bränningen av kalk vid framställning av cement (Svensk-Byggtjänst-AB, 1994). Dessutom påverkar brytningen av kalk grundvattnet och ger stor påverkan på närliggande miljö. Ett aktuellt exempel är Cementas brytning i Slite, där det pågick utredningar om deras tillstånd för brytning av kalk skulle förlängas (Regeringskansliet, 2022). Skulle brytningen av kalksten i Slite stoppas, kommer cement bli en bristvara som måste importeras utifrån. Att reducera cement i betong är därmed önskvärt.

Vid produktion av småhus idag består grunden typiskt av en 100 mm tjock platta, med 300 mm tjocka kantelement i betongkvalité C30/37. Små laster i kombination med en relativt god betongkvalitet ger plattan en låg utnyttjandegrad. För att minska byggnadens klimatavtryck bör därmed grundens utformning och betongens kapacitet ses över. Egenskaperna hos betong är bland annat beroende av cementhalten, genom att reducera andelen cement sjunker även betongkvaliteten (Burström, 2007).

Materialen som studeras för användning till alternativa cementsnåla småhusgrunder benämns ”cementbunden makadam”, CBM, samt ”lågcementbetong”, LCB. CBM består av makadam av större kornfraktioner där en lättflytande cementslurry med låg cementandel injekteras i efterhand. LCB utförs på samma sätt som vanlig betong men med en minskad cementandel, vilket medför en kraftig sänkning av tryckhållfastheten. Då detta examensarbete inriktas på småhusgrunder som består av lätta stommar kommer inte egentyngden på huskonstruktionen vara avgörande för grundens kapacitet. Istället blir förankringskapacitet mellan väggelementen och grunden begränsande.

I detta examensarbete kommer därför två förslag på cementsnålare grund att utredas med avseende på förankring av armering och infästningar. Detta examensarbete är kopplat till forskningsarbetet *Klimatvänliga husgrunder med mindre cement* finansierat av Energimyndigheten genom forskningsprogrammet E2B2.

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att undersöka ifall de studerade cementsnäla betongtyperna är lämpliga för användning som småhusgrund. Detta görs genom att kontrollera förankringskapaciteten hos infästningar i grunden samt vidhäftning mellan armering och betong. Provning av de alternativa betongerna kommer att kompletteras med en klimatkalkyl som undersöker betongernas fördelar i form av minskat klimatavtryck.

Detta examensarbete kommer besvara följande frågeställningar:

- Är förankringskapaciteten tillräcklig i infästningar för en typisk tvåplansvilla?
- Hur påverkas vidhäftningskapaciteten hos armerad betong vid sänkt cementandel samt vid cementbunden makadam?
- Hur skiljer sig klimatpåverkan för de cementsnäla grunderna jämfört med dagens platta på mark enligt klimatkalkylen?

1.3 Avgränsningar

Examensarbetet kommer endast beakta förankringskapacitet av betongskruv, HUS4-H 10 samt vidhäftning för armering, kamstål av varmvalsat seghärdat stål, K500C-T. Grunden som stabiliserande system i huset ur ett större system kommer inte undersökas eller beaktas. Andra konstruktionsberäkningar eller dimensionerande funktioner för en grund ingår inte i detta examensarbete.

Belastning på infästningar kommer endast undersökas i statiskt drag och inte vid tvärkraftsbelastning, skjuvning eller utmattningseffekter. Endast dragbrottslasten och tillhörande brottmoden kommer undersökas vid dragning av infästningarna. Vid böjbelastning av betongbalkarna kommer det endast undersökas ifall det går till brott via moment eller tvärkraft. Eventuella avvikelser vid belastning kommer även observeras för att dra en slutsats om vidhäftningsbrott.

Klimatkalkyl kommer enbart göras på koldioxidekvivalenter utifrån den standard som Boverket har satt. Klimatkalkylen kommer därmed inte beakta grundens klimatpåverkan under hela dess livscykel. Då en specifik plats för byggnaderna inte är definierade kommer kategori A4 och A5 bortses från och endast värden för A1-A3 kommer beaktas i beräkningarna. Värdena på ingående parametrar varierar mellan leverantörer. För att kalkylen inte ska påverkas av leverantörval har i första hand generiska värden använts.

2 Teori

2.1 Platta på mark

Platta på mark är en vanlig typ av grundläggning för småhus, vilket beror bland annat på dess pris, byggtid och fuktskydd. En grund ska även uppfylla bärförmågan som krävs av användningsområdet. Det som avgör dessa krav på bärförmågan för en småhusgrund är markens förutsättningar, materialval samt aktuella laster.

Markens förutsättningar avgör huvudsakligen isoleringens utformning och eventuellt tillägg av pålar samt förstyvningars geometri. Det som avgör dimensioneringen av plattan är bland annat lasterna orsakade av huskonstruktionens tyngd, vind, snö och nyttig last. Det finns andra dimensionerande faktorer som inte är direkt avgörande för plattans bärförmåga. Det är även viktigt att plattan uppnår rätt frostbeständighet, fuktsäkerhet och har tillräckligt utrymme för installationer. Vanligtvis består en platta på mark av betong med hållfasthetklass C30/37 med underliggande isolering av cellplast. Plattan förstärks vanligen med ett armeringsnät för att begränsa eventuella sprickor.

Syftet med plattans bärförmåga är att motstå tryckpåkänningar samt hantera lyftkrafter i infästningarna mellan väggelement och grunden. Betongen som vanligtvis används har en hög tryckhållfasthet och en hög bärförmåga jämfört med förhållandevis lätta småhuselement.

Ett studiebesök på ett pågående bostadsprojekt i södra Sverige gjordes för att observera deras platta på mark och dess utformning. I kantbalken användes en betong med hållfasthet C30/37 med inblandad luft i de understa 200 mm. Den extra tillsatta luften i betongen användes för att öka frostbeständigheten. De översta 100 mm av kantbalken samt i plattan användes en betong med en hållfasthet på C25/30. Kantbalken var armerad med tvärkraftsarmering samt längsgående armeringsstänger i under och överkant, se figur 2.2. Plattan kompletterades med ett armeringsnät med maskvidd 150 mm över hela ytan. I plattan gjöts vattenburen golvvärme och andra installationer in. Väggarna var förankrade med vinkeljärn och en betongskruv, HUS4-H 16 med en längd på 205 mm ner i plattan på var sida om väggen, se figur 2.1.



Figur 2.1: Vägginfästning i en tvåplansvilla.



Figur 2.2: Kantbalk i en platta på mark.

2.2 Cementbunden Makadam - CBM

CBM har tidigare nyttjats som bärlager i vägar (Petersson m. fl., 1987). CBM är en tvågraderad betong då den består av två komponenter med ett stort glapp i fördelning av fraktioner. De två komponenterna är cementslurry och makadam. Makadamen har en fraktion på 32-63 mm vilket skapar stora hållrum. För att slurryn ska fylla ut alla hållrum krävs det att den är lättflytande. Vid kommande tester har ett utbredningsmått på mer än 900 mm därmed använts. Petersson m. fl. (1987) påstår att ett utbredningsmått på mer än 800 mm behöver uppnås. För att underlätta för slurryn att rinna mellan makadamen bör makadamen vara tvättad och något våt, vilket har framkommit genom tidigare försök samt från Petersson m. fl. (1987).

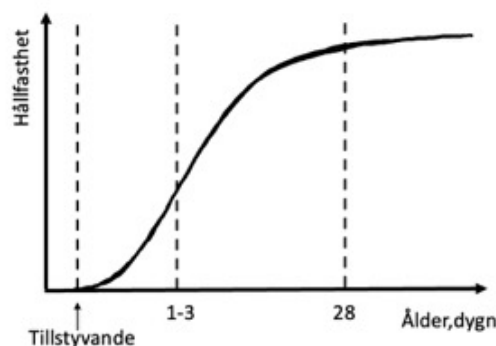
2.3 Betonghållfasthet

Det som kännetecknar ett konstruktionsmaterials kapacitet är ofta dess tryck och draghållfasthet. Betong har en hög tryckhållfasthet men en förhållandevis låg draghållfasthet, som ligger på ungefär 10% av tryckhållfastheten (Isaksson m. fl., 2020). På grund av den låga draghållfastheten i betong, armerar man oftast betongkonstruktioner där den belastas i drag. Draghållfastheten hos betong är svår att bestämma och avgörs ofta med hjälp av indirekta försök, såsom spräckprov (Engström m. fl., 1993).

Betongen brukar klassas efter både cylinder- och kubhållfastheten. En betongkvalité på C25/30 innebär att betongen har en cylinderhållfasthet på 25 MPa och en kubhållfasthet på 30 MPa (Burström, 2007). Enligt Engström m. fl. (1993) har betong en högre hållfasthet vid provning av kuber än cylindrar. Detta beror på att standardiserade cylinderprovkroppars höjd, 300 mm är högre än standardiserade kubprover, 150 mm. Vid tryckytan skapas en friktionskraft som håller ihop provet och därmed ökar tryckhållfastheten lokalt. Då kuberna är lägre påverkas mitten av provet mer av detta fenomen än vad den gör vid en cylinder då avståndet från mitten till tryckytan är längre och detta fenomen avta (Engström m. fl., 1993).

Tryckhållfastheten hos betong bestäms vanligtvis vid en ålder på 28 dygn för att skapa lika förutsättningar på hållfasthetsdata samt för att betongen närmar sig sin maximala kapacitet då, se figur 2.3 (Isaksson m. fl., 2020). Tryckhållfastheten hos betong har en direkt korrelation till cementandelen och vattencementalet, vct i betongreceptet (Burström, 2007). Lägre cementandel innebär lägre tryckhållfasthet. Enligt Svensk-Byggtjänst-AB (1994) blir hållfasthetsutvecklingen förskjuten när vct ökar, vilket innebär att den maximala hållfastheten uppnås något senare än de standard 28 dygn.

Resultatet från provtryckningen av kuber ger ett värde på betongens medelhållfasthet som ligger något högre än vid provning av större betongkonstruktioner. Detta beror på att sannolikheten för defekter är större vid stora konstruktioner än vid små provkroppar. Vilket beaktas vid dimensioneringen av konstruktionsdelar med säkerhetskoefficienter (Isaksson m. fl., 2020).

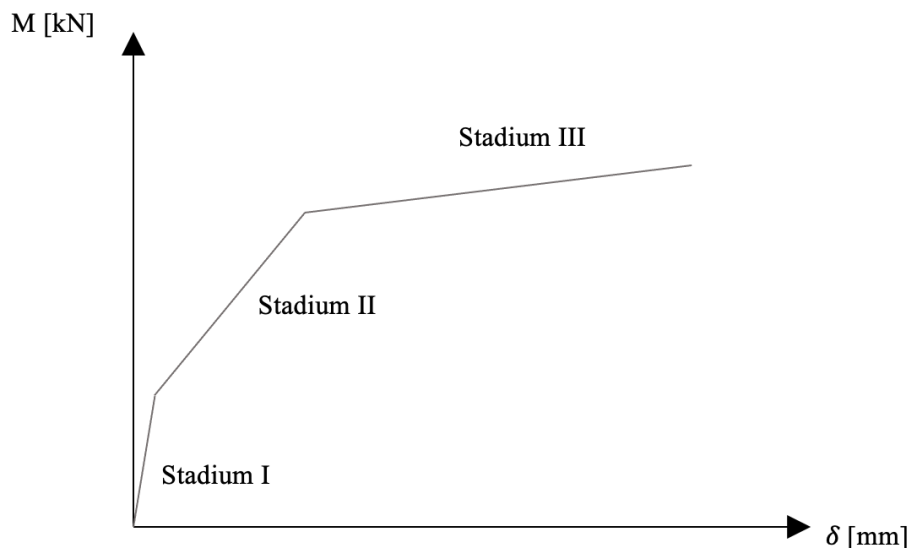


Figur 2.3: Hållfasthetsutveckling av betong (Burström, 2007).

En fritt upplagd armerad betongbalk går igenom olika stadier vid ökad belastning, se figur 2.4:

- Stadium I: Osprucket tvärsnitt som agerar linjärt dvs elastiskt.
- Stadium II: Sprucket tvärsnitt som agerar linjärt dvs elastiskt.
- Stadium III: När materialet inte längre agerar linjärt utan har övergått till plastisk deformation.

Till en början är balken styv och nedböjningen ökar linjärt med momentet och balken befinner sig i stadium I. När böjhållfastheten uppnås i de mest belastade delarna av balken, det vill säga att spricklasten har uppnåtts, uppkommer böjsprickor och balken övergår till stadium II. Dragspänningar som föranledde sprickan omfördelas till armeringen, vilket leder till att balkens styvhet minskar, men spänningsfördelningen i tryckzonen är fortfarande linjär. När elasticitetsgränsen för betongen eller armeringen uppnås och armeringen börjar plasticera övergår tvärsnittet till stadium III. Balken övergår från att agera linjärt till att agera plastiskt. Detta innebär att nedböjningen ökar kraftigt utan att lasten ökar nämnvärt. Fler sprickor initieras och de befintliga sprickorna växer. Slutligen uppnår antingen tryckt kant betongens brottstukning och betongen krossas lokalt eller så går armeringen till brott (Engström m. fl., 1993).

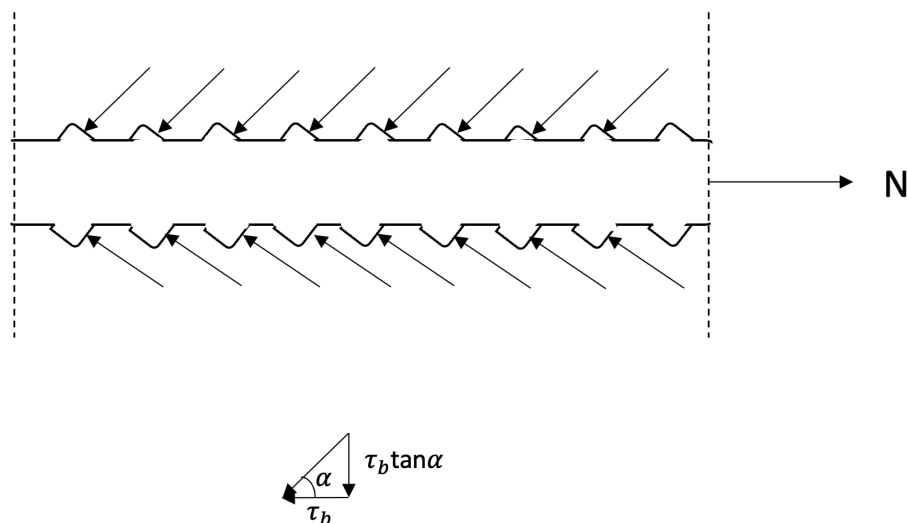


Figur 2.4: Betongtvärsnittets olika stadier när det utsätts för ett böjmoment.

2.4 Samverkan mellan armering och betong

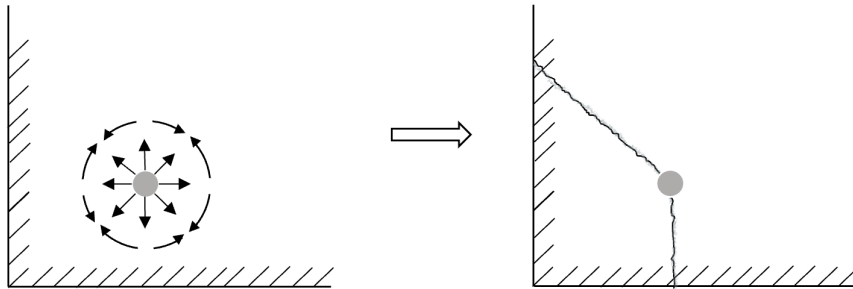
För att armeringen ska ta upp dragspänningarna från betongen behöver det vara samverkan mellan armeringsjärnen och betongenbalken. Vidhäftningsförmågan beror delvis på armeringens mantelyta då det avgör storleken på ytan som är i kontakt och kan överföra spänningar. Det vill säga, genom att öka diametern på armeringen ökas vidhäftningskapaciteten (Engström m. fl., 1993). Det som avgör vidhäftningen mellan betongen och armeringen är tre mekanismer: adhesion, friktion och mekanisk vidhäftning (Isaksson m. fl., 2020).

Dragkrafterna i armeringen överförs till betongen via skjuvkrafter längs armeringens mantelyta och skapar diagonala kraftresultanter från kammarna på armeringen, se figur 2.5. De diagonala krafterna resulterar i sin tur i en radiell spänning kring armeringens tvärsnitt enligt figur 2.6 (Engström m. fl., 1993).



Figur 2.5: Kraftfördelning vid drag i armeringsjärn.

Ifall spänningen överskrider betongens draghållfasthet eller om det finns defekter hos betongen kommer sprickor initieras kring armeringsjärnen, se figur 2.6.



Figur 2.6: Radiell spänning som uppkommer intill dragbelastad armering.

Friktion mellan armeringen och betongen samt den mekaniska vidhäftningen skapad av kontakten mellan armeringens kammar och betongen, är mekanismerna som till störst del påverkar vidhäftningskapaciteten (Isaksson m. fl., 2020). Dessa mekanismer påverkas av betongens hållfasthet, armeringens diameter och täcksiktets tjocklek. En sänkning av betongens hållfasthet ökar risken för att vidhäftningskapaciteten är för låg och armeringen släpper från betongen. Den dimensionerande vidhäftningshållfastheten, f_{bd} , är direkt beroende av betongens hållfasthet se ekvation 2.1 (Engström m. fl., 1993)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (2.1)$$

där

- f_{ctd} betongens dimensionerande draghållfasthet
- η_1 ett värde baserat på kvalitén på vidhäftningsförhållanden, se tabell B10.2 i Engström m. fl. (1993)
- η_2 1,0 för stänger som har en diameter under 32 mm.

Draghållfastheten för betong är direkt beroende av tryckhållfastheten. Då LCB har en sänkt cementandel och därmed en lägre tryckhållfasthet kommer även draghållfastheten sjunka vilket medför en lägre vidhäftningskapaciteten.

Vid dimensionering av förankringslängden läggs fokus på att kontrollera om längden är tillräcklig för att armeringen ska uppnå önskad kapacitet. Armering kräver en viss sträcka, förankringslängd, för att hela kraftöverföringen mellan betongen och armeringen ska uppnås (Engström m. fl., 1993).

Vid den undersökta betongtypen, CBM, finns det risk att mindre andel cementslurry omsluter armeringen då makadamen kan hamna emot armeringen. Makadamen försämrar kapaciteten då en mindre yta av armeringen är i kontakt med betongen vilket innebär att CBM inte nödvändigtvis agerar på samma sätt som ”vanlig” betong. De antaganden och principer som ekvationerna bygger på behöver inte vara tillämpbara på CBM och därmed behövs det undersökas experimentellt.

Ifall armeringen släpper från betongen på grund av låg vidhäftningskapacitet kommer det vara dimensionerande för hela konstruktionens bärförmåga (Engström m. fl., 1993).

2.5 Infästningar

Det finns olika infästningar som uppfyller olika behov och användningsområde. De olika infästningstyperna delas oftast upp i tre huvudgrupper, mekanisk-, friktion- och kemisk infästning. Majoriteten av infästningarna fungerar med hjälp av en kombination av minst två av dessa mekanismer (Thomas-Telford-Publishing, 1994). Under dessa huvudgrupper går det även att kategorisera infästningarna i de som har installerats före eller efter gjutning. De tre övergripande mekanismerna bakom infästningar kommer att beskrivas ytterligare med fokus på infästningar som installeras efter gjutning.

Kapaciteten hos infästningar beror på flera olika faktorer såsom geometrin hos infästningen, förankringsmetoden och grundmaterialet. Geometriska parametrar innefattar förankringsdjup, infästningens hållfasthet, infästningsdiameter och avstånd till fria kanter eller andra infästningar. Förankringskapaciteten påverkas även av materialvärdet som betongens hållfasthet och tillstånd. Andra faktorer, till exempel tidsberoende effekter såsom korrosion och krympning påverkar också (Thomas-Telford-Publishing, 1994). Dessa faktorer är avgörande i olika grad.

2.5.1 Mekanisk infästning

En mekanisk infästning fungerar genom att krafterna överförs mellan materialen när infästningens ankare ”hakar” fast i betongen. Detta medför att stora koncentrerade och lokala spänningar skapas runt infästningens ankare (Thomas-Telford-Publishing, 1994).

Betongskruv

Betongskruv är en typ av infästning som installeras efter det att betongen har gjutits. Ett hål förborras som är några millimeter djupare än längden på betongskruven så att den får plats, då betongdammen lämnas kvar i botten av hålet efter borrhningen. Betongskruven skruvas sedan fast med hjälp av en skruv- eller mutterdragare (Eligehausen m. fl., 2006).

En betongskruv fungerar med hjälp av mekanisk låsning mellan gängorna på skruven som skär in i betongen - att mekaniskt överföra dragspänningar mellan gängor och betong kallas även ”undercut” (Thomas-Telford-Publishing, 1994).

Vid drag och skjuvbelastning visar tester att betongens kapacitet oftast överstigs innan stålets och infästningen går till brott via utdragsbrott eller betongkonbrott (Thomas-Telford-Publishing, 1994).

2.5.2 Friktioninfästning

Infästningar som bygger på friktion fungerar genom att infästningen expanderar efter installation och trycker mot grundmaterialet. Expanderskruv är ett exempel på en friktioninfästning som fungerar med hjälp av normalkrafter som överförs till betongen runt infästningens längd. Expanderskruv monteras genom förborring och nedskruvning av infästning som sedan expanderas med hjälp av ett förspänningsverktyg (Thomas-Telford-Publishing, 1994).

2.5.3 Kemisk infästning

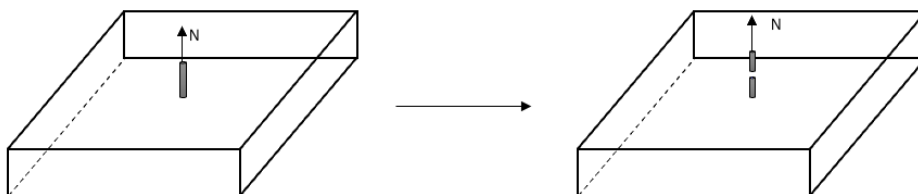
Kemisk infästning bygger på att kraften i infästningen förs över till betongen genom en bindning och adhesion mellan en kemikalisk massa och betongytan i det förborrade hålet (Thomas-Telford-Publishing, 1994). Kemiska infästningen kan utformas med olika varianter på kemiska massor, exempelvis en blandning av polymer eller cementmassa som injekteras i det förborrade hålet för att sedan montera en infästningsstav i massan. Injekteringsmassan måste härda innan den uppnår sin bärförmåga till skillnad från mekaniska och friktionsinfästningar som verkar direkt. Denna infästning är känslig för damm i det borrade hålet då injekteringsmassan istället fäster till dammet som sitter löst. Därmed är det viktigt att damm avlägsnas via dammsugning innan injektering vid kemisk infästning (Thomas-Telford-Publishing, 1994).

2.5.4 Brottmoder vid drag

Vid dragbelastning av stålinfästningar i betong kan flertalet olika brottmoder uppträda.

Stålbrott

Stålbrott sker när stålet uppnår sin sträckgräns och börjar deformeras plastiskt för att sedan skapa ett segt brott någonstans längs med infästningen, se figur 2.7 (Thomas-Telford-Publishing, 1994).



Figur 2.7: Stålbrott hos en stålinfästning i betong.

Den karakteristiska hållfastheten för en idealiserad infästning mot stålbrott beskrivs av ekvation 2.2 (*SS EN 1992-4* 2018)

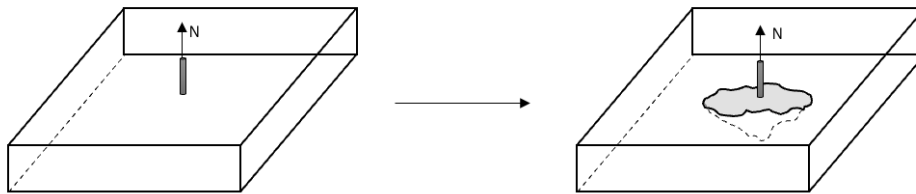
$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (2.2)$$

där

$N_{Rk,s}$ karakteristiska hållfastheten mot stålbrott
 f_{uk} stålets karakteristiska draghållfasthet
 A_s stålets area.

Betongkonbrott

Vid betongkonbrott spricker betongen från infästningens ände och en massa som formar en kon runt infästningen släpper från resterande betong, se figur 2.8 (Thomas-Telford-Publishing, 1994). Betongkonbrott orsakas av dragbrott i betongen och sker när spänningsöverföringen mellan gängorna på skruven till betongen överstiger betongens dragkapacitet. Kortare förankringsdjup ökar risken för betongkonbrott (Thomas-Telford-Publishing, 1994).



Figur 2.8: Betongkonbrott runt en infästningen i betong.

Risken för betongkonbrott ökar med antalet infästningar i samma grundmaterial. Fler infästningar skapar en gruppeffekt som sänker alla infästningars kapacitet. Risken för gruppeffekt minimeras genom tillräckligt avstånd mellan infästningar och till den fria kanten. Enligt Eligehausen m. fl. (2006) bör minsta avståndet mellan två infästningar vara tre gånger förankringsdjupet för att spänningarna från varje infästning inte ska påverka varandra. Avståndet till den fria kanten bör vara 1,5 gånger förankringsdjupet.

Den karakteristiska bärformågan för en idealiserad infästning mot betongkonbrott beskrivs av ekvation 2.3 (*SS EN 1992-4* 2018)

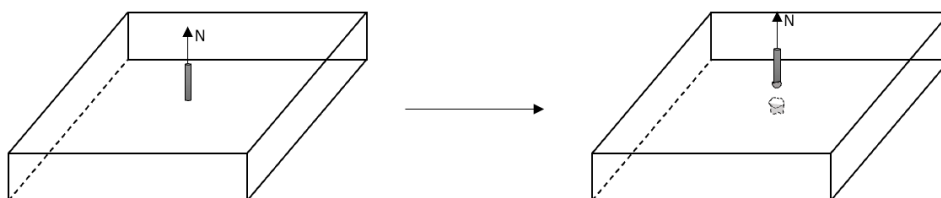
$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.3)$$

där

$N_{Rk,c}^0$	karateristisk kapacitet av en infästning mot konbrott
k_1	11,0 för eftermonterade infästningar i osprucken betong
f_{ck}	betongs karateristiska tryckhållfasthet
h_{ef}	effektivt förankringsdjup, defineras som den längd där infästningen överför kraft till omgivande betong.

Utdragsbrott

Utdragsbrott sker när stora spänningar från gängorna på infästningen krossar betongen närmast infästningen så att den bryts loss helt och dras ut, se figur 2.9. Brottet sker vanligtvis när infästningsgodset har liten diameter (Thomas-Telford-Publishing, 1994). Risken för utdragsbrott kan därmed minska med ökad betonghållfasthet och ökad infästningsdiameter.



Figur 2.9: Utdragsbrott hos en stålinfästning i betong.

Den karakteristiska bärförmågan för en idealiserad infästning mot utdragsbrott beskrivs av ekvation 2.4 (SS EN 1992-4 2018).

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} \quad (2.4)$$

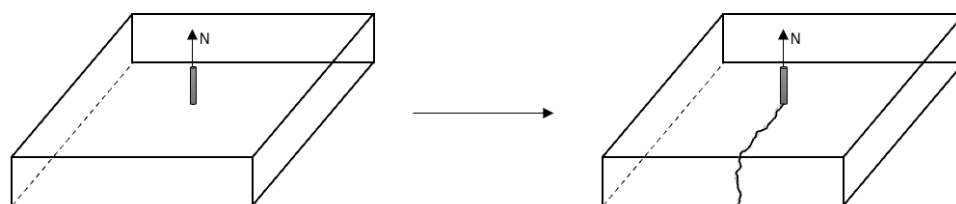
där

$N_{Rk,p}$	karakteristiska kapacitet av en infästning mot utdragbrott
k_2	10,5 för infästningar i osprucken betong
A_h	$= \frac{\pi}{4}(d_h^2 - d_a^2)$ lastbärande area av huvudet på infästningen
d_h	diametern på huvudet hos infästningen
d_a	diametern på infästningens kropp.

Det är även vanligt med en brottmod som kombinerar utdragsbrott och betongkonbrott. Brottet kännetecknas av att betongen går av runt gängorna vid skruvens nederdel samt formar en kon närmare ytan. Sannolikheten för ett kombinerat brott ökar med ett längre förankringsdjup (Eligehausen m. fl., 2006).

Betongspjälkning

Betongspjälkning uppstår då dragspänningarna i betongen överskrider draghållfastheten vilket medför att betongen spricker vertikalt genom infästningen eller horisontellt till den fria kanten, se figur 2.10. Betongspjälkning sker på grund av för små betongdimensioner jämfört med förankringsdjupet eller för litet avstånd till den fria kanten (Thomas-Telford-Publishing, 1994). Risken för betongspjälkning minskar när betongens draghållfasthet eller kroppstorlek ökar, samt genom att avstånd till fri kant och avstånd mellan infästningar ökar (Thomas-Telford-Publishing, 1994).



Figur 2.10: Betongspjälkningsbrott genom en stålinfästning.

Risk för betongspjälkning behöver inte kontrolleras om kravet på avståndet till den fria kanten, avståndet mellan infästningar samt tjockleken på elementet är uppnådd (*SS EN 1992-4* 2018).

2.6 Klimatkalkyl

Första januari 2022 trädde en ny förordning i kraft om krav på klimatkalkyl vid nybyggnation (Boverket, 2021). En byggnads livscykel delas upp i olika skeden. Byggskedet utgör kategori A, förvaltningsskedet kategori B och slutskede kategori C (*SFS2021-787* 2021). Byggskedet delas i sin tur in i fem underkategorier

där

- A1 Råvaruförsörjning: klimatpåverkan vid framtagning av råvaror
- A2 Transport: klimatpåverkan vid transport av råvaror till tillverkningsfabrik
- A3 Tillverkning: klimatpåverkan vid tillverkning av material
- A4 Transport: klimatpåverkan vid transport av material till arbetsplatsen
- A5 Bygg- och installationsprocessen: klimatpåverkan för att hålla byggarbetsplatsen i drift samt för spillmaterial.

Enligt lagen *SFS2021-787* (2021) om klimatdeklaration för byggnader, §8 ska en klimatkalkyl innehålla skedena A1-A5.

3 Metod

För att kontrollera förankringskapaciteten samt vidhäftningsförmågan har tryckprovkroppar, balkar och plattor av tre betongtyper gjutits. Tryckprovkropparna trycktes för att få ut en tryckhållfasthet och balkarna har testats i böjning för att indirekt kontrollera vidhäftningen mellan armering och betong. Infästningar har monterats i gjutna plattor för att kontrollera förankringskapaciteten genom dragprovningar. Gjutningen av de olika provkropparna samt provningsprocesserna beskrivs i detta kapitel. Tillvägagångssättet för klimatkalkylen beskrivs även i detta kapitel.

3.1 Betongrecept

Tre olika typer av betongrecept har använts. Ett referensrecept med en betong av hållfasthet runt C25/30, ett recept på lågcementbetong, LCB och ett med cementbunden makadam, CBM. Syftet med tre olika recept är att ha ekvivalenta provningsvärden från en klassisk betongblandning som referens mot LCB och CBM. De tre betongrecepten beskrivs i kommande avsnitt.

3.1.1 Betong C25/30

Betongreceptet för en standardblandning med tryckhållfasthet runt C25/30 presenteras i tabell 3.1. Flyttillsaten motsvarar 0,3 % av cementvikten.

Tabell 3.1: Betong C25/30-recept för 1 m³

Material	Mängd [kg]
Byggcement	320,0
Tvättad sand 0-2 mm	805,0
Grus 4-8 mm	979,0
Vatten	192,0
Flyttillsats Viscocrete 6730	0,960

3.1.2 Lågcementbetong - LCB

Betongreceptet för betongblandningen med lägre cementhalt presenteras i tabell 3.2. Flyttillsatsen motsvarar 0,9 % av cementvikten.

Tabell 3.2: LCB-recept för 1 m³

Material	Mängd [kg]
Byggcement	175,0
Filler (Limus 15)	300,0
Tvättad sand 0-2 mm	630,0
Grus 8-11 mm	805,0
Vatten	175,0
Flyttillsats ViscoCrete 6730	1,575

3.1.3 Cementbunden makadam - CBM

Två olika recept på cementslurry har använts, ett med otvättad sand och ett med tvättad, se tabell 3.3 och 3.4. Det första receptet, med otvättade sand, användes vid gjutning av tryckprovkropparna samt balkarna. Det andra receptet, med tvättad sand, nyttjades vid gjutning av plattan. Den tvättade sandens brist på små partiklar påverkade betongens konsistens och bindning avsevärt. För att öka mängden små partiklar samt erhålla cementslurry med motsvarande egenskaper hos båda recepten, tillsattes en större andel filler och en mindre andel sand i det andra receptet. Flyttillsatsens motsvarar 2 % av cementvikten i båda recepten. Makadamen motsvarar cirka 40 % av den färdiggjutna CBM volymen och har en fraktion på 32-63 mm.

Tabell 3.3: Slurryrecept med otvättad sand för 1 m³ (CBM-1)

Material	Mängd [kg]
Byggcement	200,0
Filler (Limus 15)	500,0
Otvättad sand 0-2 mm	1242,8
Vatten	286,0
Flyttillsats ViscoCrete 6730	4,0

Tabell 3.4: Slurryrecept med tvättad sand för 1 m³ (CBM-2)

Material	Mängd [kg]
Byggcement	200,0
Filler (Limus 15)	679,6
Tvättad sand 0-2 mm	1120,5
Vatten	286,00
Flyttillsats ViscoCrete 6730	4,0

3.2 Tillverkning

Gjutningen förberedes genom att väga upp alla enskilda komponenter av receptet i plastbaljor. Vatten och flyttillsatsen mättes upp var och en för sig i plastbringare. Gjutningen av C25/30 samt LCB började med att ballasten tillsattes i betongblandaren av

typen Baron för att sedan blandas och fördelas jämnt. Därefter tillsattes byggcement samt kalkstensfiller, vid gjutning av LCB, för att fördelas jämt innan vattnet tillsattes. Slutligen tillsattes även flyttillsatsen för att uppnå den önskade konsistensen.

Till skillnad från en klassisk betongblandning, var det första steget i CBM att fylla upp formarna med tvättad, våt makadam där 5-15 mm till överkant lämnades fritt för att få en jämn färdig yta, se figur 3.2 och figur 3.1. De torra ingredienserna i cementslurry till CBM förberedes på samma sätt som LCB.



Figur 3.1: Formar fyllda med makadam.



Figur 3.2: Placering av makadam i provbalkarna.

Vid gjutning av CBM-balkar och tryckprovkropparna blandades slurryn genom att större delen av vattnet tillsattes till det fasta materialet, för att sedan röras om med

hjälp av en blandarstav i plastbaljor. Efter massan blivit relativt omblandad, tillsattes resterande vatten och slutligen flyttillsatsen. Massan rördes sedan om ordentligt med blandarstaven till en homogen massa. I den resulterande slurryn skapades bubblor på grund av luft som blandats in. För att dessa skulle frigöras fick slurryn stå i tre till fem minuter innan den injekterades till makadamen med hjälp av hinkar och kannor, se figur 3.3. Under tidens gång rördes blandningen om med en murarspade för att undvika att de större partiklarna skulle sjunka till botten och blandningen separera. Vid gjutning av CBM-plattan användes betongblandaren på samma sätt som för LCB.



Figur 3.3: Efterinjektering av cementslurry.

3.3 Tryckhållfasthet

Storleken på makadamen som användes i CBM-provkropparna försvårar användning av standardkuber som har dimension 150 x 150 x 150 mm. Därav byggdes formar med andra dimensioner. För CBM tillverkades sex tryckprovkroppar av dimension 300 x 200 x 200 mm samt dimension 100 x 200 x 200 mm, se figur 3.4. Höjderna på de olika tryckprovkropparna sattes till 300 mm och 100 mm då de överensstämmer med dimensionerna i småhusgrunder, där man normalt har en platta med 300 mm höga kantelementet och 100 mm hög i övriga partier.

För referensbetongen, C25/30 betongen, och LCB, har tryckprovkroppar gjutits i standardformarna 150 x 150 x 150 mm samt med storlek 100 x 200 x 200 mm för jämförelse mellan betongtyperna. Även för dessa tryckprovkroppar har sex stycken av varje storlek och recept gjutits.

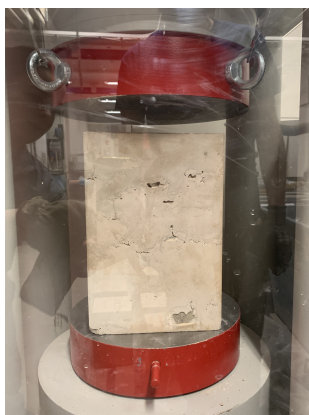


Figur 3.4: Formar i 200 x 200 x 300 mm samt 100 x 200 x 200 mm.

Vid gjutningen av tryckprovkropparna fylldes formarna upp med massa till ungefär hälften innan de vibrerades på vibreringsbord. Detta repeterades innan de avjämnades och placerades under plast för härdning innan avformningen som gjordes ungefär ett dygn senare. Därefter fick tryckprovkropparna härdade under plast i minst 28 dagar innan provning. Vid gjutning av CBM vibrerades inte formarna utan fylldes bara upp med slurryn.

3.3.1 Tryckprovning

Alla tryckprovkropparna trycktes tidigast 28 dygn efter gjutning. Tryckprovningen gjordes med hjälp av en tryckprovsmaskin från Form+Test se figur 3.5. Maskinen ställdes in efter höjd på provkroppar och arean på tryckytan. Provmaskinen ökade lasten med 0,6 MPa per sekund till brott. Brottlasten antecknades manuellt. Mellan varje prov borstades ytan på maskinen av för att undvika felaktiga resultat. För kuberna med storlek 150x150x150 användes en äldre modell av samma maskin som fick styras manuellt så att lasten ökade med ungefär 0,6 MPa per sekund. Värdet på brottlasten för denna maskin lästes av manuellt i kN och beräknades om till MPa genom att dividera med arean för tryckytan. Enligt standard trycktes kuberna med storlek 150x150x150 vinkelrätt mot gjutriktningen.

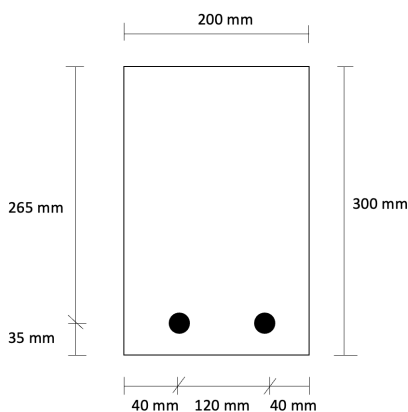


Figur 3.5: CBM-provkroppar innan tryckprovning.

3.4 Böjkapacitet

Syftet med balkprovningen var att undersöka ifall armeringen skulle släppa från betongen och begränsa bärförmågan. Kantelementen av en platta på mark är oftast förstärkta med armering och därmed är det viktigt att undersöka ifall CBM sänker vidhäftningskapacitet kraftigt. Provningen skulle ge möjlighet att jämföra hur den lägre hållfastheten och den stora makadamen vid CBM-receptet eventuellt påverkade vidhäftningen mellan armering och betongen. Böjprovningen kan ses som en indirekt metod för att undersöka vidhäftningskapaciteten där eventuella och plötsliga sänkningar i provlasten granskades.

Alla tre betongrecept har gjutits i samma balkformar och med samma armeringsutformning. Tre balkar av varje recept har gjutits med dimensionerna 200 x 300 x 2500 mm, se tvärsnittsmått i figur 3.6.



Figur 3.6: Armerade provbalkarnas tvärsnittsmått.

Armeringsmängden anpassades för att åstadkomma ett böjbrott med flytning i armeringen. Baserat på enklare handberäkningar valdes två armeringsjärn med en diameter på 8 mm, vilket gav en uppskattad maximal belastning ca 30 % under tvärkraftskapaciteten. Skulle provningen visa en plötslig lastförändring eller att armeringen inte plasticerades, det vill säga otillräcklig lastöverföring mellan betongen och armeringen, kan det tyda på ett eventuellt vidhäftningsbrott. Då resultatet av tryckprovningen ges i medelvärde användes enbart medelhållfastheter för stål och betong i beräkningarna och antagandena.

Formarna har byggts av formplywood som förstärktes med träreglar i över- och underkant samt med snedsträvor längs långsidan, se figur 3.7. Där formarna inte var helt täta, användes fogmassa för att säkerhetsställa att ingen betong läckte ut.



Figur 3.7: Balkfomrar storlek 2500 x 200 x 300 mm.

Två armeringsjärn placerades med en distans på 40 mm från kanterna och med ett centrumavstånd på 120 mm med hjälp av kortare armeringsjärn som najades fast mellan de två längsgående järnen för att undvika glidning i sidled under gjutningen. Två bockade armeringsjärn najades fast till resterande armering, se figur 3.8, för att möjliggöra lyft med kran av balken efter härdning. Armeringsjärnen hade ett täckskikt på 35 mm som uppnåddes med hjälp av distanser, se figur 3.8.



Figur 3.8: Najade armeringsjärn.

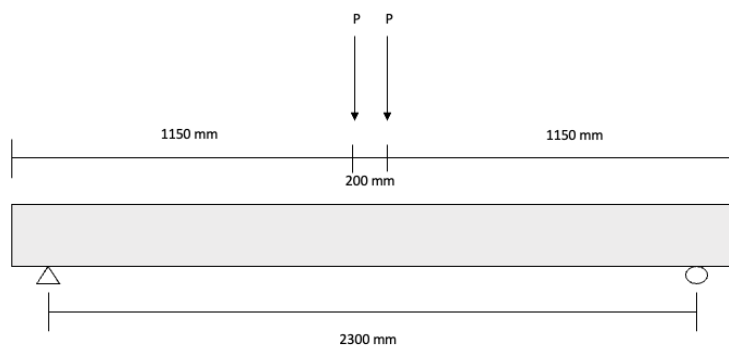
3.4.1 Böjprovning

Böjprovning av de olika balkarna skedde med hjälp av fyrpunktspositionering där balken placerades i provningsmaskinen enligt figur 3.9. Två lägesgivare placerades på varsin sida av balken för att mäta deformationen under provningen. Punktbelastningen var placerad 1150 mm från vardera ände, med ett avstånd 200 mm från varandra. Avståndet mellan upplagen var 2300 mm enligt figur 3.10. Lasten ökades successivt med en hastighet på 0,05 mm/s tills att lasten började nå en platå, därefter fördubblades hastigheten. Provningen pausades vid en uppnådd last på 10 kN respektive 25 kN för att noteras eventuella sprickor med hjälp av markeringspennor.

Armeringen inspekterades visuellt för att undersöka eventuellt vidhäftningsbrott. Vidhäftningsbrott hade indikerats av en kraftig och plötslig förlust i lastökning eller av en synlig indragning av armeringen in i balken. Innan provning granskades balkarna visuellt för att notera befintliga sprickor och andra defekter som hade kunnat påverka resultatet.



Figur 3.9: Balkuppställning innan provning.

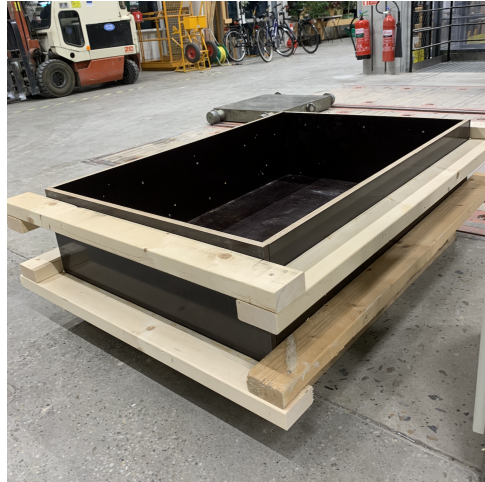


Figur 3.10: Fyrpunktsböjprovning.

3.5 Dragkapacitet av infästningar

De tre olika betongrecepten undersöktes med hjälp av dragprov på infästningarna. Detta gjordes för att undersöka deras förankringskapacitet och notera brottmoden.

Varje betongrecept har gjutits i en form av storlek 1200 x 800 x 300 mm. Formarna har byggts av formplywood och förstärkts runt om med hjälp av träreglar se figur 3.11.



Figur 3.11: Formarna 1200 x 800 x 300 mm.

För att reducera risken för oönskad avspjälkning armerades plattorna. Armering placerades med dyckert 35-50 mm under överkant samt i underkant med plastdistanser för att uppnå ett täcksikt på 35 mm. Bistål fästes med dyckert på halva höjden, se figur 3.12.



Figur 3.12: Armering av plattan innan gjutning.

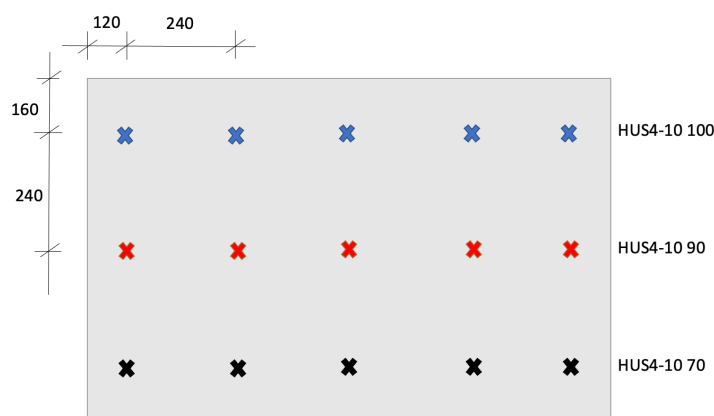
Plattorna har gjutits etappvis i 40 liters omgångar utan vibrering eftersom massan flöt ut bra samt för att minimera risken för separation. Plattorna jämnades endast av och placerades under plast innan avformning. Efter ett dygn kunde plattorna avformas och placerades helt under plast i minst 28 dagar innan provning.



Figur 3.13: CBM-platta innan applicering av slurryn.

3.5.1 Provning av infästningar

Efter betongrecepten uppnått sin härdningstid på minst 28 dygn gjordes 10 mm breda borrhål med hjälp av en slagborr. Borrhålen placerades med centrumavståndet 240 mm och med en distans på 120 mm samt 160 mm till kant, se figur 3.14. Avståndet mellan infästningarna valdes för att undvika tidigt konbrott orsakat av gruppeffekten. Infästningarna som användes under provningen var 3 olika längder av HUS4-H 10 betongskruvar från HILTI, 70, 90 samt 100 mm. Betongskruvarna monterades i tre rader med fem skruvar av samma längd i samma rad, se figur 3.14.



Figur 3.14: Avstånd mellan skruvar och kantavstånd.

Infästningen monterades en i taget med en mutterdragare genom en 10 mm hög bricka med gängor som dragapparaten sedan fästes i, se figur 3.15. Dragprovsapparaten visas i figur 3.16 som fungerade med hjälp av en domkraft för att belasta skruvskallen i drag.

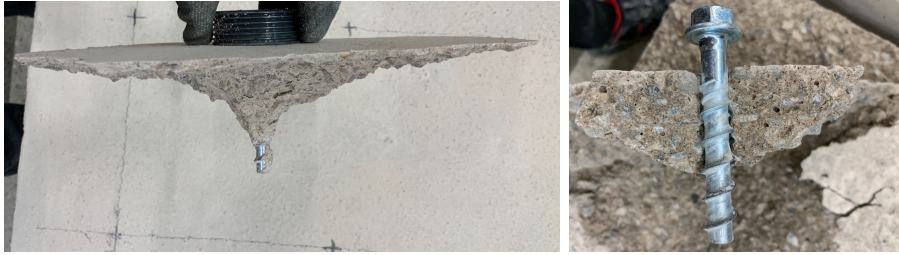


Figur 3.15: Monterad infästning genom bricka och platta.



Figur 3.16: Dragprovsapparaten.

Brottlasten avlästes och antecknades manuellt innan apparaten lossades och nästa infästning monterades och provades. Brottmödrerna bestämdes genom visuella granskningar. Figur 3.17 visar ett exempel på hur ett konbrott identifierades.



Figur 3.17: Konbrott som uppkom vid dragprov.

Figur 3.18 visar hur ett utdragsbrott fastställdes, genom att betongen gick till brott vid gängorna på skruven. Vid detta brott skapades även en liten kon vid ytan vilket tyder på en kombination av utdrag och konbrott.



Figur 3.18: Utdragsbrott som uppkom vid dragprov.

Figur 3.19 visar hur ett utdragsbrott identifierades genom att skruven dragits ur en bit ur betongen och därmed skapade en distans mellan provningskolven och plattan.



Figur 3.19: Utdragsbrott sett i plattan från dragprov.

3.6 Klimatkalkyl

Från Boverkets klimatdatabas (Boverket, 2023) har generiska CO_2 ekvivalenta värden för filler och cement hämtats. För de andra materialen har värden från NCC-Industry-Nordic-AB (2019) hämtats då dessa inte fanns i Boverkets klimatdatabas. För att få ett adekvat värde för filler har värdet på kalksten nyttjats då filler utgörs av kalksten. Värdet för grus har likställts värde för makadamen då de har ekvivalenta egenskaper. Värdena har nyttjats för att utföra en uppskattad klimatkalkyl för de olika betongrecepten genom att multiplicera respektive värde med mängden av varje material.

4 Resultat

4.1 Tryckhållfasthet

Medelvärden samt standardavvikelse för varje recept och dess respektive tryckprovkroppsstorlekar presenteras i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Medelvärden och standardavvikelser från tryckprovningarna.

	Provkropp	Medelvärde [MPa]	Standardavvikelse [MPa]
C25/30	150x150x150	28,4	1,1
	100x200x200	39,1	1,7
LCB	150x150x150	16,1	0,6
	100x200x200	25,5	1,6
CBM	300x200x200	7,4	0,5
	100x200x200	27,5	3,6

4.1.1 Betong C25/30

Tryckprovkropparna trycktes 32 dagar efter gjutning. Resultaten från tryckprovningen för C25/30 presenteras i tabell A.1 samt A.2 i bilaga A. Vid tryckprovkropparna med en höjd på 100 mm observerades sprickor vid 30-35 MPa, innan de gick till brott.

4.1.2 Lågcementbetong - LCB

Tryckrovkropparna trycktes 31 dagar efter gjutning. Resultaten från tryckprovningen för LCB presenteras i tabell A.3 samt A.4 i bilaga A. vid tryckrovkropparna med en höjd på 100 mm observerades sprickor och betongen spjälkade av vid 17-22 MPa, innan de gick till brott.

4.1.3 Cementbunden makadam - CBM

Provkropparna trycktes 28 dagar efter gjutning. Resultaten från tryckprovningen för CBM presenteras i tabell A.5 samt A.6 i bilaga A. Vid tryckprovkropparna med en höjd på 100 mm observerades sprickor och kanterna spjälkade av runt 10 - 15 MPa, innan de gick till brott.

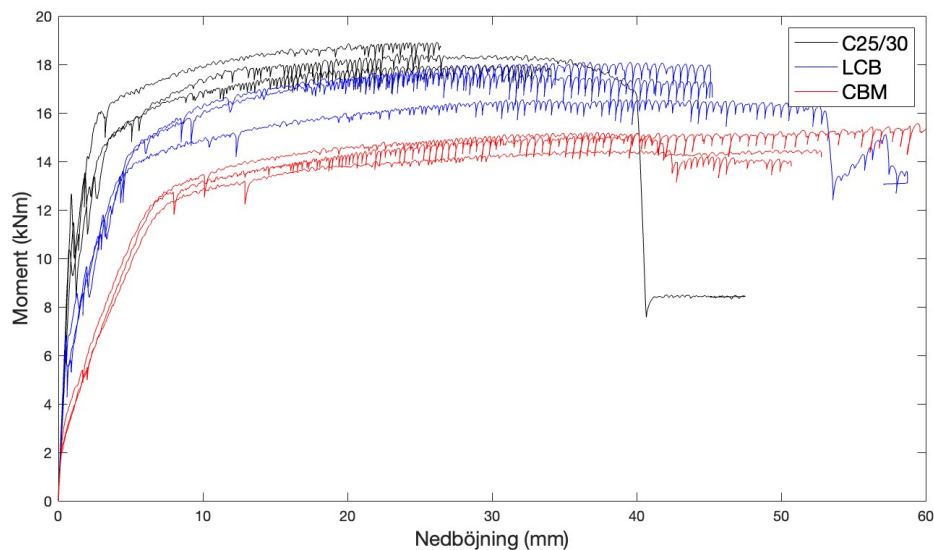
4.2 Vidhäftningskapacitet

Den maximala lasten vid fyrpunktsböjprovningsen av balkarna presenteras i tabell 4.2.

Tabell 4.2: Böjkapacitet [kNm] för de olika balktyperna.

Prov	C25/30	LCB	CBM
1	18,0	16,6	15,5
2	18,9	17,7	15,2
3	18,4	18,1	14,5
Medelvärde	18,4	17,5	15,1
Standardavvikelse	0,4	0,8	0,5

Enligt figur 4.1 flöt stålet, vilket tyder på att armeringen hade tillräcklig vidhäftning till betongen och därmed kunde ta upp överföringen av draglast, se även bilaga B.



Figur 4.1: Moment-nedböjningsdiagram.

CBM-balkarna sprack tidigare än LCB och C25/30 balkarna samt hade fler och mindre sprickor. När balkarna befann sig i stadium III uppkom inte fler sprickor utan sprickorna i mitten av balken blev endast längre och bredare.

Vid böjprovning av en av C25/30 balkarna gick ett av armeringsjärnen till brott vilket observerades av en snabb sänkning i moment enligt moment-nedböjningsdiagrammet, se figur 4.2.



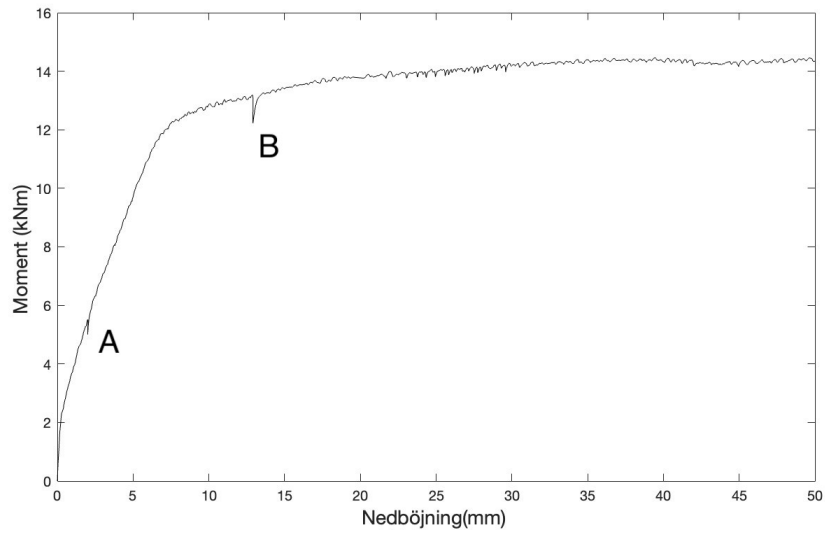
Figur 4.2: Brott i ett armeringsjärn.

Figur 4.3 visar hur sprickorna utvecklades under provningen. Då sprickorna var någorlunda vertikala tyder detta på sprickor som uppstår vid böjbrott och inga typiska sneda skjvsprickor observerades under provningarna.



Figur 4.3: Sprickor i balkar: övre rad, från vänster till höger C25/30, LCB, CBM. Den undre visar en hel CBM-balk.

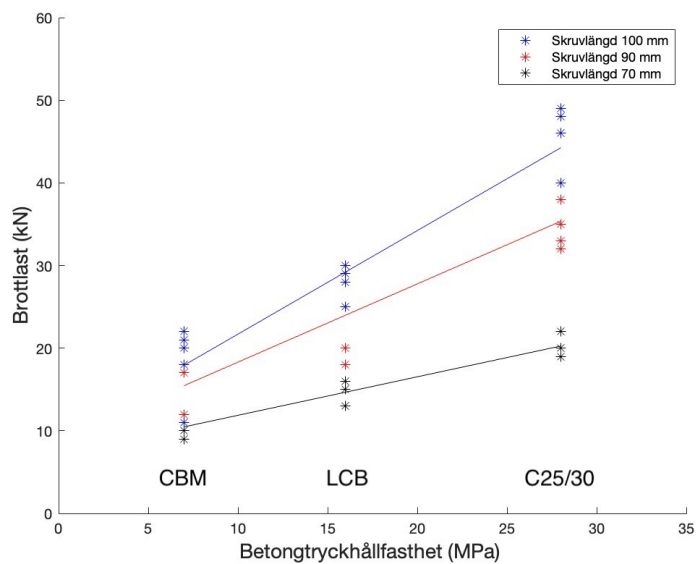
De två punkterna markerade i figur 4.4 visar när avbrott i lastökningen gjordes för att markera uppkomna sprickor och därmed sjönk lasten något. Avbrotten syns i alla balkarnas böjprovningar, se bilaga B. Därav är det ingen avvikelse i resultatet som kommer noteras eller tolkas trots avvikelse i diagrammet.



Figur 4.4: Markerade punkter i kraft-nedböjning diagram från balkprovning.

4.3 Förankringskapacitet

Sammanställt resultat för de olika provkropparna samt de olika skruvlängderna presenteras i tabell 4.3 och figur 4.5. Figuren visar att ett förlängt förankringsdjup alternativt en högre tryckhållfasthet hos betongen ger en ökad förankringskapacitet. Brottmoder för respektive prov presenteras i bilaga C.



Figur 4.5: Resultande dragbrottslaster i korrelation med betonghållfasthet och förankringslängd.

Tabell 4.3: Förankringskapacitet [kN].

Prov	C25/30	LCB	CBM
Skruvlängd 100 mm			
1	40	30	20
2	46	25	11
3	49	28	22
4	48	29	21
5	40	30	18
Skruvlängd 90 mm			
1	35	20	12
2	38	25	18
3	40	29	12
4	33	25	20
5	32	18	17
Skruvlängd 70 mm			
1	22	15	9
2	20	15	10
3	20	16	12
4	19	13	11
5	20	15	10

4.4 Klimatkalkyl

Den totala mängden kg CO_2 -ekv per m^3 av respektive recept presenteras i tabell 4.4.

Tabell 4.4: Sammanställning av resultatet från klimatkalkyl för respektive recept.

Recept	A1-A3 [$kgCO_2 - ekv/m^3$]
C25/30	265,5
LCB	194,0
CBM-1	149,2
CBM-2	166,0

Klimatkalkylen visar att båda CBM-recepten gav en reducerad klimatpåverkan med 44 procent jämfört med C25/30-receptet och med 23 procent jämfört med LCB-receptet. LCB-receptet gav en reducerad klimatpåverkan gentemot C25/30-receptet med 27 procent.

5 Analys

I detta kapitel görs beräkningar som användes som ett referensvärde mot resultaten av de experimentella provningarna. De användes även för att dra slutsatser och diskutera eventuella skillnader och avvikelser.

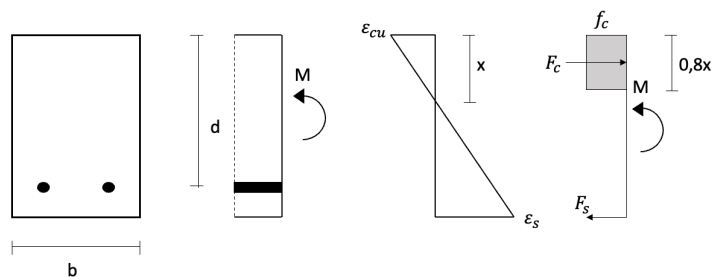
Alla beräkningar som beräknats på cementbunden makadam, CBM gjordes med antagandet att det fungerar som en vanlig betongsammansättning och inte är en tvågraderad massa.

5.1 Beräkningsmässig böjkapacitet

Böjkapaciteten har beräknats för alla betongvarianter för att kunna jämföra skillnader med resultaten från balkprovningarna. Balkhöjden och diametern på armeringen är valda för att styra mot böjbrott och att armeringen flyter i alla betongtyper. Detta beräknades med en minsta marginal på 30 % mellan böjbrottslasten och skjuvbrottslasten för att säkerställa böjbrott.

För att referensvärdena skulle vara jämförbara med resultaten har beräkningarna gjorts med medelvärden istället för karakteristiska värden på hållfasthet. Hållfasthetsvärdena som används i detta kapitel kommer från resultatet av tryckprovningarna som presenteras i avsnitt 4. I ekvationerna har inte säkerhetsfaktorer använts eller dimensionerande beräkningar gjorts.

Armeringen ska plasticeras innan balken går till brott för att ett segt brott ska uppstå. Detta innebär att armeringens hela kapacitet nyttjas. Töjningen kontrollerades för varje betongvariant där alla hade samma armeringsförhållanden och dimensioner. Balkarna hade ett tvärsnitt på 200 x 300 mm och två armeringsjärn på 8 mm i diameter. Töjningen som sker i tvärsnittet vid böjning beräknades enligt *SS EN 1992-1-1* (2005) baserat på töjningsförhållandena i figur 5.1, se beräkningar i bilaga D.



Figur 5.1: Kraft och momentjämvikt över ett enkelarmerat tvärsnitt.

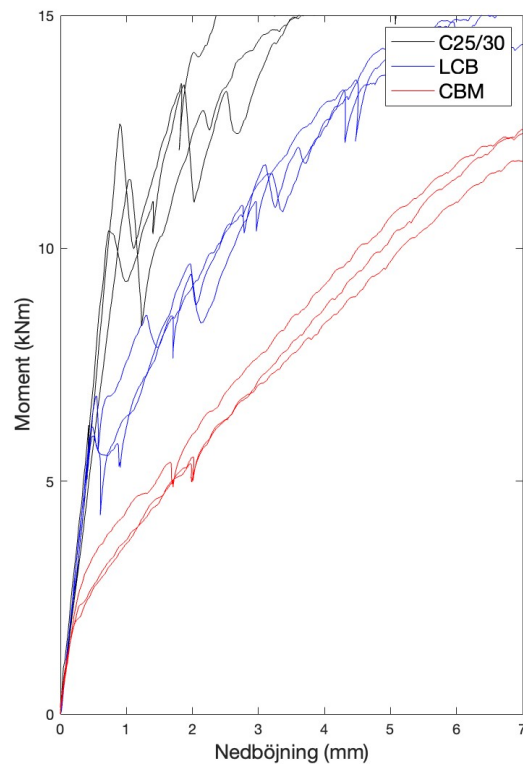
Resultatet från beräkningarna presenteras i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Resultat för beräkningsmässig böjkapacitet.

Variabel	C25/30	LCB	CBM
ε_s [‰]	72,7	39,7	16,4
ε_{sy} [‰]	2,6	2,6	2,6
$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$	OK	OK	OK
M_R [kNm]	14,4	14,2	13,6
V_R [kN]	31,3	25,9	20,0
P_m [kN]	23,4	23,0	22,1
P_v [kN]	59,3	48,5	36,7
P_v/P_m	2,5	2,1	1,7
Dimensionerande last [kN]	23,39	23,0	22,1
Brottmod	Böj	Böj	Böj

Beräkningarna visar att alla armeringsjärn kommer uppnå önskade töjningsförhållanden, det vill säga att stålet kommer flyta i vardera balk. Detta stämde överens med resultatet då moment-nedböjningsdiagrammet antydde på att stålet flöt hos alla balkprover, se figur 4.1. Enligt beräkningarna ska alla tre betongvarianter gå till brott via böjbrott och vid ungefär samma laster. Alla balkarna har även en marginal större än 30 % mellan böjbrottlast och skjvubrottlast, se tabell D.2. Provningsresultatet visar att alla balkar gick till brott via böjning och runt det beräknade momentet. Inga sprickor under böjprovningen tydde på att tvärkraftskapacitet var begränsande. Alla sprickor var raka och lokaliserade i mitten av balken vilket är typiska böjbrottssprickor.

Böjprovningen visade även skillnader i styvhet hos betongrecepten. Under stadium II minskar lutningen hos moment-nedböjningsdiagrammet, det vill säga att styvheten reduceras mellan C25/30 och CBM, se figur 5.2. En lägre styvhet medför en lägre böjkapacitet samt en reducerad spricklast på grund av en lägre draghållfasthet. Detta innebär tidigare sprickor under böjning samt att draglasten överförs tidigare till armeringen än vid betongbalkar med högre styvhet, såsom C25/30, vilket observerades under provningarna.



Figur 5.2: Moment-nedböjningsdiagram i stadium I och II

5.2 Infästnings brottmoder

Dragbrottlasternas medelvärde har beräknats för de aktuella brottmoderna för en betongskruv. Detta gjordes för de olika betongtyperna och sedan användes de värdena som jämförelse mot resultatet. Brottlaster för de olika brottmoderna beräknades för betongskruv HUS4-H 10 från HILTI med en längd på 100, 90 och 70 mm. Dimensionerna för infästningen var densamma för alla betongtyper och erhöles från HILTI:s tekniska produktblad (HILTI, 2023).

Förankringskapaciteten som har erhållits från medelhållfastheterna, samt brottmoderna för de olika förankringslängderna sammanställs i tabell 5.2-5.4. Beräkningarna för respektive brottmod presenteras bilaga E.

Tabell 5.2: Beräknad förankringskapacitet och brottmoder för infästning med en längd på 100 mm.

Betongvariant	Brottnod	Brottlast [kN]
C25/30	Betongkonbrott	32,8
LCB	Betongkonbrott	24,7
CBM	Utdragsbrott	15,8

Enligt resultatet av dragprovningen visar alla betongtyper en högre medelbrottlast än beräknat men skiljer sig inte något nämnvärt. Den största avvikelser mellan resultat och beräkningar är C25/30 som avviker med 11,8 kN.

Tabell 5.3: Beräknad förankringskapacitet och brottmoder för infästning med en längd på 90 mm.

Betongvariant	Brottnod	Brottlast [kN]
C25/30	Betongkonbrott	26,9
LCB	Betongkonbrott	20,3
CBM	Betongkonbrott	13,7

Även hos betongskruvar med längd 90 mm visar resultatet en högre medelbrottlast hos alla betongtyper än beräknat. Avvikelsen är fortsatt störst hos C25/30 på 8,7 kN.

Tabell 5.4: Beräknad förankringskapacitet och brottmoder för infästning med en längd på 70 mm.

Betongvariant	Brottnod	Brottlast [kN]
C25/30	Betongkonbrott	16,2
LCB	Betongkonbrott	12,2
CBM	Betongkonbrott	8,3

För betongskruvar med längden 70 mm är avvikelser mellan beräkningarna och resultaten störst hos C25/30 på 4 kN.

Skillnaden mellan resultatet och beräkningar visar samma tendens hos alla skruvlängder, där beräknad brottlast ligger något lägre än de experimentella resultaten. Beräkningarna visar minskad förankringskapacitet med minskad tryckhållfasthet. De visar även en minskning i förankringskapacitet då förankringsdjupet minskar. Tryckhållfasthetens betydelse för förankringskapaciteten är även större vid ett lägre förankringsdjup. Detta stämmer överens med provningsresultatet.

Enligt beräkningarna skulle LCB och C25/30 gå till brott via betongkonbrott och CBM via utdragsbrott för skruvar med en längd på 100 mm. För de andra skruvlängderna vid samtliga betongtyper beräknades alla gå till brott via betongkonbrott. För C25/30

visade resultatet att utdragsbrott var den dominerande brottmoden eller en kombination mellan konbrott och utdragsbrott. Det var enbart 2 av 15 provningar som visade ett tydligt betongkonbrott hos C25/30. Däremot visade nästan alla provningar i CBM ett stort betongkonbrott även hos skruvlängd 100 mm där beräkningarna förutspådde utdragsbrott. Hos LCB var de observerade brottmoderna spridda och överlag oftast en kombination av 2 olika brottmoder. Stålbrott inträffade aldrig under provningarna vilket stämmer överens med beräkningarna. Enligt beräkningarna utfördes proverna med tillräckliga avstånd mellan infästningar samt till kant för att undvika spjälkning. Däremot uppstod antydningar till spjälkning under provningarna.

5.3 Dimensionerande värden

Dimensionerande värden på provningsresultaten för förankringskapacitet och tryckhållfasthet beräknades för att jämföra resultatet med beräkningarna. Med utgångspunkt i provningsresultatet, har dimensionerande värden beräknats enligt *SS EN 1990* (2014). Variansen för de olika resultaten beräknades enligt ekvation 5.1

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \quad (5.1)$$

där

V_x varians
 s_x standardavvikelsen
 m_x medelvärde.

Med hjälp av variansen beräknades ett dimensionerande värde för förankringskapaciteten och tryckhållfastheten för de olika betongtyperna enligt ekvation 5.2

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_x (1 - k_n V_x) \quad (5.2)$$

där

X_d dimensionerande värde
 η_d 1,0
 γ_m 1,5 för betong
 k_n koefficient baserat på antal provkroppar (*SS EN 1990* 2014).

Koefficienten, k_n , är 1,77 vid 6 prov och 1,8 vid 5 prov. Ett dimensionerande värde beräknades för tryckhållfastheten, f_{cd} , för de olika provstorlekarna och betongtyperna. Ingångsvärdena för beräkningarna samt den beräknade variansen hos tryckhållfasthetsproven och de dimensionerande tryckhållfastheterna presenteras i tabell 5.5.

Tabell 5.5: Ingångsvärden, varians hos tryckhållfasthetsprov samt dimensionerande tryckhållfasthet.

Betongvariant	Provstorlek [mm]	m_x [MPa]	s_x [MPa]	V_x	f_{cd} [MPa]
C25/30	150 x 150 x 150	28,4	1,1	0,04	17,7
LCB	150 x 150 x 150	16,1	0,6	0,04	10,0
CBM	300 x 200 x 200	7,4	0,5	0,07	4,3

Ett dimensionerande värde beräknades för förankringskapaciteten, N_{cd} , för de olika skruvlängderna och betongtyperna. Ingångsvärdena för beräkningarna samt den beräknade variansen hos förankringskapaciteten och de dimensionerande förankringskapaciteterna presenteras i tabell 5.6.

Tabell 5.6: Ingångsvärden, varians hos förankringskapacitet samt dimensionerande förankringskapacitet.

Betongvariant	Skruvlängd [mm]	m_x [kN]	s_x [kN]	V_x	N_{cd} [kN]
C25/30	100	44,6	4,3	0,10	24,5
	90	35,6	3,4	0,09	19,7
	70	20,2	1,1	0,05	12,2
LCB	100	28,4	2,1	0,07	16,4
	90	23,4	4,4	0,19	10,3
	70	14,8	1,1	0,07	8,6
CBM	100	18,4	4,4	0,24	7,0
	90	15,8	3,6	0,23	6,2
	70	10,4	1,1	0,11	5,6

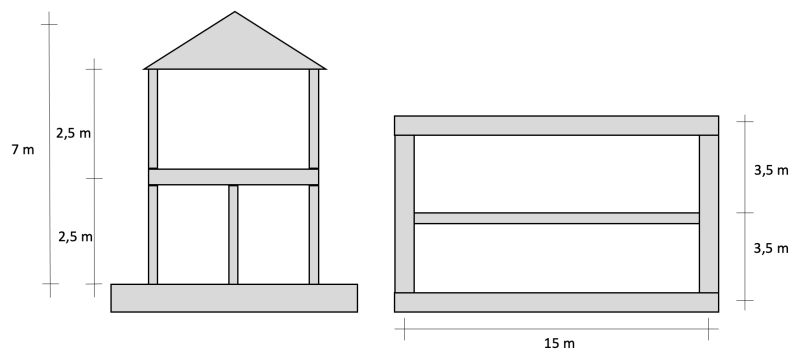
5.4 Exempelhus

Syftet med detta avsnitt är att undersöka vilka laster som en typisk villa utsätts för. Detta för att jämföra beräkningarna med provningsresultaten samt dra slutsatser om förankringskapaciteten.

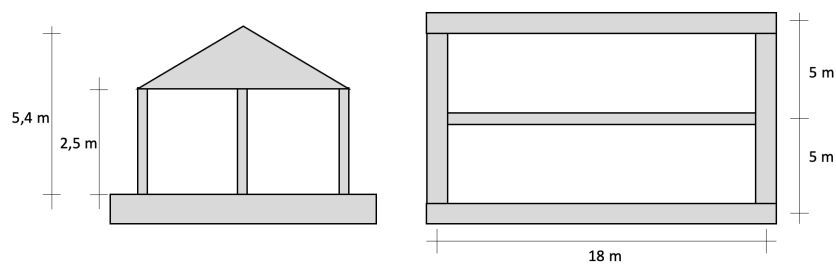
En villa påverkas normalt av laster såsom egentyngder, nyttig last, snölast och vindlast. Egentyngd, nyttig last samt snölast ger upphov till tryck på grunden, medans vindlasten ger upphov till moment och drag som orsakar en lyftkraft. Lyftkrafter kan behöva motverkas med hjälp av infästningar till grunden; problemet är större i byggnader med lätt stomme. Endast de bärande delarna antas vara stabiliserande. De stabiliserande elementen mot lyftkraft antas endast vara husets gavlar.

Tvåplansvillan antogs vara 15x7 m och 7 meter till nock med en taklutning på 30°, se figur 5.3. Det antogs att enplansvillan var 10x18 m och 5,4 meter till nock med en taklutning på 30°, se figur 5.4. Bjälklaget bestod av träreglar som var fritt upplagda på tre väggar. Bjälklaget är upplagd på balkar med ett c/c-avstånd på 1,2 m. Taket bestod av takstolar i trä som antogs vara fritt upplagda på två väggar för tvåplansvillan

samt tre väggar för enplansvillan. Takstolarna placeras med ett c/c-avstånd på 1,2 m. Väggarne var uppbyggda av träreglar.



Figur 5.3: Sektion och planskiss för en tvåplansvilla.



Figur 5.4: Sektion och planskiss för en enplansvilla.

Följande antaganden har gjorts:

- Referensvindhastighet på $v_b=26$ m/s.
- Terrängtyp 0.
- Snölastens grundvärde på mark, s_k på $2,0$ kN/m².
- Nyttig last för bjälklag i bostäder, $q_{k,nyttig}$ på $2,0$ kN/m² (Boverket, 2019).

Egentyngder:

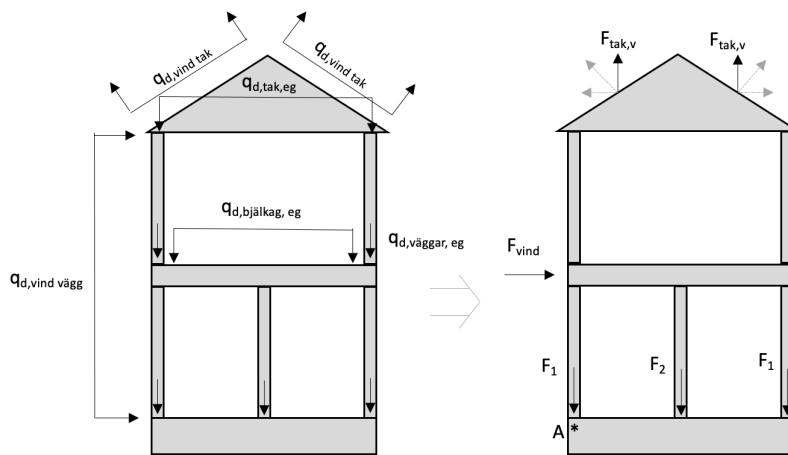
- Bjälklagets egentynd, $q_{k,bjk,eg}$ $0,5$ kN/m² (Träguiden, 2019a).
- Takets egentynd, $q_{k,tak,eg}$ $0,7$ kN/m² (Träguiden, 2021).
- Väggarne egentynd, $q_{k,vagg,eg}$ $0,5$ kN/m², avvägning utifrån Träguiden (2019b).

5.5 Laster i infästningar

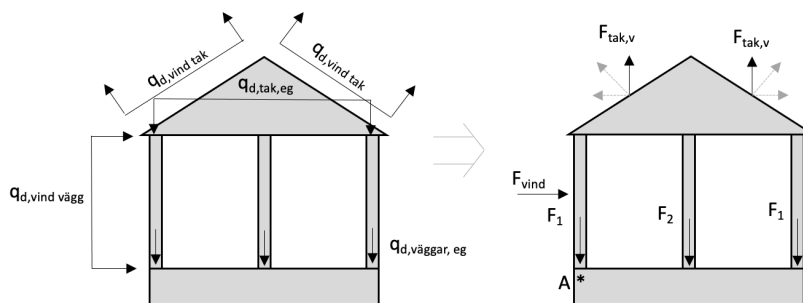
Beräkningar gjordes i brottgränstillståndet enligt lastkombination EQU-A (*SS EN 1990 2014*) med säkerhetsklass 3. Nyttiga laster och snö bortsågs från då dessa motverkar lyftkraften och därmed hade gett ett mer gynnsamt resultat.

5.5.1 Stjälpning

Det mest ogynnsamma lastfallet för stjälpning är när taket utsätts för en vindlast i sug över hela taket, se uppställning i figur 5.5 och 5.6. Beräkningarna redovisas i bilaga F.



Figur 5.5: Laster för stjälpningsberäkningar vid tvåplan.



Figur 5.6: Laster för stjälpningsberäkningar vid enplan.

De beräknade laster som påverkar infästningarna för de två villorna presenteras i tabell 5.7.

Tabell 5.7: Kraftfördelning i infästningarna vid vind mot långsida.

	M_A [kNm]	R_A [kN]	R_B [kN]
Enplan	353	-35,3	-29,6
Tvåplan	199	-7,1	-28,5

Det resulterande momentet blev enligt beräkningarna 353 kNm och 199 kNm. Detta innebär att infästningarna behöver motverka en lyftkraft för enplans respektive tvåplansvilla på 35,3 kN respektive 28,5 kN.

Med hjälp av tabell 5.6 samt tabell F.2 har minsta antalet infästningarna som krävs för att motverka stjälpning tagits fram för respektive skruvlängd och betongrecept, se tabell 5.8.

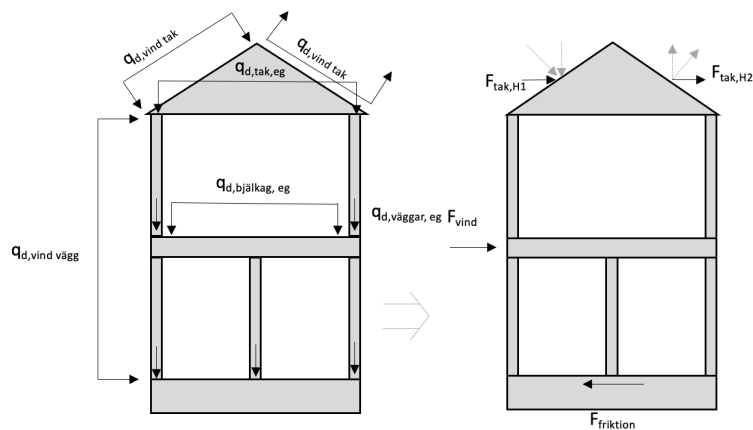
Tabell 5.8: Minsta antal infästningar [st] för att motverka stjälpning.

Enplansvilla			
Skruvlängder [mm]	100	90	70
C25/30	2	2	3
LCB	3	4	5
CBM	6	6	7
Tvåplansvilla			
Skruvlängder [mm]	100	90	70
C25/30	2	2	3
LCB	2	3	4
CBM	5	5	6

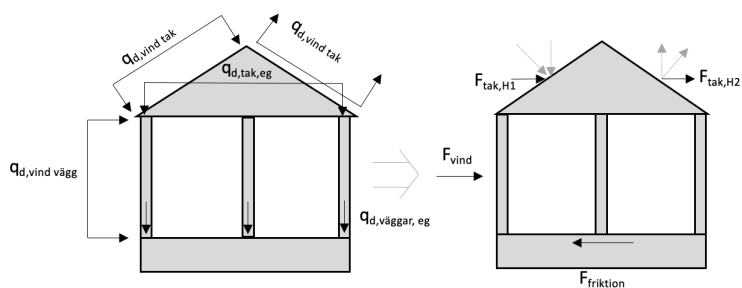
Antalet infästningar i CBM och LCB jämfört med den traditionella betongen ökar med cirka 130-200% respektive 50-100% vid en enplansvilla och 100-150 % respektive 0-50% vid en tvåplansvilla.

5.5.2 Skjuvning

Det mest ogynnsamma lastfallet för skjuvning är när taket utsätts för vindlast i tryck för takhalvan närmast lovartsidan av huset och sug för takhalvan närmast läsidan av huset, se uppställning i figur 5.7 och 5.8. Beräkningarna redovisas i bilaga F.



Figur 5.7: Lastuppställning för skjuvnings beräkningar vid tvåplan.



Figur 5.8: Lastuppställning för skjuvnings beräkningar vid enplan.

De beräknade laster som påverkar infästningarna för de två villorna presenteras i tabell 5.9.

Tabell 5.9: Skjuvkrafter vid vind mot långsida.

Hustyp	Skjuvning [kN]
Enplan	158,2
Tvåplan	193,6

Skjuvkapacitet

Med hjälp av undersökta värden hos HILTI (2023) togs ett förhållande fram som ett referensvärde för att dra en förenklad slutsats om infästningarnas skjuvkapacitet. Enligt Hilti ska HUS4-H 10 i en C25/30 betong uppnå skjuvkapaciteterna samt dragkapaciteterna enligt tabell 5.10 för respektive skruvlängd. Det framtagna förenklade förhållandet mellan kapaciteterna för respektive skruvlängd presenteras i tabell 5.10.

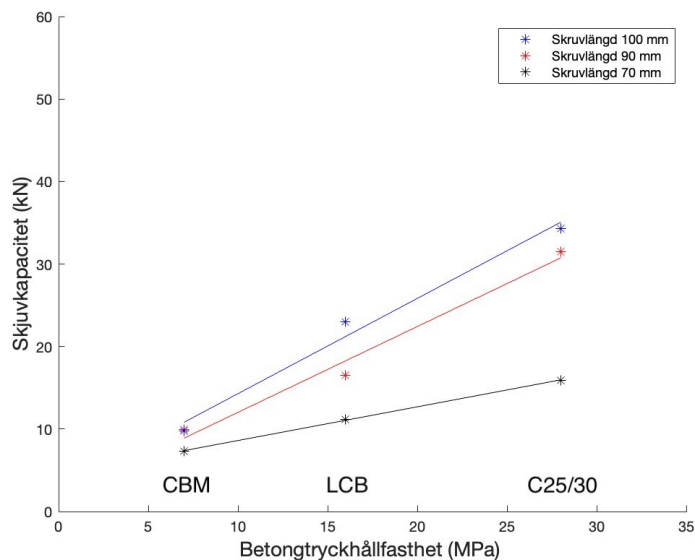
Tabell 5.10: Dimensionerande skjuv- och dragkapacitet [kN] hos infästningar i en C25/30 betong enligt HILTI (2023).

Skruvlängder [mm]	100	90	70
N_{Rd}	18,4	14,7	7,2
V_{Rd}	25,6	23,0	9,1
V_{Rd}/N_{Rd}	1,4	1,6	1,3

Dessa förhållanden antas vara samma för alla betongrecept och används för att ta fram skjuvkapaciteterna för infästningar i C25/30, LCB samt CBM utifrån de beräknade dimensionerande förankringskapaciteterna för respektive recept och skruvlängd, se tabell 5.6. De beräknade skjuvkapaciteterna presenteras i tabell 5.11 samt figur 5.9.

Tabell 5.11: Dimensionerande skjuvkapaciteter för en infästning HUS4-H 10 [kN].

Skruvlängder [mm]	100	90	70
C25/30	34,3	31,5	15,9
LCB	23,0	16,5	11,2
CBM	9,8	9,9	7,3



Figur 5.9: Dimensionerande skjuvkapaciteter i korrelation med betonghållfasthet och förankringslängd.

Med hjälp av tabell 5.11 samt tabell 5.9 har minsta antalet infästningarna som krävs tagits fram för respektive skruvlängd och betongrecept, se tabell 5.12.

Tabell 5.12: Minsta antal infästningar [st] för att motverka skjuvning.

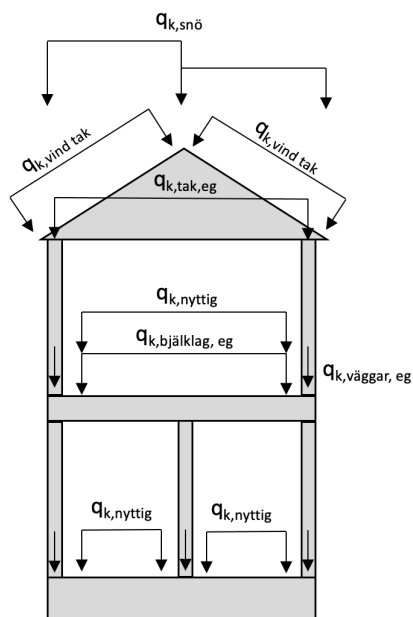
Enplansvilla			
Skruvlängder [mm]	100	90	70
C25/30	5	5	10
LCB	7	10	15
CBM	17	16	22
Tvåplansvilla			
Skruvlängder [mm]	100	90	70
C25/30	6	7	13
LCB	9	12	18
CBM	20	20	27

Antalet infästningar i CBM och LCB jämfört med den traditionella betongen ökar med cirka 120-240% respektive 40-70% vid en enplanvilla och 110-230% respektive 40-70% vid en tvåplansvilla.

5.6 Vertikal lastnedräkning

En enkel beräkning på de laster som påverkar en villa och vilken tryckspänning som påverkar grunden har gjorts. Syftet är att visa storleken på tryckspänningen i jämförelse med tryckkapaciteten för betong C25/30, LCB samt CBM. Lasterna har beräknats till en linjelast längs långsidorna på villan för att sedan beräknas om till en tryckspänning längs syllan. Beräkningarna gjordes i brottgränstillståndet enligt STR-B (*SS EN 1990 2014*) med säkerhetsklass 3, se beräkningar i bilaga G.

Det mest ogynnsamma lastfallet är när vinden på taket agerar i tryck över hela takets yta. För lastuppställning se figur 5.10.



Figur 5.10: Lastuppställning i exempelvilla.

Resultterande tryck längs långsidan av exempelhuset blev 74,3 kPa. Då de resulterande spänningarna är förhållandevis låga för en tvåplansvilla har endast de beräkningarna gjorts. En enplansvillas tryckspänningar kommer vara lägre och därmed inte intressanta. Resultatet visar att alla betongtyper, C25/30, LCB och CBM hade en tryckhållfasthet över det aktuella trycket i en tvåplansvilla.

5.7 Klimatkalkyl

Följande klimatkalkyler har beräknats fram genom att multiplicera mängden med det generiska värdet på koldioxidekvivalenter för respektive material, se tabell 5.13. Mängden makadam i CBM-recepten har tagits fram genom att densiteten på makadam antas vara 1700 kg/m^3 (Åkerigrus, u. å.) samt antagandet att en kubik CBM innehåller 40 procent makadam, vilket har grundats på laborationerna. Klimatkalkylerna presenteras för de olika betongrecepten i tabell 5.14-5.17.

Tabell 5.13: Generiska värden.

Material	A1-A3 [$\text{kgCO}_2 - \text{ekv/m}^3$]
Makadam	0,003
Sand	0,003
Grus	0,003
Cement	0,813
Filler	0,158

Tabell 5.14: Klimatkalkyl för betong C25/30.

Material	Mängd [kg/m^3]	A1-A3 [$kg CO_2 - ekv/m^3$]
Sand	805	2,4
Grus	979	2,9
Cement	320	260,1
Totalt		265,5

Tabell 5.15: Klimatkalkyl för LCB.

Material	Mängd [kg/m^3]	A1-A3 [$kg CO_2 - ekv/m^3$]
Sand	630	1,9
Grus	805	2,4
Cement	175	142,3
Filler	300	47,4
Totalt		194,0

Tabell 5.16: Klimatkalkyl för CBM-recept 1.

Material	Mängd [kg/m^3]	A1-A3 [$kg CO_2 - ekv/m^3$]
Makadam	680	2,0
Sand	746	2,2
Cement	120	97,6
Filler	300	47,4
Totalt		149,2

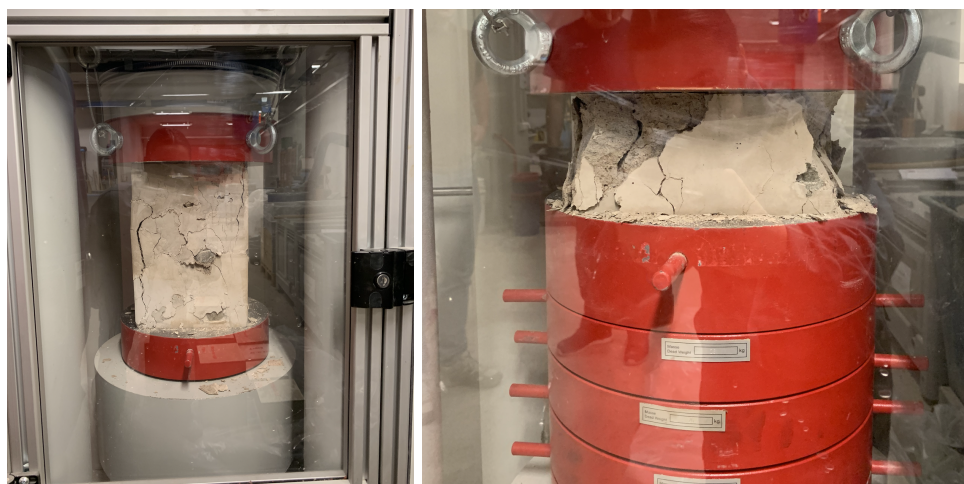
Tabell 5.17: Klimatkalkyl för CBM-recept 2.

Material	Mängd [kg/m^3]	A1-A3 [$kg CO_2 - ekv/m^3$]
Makadam	680	2,0
Sand	672	2,0
Cement	120	97,6
Filler	408	64,4
Totalt		166,0

6 Diskussion

6.1 Tryckhållfasthet

De låga tryckprovkropparna i storlek 100 x 200 x 200 mm visade en högre medeltryckhållfasthet än de högre provkropparna av både storlek 150 x 150 x 150 mm och 200 x 200 x 300 mm hos alla betongtyper. En förklaring är fenomenet som beskrivs i avsnitt 2, där kubprover har en högre tryckhållfasthet än cylinderprover. Friktionskrafter uppstår längs tryckytan som ökar tryckhållfastheten lokalt vilket avtar med höjden. Under tryckprovningen, runt halva brottlasten, spjälkade kanterna av på de låga tryckprovkropparna. Även detta kan bero på friktionskraften då kuberna troligtvis höll ihop sig under tryckningen och materialet inte kunde lossna trots att provet redan spruckit. Både CBM och LCB visade under provningen en tendens att spricka före brottlasten vilket tyder på att tryckhållfastheten bestämd på tryckprovkroppar med en höjd på 100 mm är missvisande och inte representativ, se figur 6.1.



Figur 6.1: CBM kuber vid brott, 300 mm respektive 100 mm höga.

Mängden cement i de tre olika betongtyperna sänks från C25/30, LCB till CBM. Mellan LCB och C25/30 sänks vet från 1,0 till 0,6. Denna reduktion i vet samt i cementandel innebär en förlust på 42,5 % i tryckhållfasthet enligt Svensk-Byggtjänst-AB (1994). Liknande korrelation visas i resultatet med en förlust på 43,5% för 150 x 150 x 150 mm tryckprovkropparna samt 35% för 100 x 200 x 200 mm tryckprovkropparna. Försvagningen i tryckhållfasthet var därmed förväntad och tydligt korrelerar till cementandelen i betongtyperna. Sambandet är svårt att jämföra hos CBM, då inte hela volymen består av cementslurry, utan 40% består av makadam.

6.2 Vidhäftningskapacitet

Storleken på lasten som överfördes med hjälp av vidhäftning mellan armeringen och betongen kan inte direkt bestämmas med de genomförda försöken som bas. Det är möjligt att utföra ett direkt dragprov på armering i betong. Den här typen av dragprov är mycket svårare att genomföra, därav kontrollerades vidhäftningskapaciteten istället indirekt med hjälp av böjprovning. Resultat från böjprovningen visar på att vidhäftningskapacitet under de specifika förutsättningarna inte begränsade lasten, då tydlig stålflytning visades i moment- nedböjningsdiagramen, se figur 4.1. Stålflytning kännetecknas av en utplanande last-ökning med en samtidigt ökande deformation vilket beskrivs som stadium III, se avsnitt 2. Ingen plötslig minskning av påfordrad last kunde observeras under pålastning, vilket indikerar tillräcklig förankringskapacitet. Enligt resultaten i den här studien avviker inte CBM eller LCB från betong C25/30 när det kommer till vidhäftning och dragöverföring mellan armering och betong. Alla balkar uppträdde liknande och hade samma beteende, det vill säga att de följde stadiumkurvan i figur 2.4.

I stadium III övergår slutligen tvärsnittet till en lokal stukning där betongen krossas och betongens tryckhållfasthet överskridits (Engström m. fl., 1993) vilket tydligt kunde observeras hos en av LCB balkarna, se figur 6.2. Det visades även i moment-nedböjningsdiagrammet där lasten sjönk plötsligt, se figur 4.1.



Figur 6.2: Krossad betong vid punktlasten

Korrosionsrisken hos en platta på mark är en av de avgörande faktorerna vid dimensionering av plattan och dess tjocklek. Om plattan spricker ökar risken för att armeringen börjar korrodera. Vid böjning av CBM-balkarna uppkom fler sprickor än för både LCB- och C25/30-balkarna. Sprickorna uppträdde även vid en lägre last. Större mängd små sprickor är mer fördelaktigt än få stora ur korrosionsynpunkt. Vid små sprickor tunnare än 0,45 mm kan sprickan självläka genom att korrosionen sluter igen sprickan (Engström m. fl., 1993). Ur korrosionsynpunkt var därmed CBM något mer fördelaktigt då C25/30-balken endast utvecklade en stor och bred spricka hos alla provkroppar. Sprickorna i CBM-balkarna växte och blev bredare än 0,45 mm. CBM-balkarna började även spricka tidigare, vilket kan medföra korrosion vid en lägre last än för LCB och C25/30.

Ur böjkapacitetssynpunkt är det även gynnsamt med kortare avstånd mellan sprickorna och mindre sprickor, detta då deformationen fördelas jämnt mellan sprickorna och varje enskild spricka ökar mindre i vidd. Vid enbart en spricka kommer all deformation belasta den enskilda sprickan, som då kommer öka ytterligare i sprickbredd

(Engström m. fl., 1993), vilket observerades under provningarna. Sprickbildning kan begränsa vidhäftningsförmågan då den kräver en viss sträcka för att utvecklas, vilket hindras vid uppkomst av sprickor (Engström m. fl., 1993). Sprickbildning bör därför begränsas vid bärande konstruktioner.

Resultatet gav en högre böjkapacitet för alla balkar än det som beräknades med cirka 10-30 %. Detta kan grundas i antagandet att enbart armeringen tar dragspänning och förutsätter att betongen dragkapacitet är obefintlig (*SS EN 1992-1-1* 2005). Trots betongens ringa dragkapacitet är den i själva verket ej försumbar, vilket kan medföra att balkarna har högre kapacitet än som beaktats i beräkningarna (Engström m. fl., 1993). Avvikelsen i provningsresultatet kan även tyda på att betongens hållfasthet har större påverkan på böjkapacitet än som tas hänsyn till i beräkningarna.

6.2.1 Felkällor vid böjprovning

Två av LCB-balkarna fick härda cirka en vecka längre än de övriga vilket kan ha påverkat resultatet och orsakat en högre kapacitet. Resultatet visar att den första LCB-balken som testades hade något lägre kapacitet än de två senare provade balkarna, vilket tyder på att den förlängda härdningstiden påverkade resultatet. Enligt figur 4.1 var skillnaden ungefär 5-10 %. Dessutom var standardavvikelsen större för LCB-balkarna än de övriga, vilket även detta styrker denna avvikelse. LCB har även betydligt högre vct än C25/30, vilket enligt avsnitt 2 innebär fler härdningsdagar än de standard 28 dygn för att uppnå eller närma sig sin maximala hållfasthet. Därav är det möjligt att CBM också hade visat en högre kapacitet ifall härdningstiden ökats, då även den har en aning högre vct.

6.3 Förankringskapacitet

Under provning av infästningarna visades det vid flertalet tillfällen att det var svårt att avgöra vilken brottmod som uppstod. Då beräkningarna för de olika brottmoderna baseras på empiriska studier och inte nödvändigtvis innebär att en specifik brottmod inträffar vid en viss last, stämmer det överens med resultatet. Till skillnad från beräkningar är inte korrelationen lika tydlig mellan brottlaster och brottmoder vid faktiska brott. Därav är det sannolikt att brottmoderna inte är så distinkta visuellt utan oftast uttrycker sig som en kombination av flera brottmoder. Enligt Eligehausen m. fl. (2006) är det mer troligt att en kombination av utdragbrott och kombrott påträffas när förankringsdjupet ökar. Resultatet styrker detta då fler kombinationsbrott observerades vid längre skruvlängder.

I analysen framgår antalet infästningarna som krävs för att motverka lyftkrafterna och undvika stjälpning. För infästningarna i C25/30 var de beräknade antalet infästningar som krävs lägre vilket var väntat då den har en större tryckkapacitet än LCB och CBM.

I analysen framgår antalet infästningarna som krävs för att motverka skjuvkrafterna. För infästningarna i C25/30 var de beräknade antalet infästningar lägre vilket var

väntat då den har en större dragkapacitet och därmed en större skjuvkapacitet än LCB och CBM.

Då infästningarna måste placeras där lasterna verkar kan ökningen av antalet infästningar i CBM och LCB vara svår att uppnå, då brist på utrymme kan förekomma. Detta på grund av att minsta avstånd mellan infästningar måste uppfyllas. Antalet infästningar kan reduceras genom att öka längden på skruvarna alternativt öka betongens tryckhållfasthet, se figur 4.5 samt 5.9. CBM:s och LCB:s fördel i klimatpåverkan genom en minskad cementhalt måste vägas mot den ökade klimatpåverkan från fler infästningar, jämfört med C25/30.

6.3.1 Felkällor avseende förankringskapacitet

I analysen har beräkningarna på de olika brottmoderna utförts med antagandet att det är idealiserade och enskilda infästningar, vilket resultatet visade att provningarna inte var. Provkropparna som gick till brott via betongkonbrott sprack mer än beräknat samt förekom spjälkning, vilket medförde att de olika proverna påverkade varandra. Ytterligare ett antagande som gjorts i beräkningarna var att betongen var osprucken. Då betongplattorna redan var spruckna från tidigare provningar överensstämmer inte förutsättningarna med beräkningarna trots att beräkningarna visade att alla kritiska avstånd uppfylldes. Vid provningar utförda med större avstånd eller om varje infästning provades i enskilda provkroppar hade resultatet troligen visat högre förankringskapaciteter samt en mindre spridning.

En svårighet med CBM är att den inte är homogen. Det är svårt att förutse om man fäster skruven i makadamen eller om infästningen placeras endast i slurry. Vid framförallt en av infästningarna i CBM-plattan, med en skruvlängd på 100 mm, noterades vid infästningen att skruven gick i utan motstånd och inte grep i plattan. Detta bekräftades också genom att infästningens brottlast avvek från de övriga då den var förhållandesvis låg, se tabell C.7. Om detta beror på att infästningen fästes i en punkt där det var brist på makadam, eller om det fanns en spricka uppkommen från tidigare prover är svårt att fastställa.

De framtagna skjuvkapaciteterna är baserade på förenklade antaganden om förhållandet mellan drag- och skjuvkapacitet. Förhållandet är grundat på värden för betong C25/30 framtagna av Hilti (HILTI, 2023). För att stärka dessa samband hade egna provningar på skjuvkapacitet i LCB och CBM krävts. De slutsatser som dragits utifrån figur 5.9 är baserade på förenklingar samt antagandet att förhållandena följer ett linjärt samband. I figuren kan man tyda att flertalet värden avviker från trendlinjerna. För mer tillförlitliga trendlinjer och slutsatser bör fler mätvärden tas fram.

6.4 Klimatkalkyl

En klimatkalkyl som krävs av Boverket innehåller även värden för kategori A4 och A5 som ställer krav på kunskap om materialets ursprung samt position av den aktuella byggarbetsplatsen. Detta medför att placering av arbetsplatsen kan påverka resultatet

så att CBM inte längre får samma fördel. Värdena i den utförda klimatkalyken är generiska och kan därmed påverkas av val av leverantör. Däremot ger resultatet ett bra utgångsvärde och jämförelse mellan betongtyperna som visar en stor sänkning i koldioxidekvivalenter från C25/30 till CBM.

6.5 CBM:s lämplighet som grund

Enligt analysen och diskussion kan CBM uppnå en tillräcklig förankringskapacitet. CBM:s lämplighet som grund har andra möjliga begränsningar som kan uppkomma vid utförandet av en platta på mark. På grund av den lättflytande slurry i CBM fås en färdig slät yta utan vibrering, vilket är positivt ur ett arbetsmiljöperspektiv. Däremot krävs det en helt tät form för att undvika att slurry läcker ut vilket innebär extra arbete.

Vid studiebesöket på ett pågående bostadsprojekt i södra Sverige framkom det att framförallt den vattenburna golvvärmen som placeras i grunden innan gjutning är känslig med avseende på mekaniska skador. Makadamen i CBM-plattan kan göra hål på värmeslingorna och därmed rekommenderas inte denna grundtyp vid känsliga installationer enligt arbetsledaren.

6.6 Vidare studier

Resultaten av examensarbetet kan innebära vidare studier i andra cementsnåla grunder eller förändra materialval på bärande byggnadsdelar som används idag.

Vidare utveckling av examensarbetet kan innebära en undersökning på lönsamhet, ekonomiska och tidsmässiga aspekter, i utförandet av CBM i jämförelse med standardmetoden av platta på mark. Andra alternativ på vidare undersökningar av CBM kan vara faktorer som arbetsmiljöproblem, utförande på byggarbetsplats, fukt, frostbeständighet och andra materialegenskaper.

7 Slutsats

I detta examensarbete har följande frågeställningar besvarats med hjälp av experimentella undersökningar:

- Är förankringskapaciteten tillräcklig i infästningar för en typisk enplan respektive tvåplansvilla?

Resultatet från dragprovningarna visar att cementhalten hade en betydelse för förankringskapaciteten. En sänkt cementhalt reducerar förankringskapaciteten. Beräkningar på exempelvillorna visar att det krävs fler infästningar för LCB samt CBM jämfört med C25/30 för att motverka lyft- samt skjuvkrafterna. Genom att öka antalet infästningar alternativt längden på infästningarna kan en tillräcklig förankringskapacitet uppnås i CBM och LCB.

- Hur påverkas vidhäftningskapaciteten hos armerad betong vid sänkt cementandel samt vid cementbunden makadam?

Resultatet visar inga brister i vidhäftningskapacitet. Inga resultat från balkprovningarna tydde på att CBM eller LCB visade någon avvikelse i vidhäftningsförmåga jämfört med C25/30 då inga tecken på förankringsbrott observerades. Däremot observerades kraftig sänkning i styvhet orsakad av den sänkta betonghållfastheten vilket minskade balkarnas böjkapacitet. Utifrån de experimentella försöken kan inga slutsatser om hur vidhäftningsförmågan påverkades fastställas. Detta då inga värden för lastpåkänning vid vidhäftningsbrott kunde mätas. Resultatet visar endast att samverkan mellan armeringen och betongen uppstod för alla balkar och att inga problem i vidhäftningsförmåga observerades trots sänkt cementandelen samt två graderad betong, CBM.

- Hur skiljer sig klimatpåverkan för den cementsnåla grunden jämfört med dagens platta på mark enligt klimatkalkylen?

Mängden koldioxidkvalenterna reduceras för CBM samt LCB med 44% respektive 27% gentemot C25/30. Sänkningen i cementhalt var större än reduktion i klimatpåverkan vilket beror på den ökade halten kalkstensfyller som har en förhållandevis hög klimatpåverkan. Ökningen av infästningar har inte tagits i beaktning vid framtagandet av koldioxidkvalenter. Ett ökat antal infästningar ger en ökad klimatpåverkan som måste vägas mot en minskad klimatpåverkan i och med sänkt cementhalt. Det är därmed svårt att fastställa vilket betongalternativ som ger lägst klimatpåverkan, utan en vägning mellan cementhalt och antal infästningar bör göras från fall till fall.

Sammanfattningsvis är CBM och LCB bra cementsnåla alternativ. Däremot krävs vidare undersökningar innan de kan säkert användas i praktiken.

Referenser

- Boverket (2019). *Boverkets konstruktionsregler, EKS 11*.
- (2021). *Dessa byggnader ska klimatdeklarerars*. URL: <https://www.boverket.se/sv/klimatdeklaration/vilka-byggnader/ska-deklarerars/> (hämtad 2022-12-08).
- (2023). *Öppna data - Klimatdatabas*. (Hämtad 2023-03-02).
- Burström, Per (2007). *Byggnadsmaterial*. Studentlitteratur.
- Eligehausen, R., R. Mallee och J.F. Silva (2006). *Anchorage in Concrete Construction*. Ernst Sohn GmbH Co. KG.
- Engström, B., E. Hultin och S. Öberg (1993). *Betongbyggnad*. Chalmers tekniska högskola.
- HILTI (2023). *HUS4 Screw anchor, technical datasheet*.
- Isaksson, Tord, Annika Mårtensson och Sven Thelandersson (2020). *Byggkonstruktion*.
- NCC-Industry-Nordic-AB (2019). *Environmental Product Declaration for aggregates from Uddevalla quarry – Glimmingen*.
- Petersson, Örjan och Bo Karlsson (1987). *Försök med cementbunden makadam (CM)*.
- Regeringskansliet (2022). *Regeringens arbete med cementförsörjning*. URL: <https://www.regeringen.se/sveriges-regering/naringsdepartementet/regeringens-arbete-med-cementforsorjning/> (hämtad 2022-12-08).
- SFS2021-787* (2021). *Lag om Klimatdeklaration för byggnader*. Sveriges Riksdag.
- SS EN 1990* (2014). *Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Swedish Standards Institute.
- SS EN 1991-1-1* (2018). *Eurokod 1: Laster på bärverk — Del 1-1: Allmänna laster - Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader*. Swedish Standards Institute.
- SS EN 1991-1-3* (2018). *Eurokod 1: Laster på bärverk — Del 1-3: Allmänna laster - snölast*. Swedish Standards Institute.
- SS EN 1991-1-4* (2005). *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster - Vindlast*. Swedish Standards Institute.
- SS EN 1992-1-1* (2005). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Swedish Standards Institute.
- SS EN 1992-4* (2018). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner — Del 4: Dimensionering av infästningar till betong*. Swedish Standards Institute.
- Svensk-Byggtjänst-AB (1994). *Betonghandbok, Material*. Utg. av Christer Ljungkrantz, Göran Möller och Nils Petersons.
- Thomas-Telford-Publishing (1994). *Fastenings to concrete and masonry structures*.
- Träguiden (2019a). *Bärförmåga - bjälklag*. URL: <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/stomme/bjalklag/barformaga--bjalklag/#:~:text=Egentygden\%20f\%C3\%B6r\%20ett\%20konventionellt\%20tr\%C3\%A4bjC3\%A4klag,\%20C5\%20kN\%20Fm2.> (hämtad 2023-03-07).
- (2019b). *Principlösning*. URL: <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktionsexempvaggar/icke-barande-innervagg/principlosning/#:~:text=Egentygd\%3A\%20cirka\%20\%2C20\%20kN,EI\%2030\%20i\%20avskiljande\%20avseende.> (hämtad 2023-03-07).

Träguiden (2021). *1.3.1 Egentyngd*. URL: <https://www.traguiden.se/konstruktion/takstolshandboken/bakgrund/1.3-laster-och-lastfall/1.3.1-egentyngd/> (hämtad 2023-03-07).

Åkerigrus (u.å.). *Makadam i Sundsvall*. URL: <https://akerigrus.se/produkter/makadam#:~:text=Makadam%2075%2F200K%2C%20Vikt%201,Grovfyllning%20vid%20dr%C3%A4neringar%2C%20sl%C3%A4nter%20m.m.> (hämtad 2023-04-12).

Bilaga A

Resultat: tryckprovningar

Tabell A.1: Tryckhållfasthet för provkroppar av C25/30 i storlek 150 x 150 x 150 mm.

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	29,3
2	27,3
3	28,0
4	28,0
5	27,8
6	30,2
Medelvärde	28,4
Standardavvikelse	1,1

Tabell A.2: Tryckhållfasthet för provkroppar av C25/30 i 200 x 200 x 100 mm.

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	38,8
2	41,9
3	39,5
4	37,1
5	37,9
6	39,6
Medelvärde	39,1
Standardavvikelse	1,7

Tabell A.3: Tryckhållfasthet för provkroppar av LCB i storlek 150 x 150 x 150 mm.

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	15,2
2	15,5
3	16,3
4	16,2
5	16,9
6	16,1
Medelvärde	16,1
Standardavvikelse	0,6

Tabell A.4: Tryckhållfasthet för provkroppar av LCB i storlek 200 x 200 x 100 mm.

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	26,2
2	23,8
3	23,8
4	24,5
5	27,1
6	27,3
Medelvärde	25,5
Standardavvikelse	1,6

Tabell A.5: Tryckhållfasthet för provkroppar av CBM i storlek 200 x 200 x 300 mm.

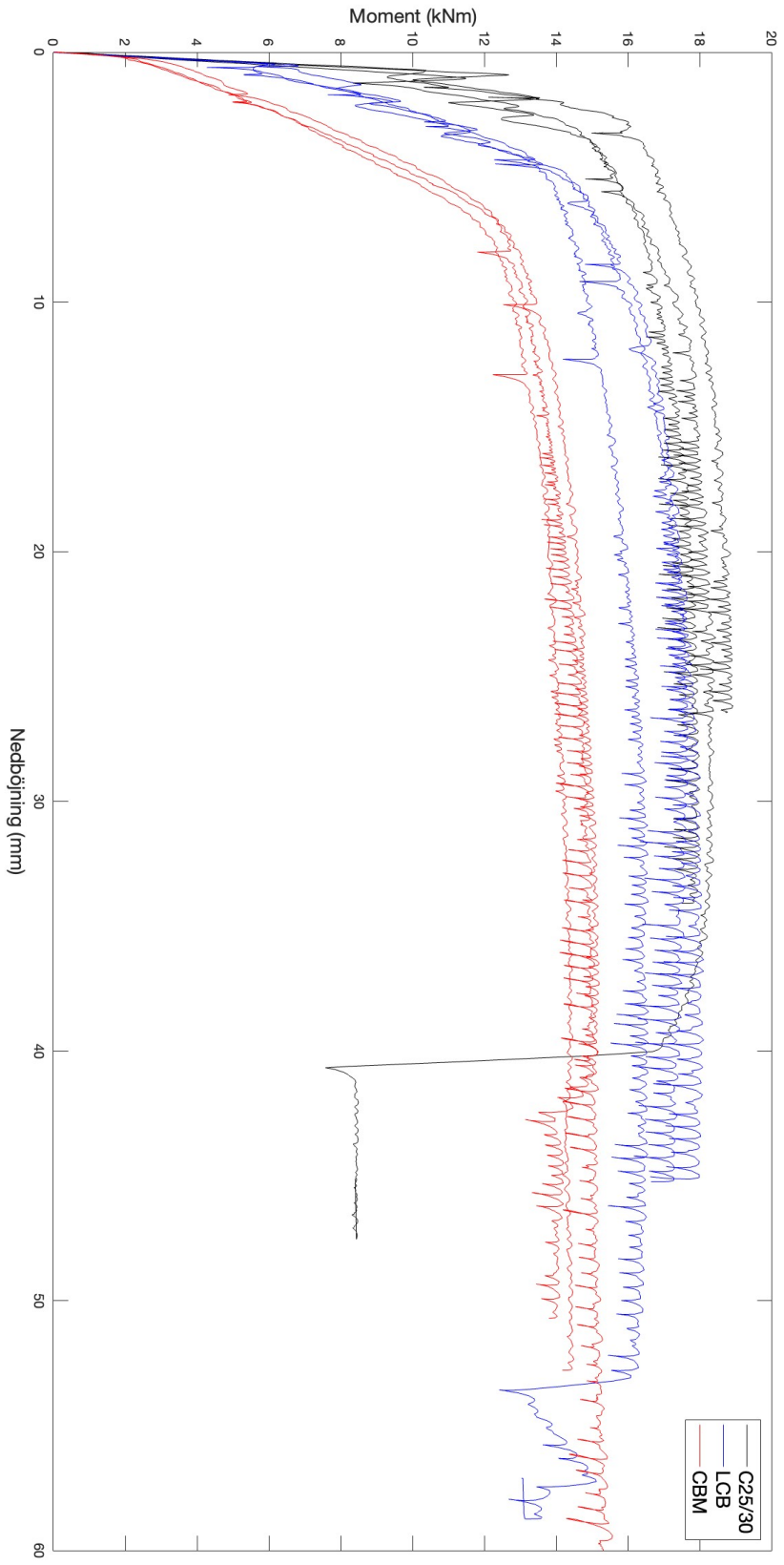
Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	7,0
2	7,3
3	8,3
4	7,8
5	7,2
6	7,0
Medelvärde	7,4
Standardavvikelse	0,5

Tabell A.6: Tryckhållfasthet för provkroppar av CBM i storlek 200 x 200 x 100 mm.

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	26,2
2	29,1
3	33,8
4	25,1
5	23,4
6	27,3
Medelvärde	27,5
Standardavvikelse	3,6

Bilaga B

Moment-nedböjning Diagram



Figur B.1: Moment-rotationdiagram

Bilaga C

Resultat: förankringskapacitet

Tabell C.1: Förankringskapacitet C25/30 av HUS4-H 10x100 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	40	Utdragsbrott
2	46	Utdragsbrott
3	49	Konbrott
4	48	Konbrott/Spjälkningsbrott
5	40	Spjälkningsbrott
Medelvärde	44,6	
Standard avvikelse	4,3	

Tabell C.2: Förankringskapacitet C25/30 av HUS4-H 10x90 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	35	Utdragsbrott
2	38	Konbrott/Utdragsbrott
3	40	Konbrott/Utdragsbrott
4	33	Utdragsbrott
5	32	Utdragsbrott
Medelvärde	35,6	
Standard avvikelse	3,4	

Tabell C.3: Förankringskapacitet C25/30 av HUS4-H 10x70 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	22	Konbrott/Spjälkningsbrott
2	20	Utdragsbrott
3	20	Utdragsbrott
4	19	Konbrott/Utdragsbrott
5	20	Konbrott
Medelvärde	20,2	
Standard avvikelse	1,1	

Tabell C.4: Förankringskapacitet LCB av HUS4-H 10x100 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	30	Konbrott/Spjälkningsbrott
2	25	Utdragsbrott
3	28	Konbrott/Utdragsbrott
4	29	Utdragsbrott
5	30	Konbrott/Spjälkningsbrott
Medelvärde	28,4	
Standardavvikelse	2,1	

Tabell C.5: Förankringskapacitet LCB av HUS4-H 10x90 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	20	Konbrott
2	25	Konbrott
3	29	Utdragsbrott
4	25	Utdragsbrott
5	18	Konbrott
Medelvärde	23,4	
Standardavvikelse	4,4	

Tabell C.6: Förankringskapacitet LCB av HUS4-H 10x70 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	15	Konbrott/Spjälkningsbrott
2	15	Utdragsbrott
3	16	Konbrott
4	13	Utdragsbrott
5	15	Konbrott
Medelvärde	14,8	
Standardavvikelse	1,1	

Tabell C.7: Förankringskapacitet CBM av HUS4-H 10x100 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	20	Spjälkningsbrott
2	11	Utdragsbrott
3	22	Konbrott
4	21	Konbrott/Spjälkningsbrott
5	18	Spjälkningsbrott
Medelvärde	18,4	
Standard avvikelse	4,4	

Tabell C.8: Förankringskapacitet CBM av HUS4-H 10x90 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	12	Konbrott
2	18	Konbrott
3	12	Konbrott/Utdragsbrott
4	20	Konbrott
5	17	Konbrott
Medelvärde	15,8	
Standardavvikelse	3,6	

Tabell C.9: Förankringskapacitet CBM av HUS4-H 10x70 mm.

Prov	Dragkraft [kN]	Brottmod
1	9	Konbrott
2	10	Utdragsbrott
3	12	Konbrott
4	11	Konbrott
5	10	Konbrott
Medelvärde	10,4	
Standardavvikelse	1,1	

Bilaga D

Beräkningar: böjkapacitet

Töjningen som sker i tvärsnittet vid böjning beräknades enligt *SS EN 1992-1-1* (2005) baserat på töjningsförhållandena i figur 5.1, se följande ekvationer

$$A_s = \frac{f_{cm} 0,8xb}{\sigma_s} \quad (\text{D.1})$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{(d-x)}{x} \quad (\text{D.2})$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = \frac{f_{ym}}{E_s} \quad (\text{D.3})$$

där

b	tvärsnittets bredd [m]
f_{cm}	medeltryckhållfasthet i betong [MPa]
σ_s	spänningen i armering [MPa]
A_s	stålets area [m^2]
x	neutrala lagrets läge [m]
d	tvärsnittets effektiva höjd [m]
ε_s	töjningen för stål
ε_{cu}	3,5‰ brottstukning
ε_{sy}	stålets töjning vid dess sträckgräns
f_{ym}	stålets sträckgräns [MPa]
E_s	elasticitetsmodulen för stål [GPa].

Böjning i balkarna har kontrolleras utefter momentkapacitet och tvärkraftskapacitet där det önskvärda resultatet var att alla tre betongvarianter går till brott via böjning. Motsvarande brottlaster togs även fram. Momentkapaciteten beräknades med hjälp av momentjämvikt i tvärsnittet enligt följande ekvation (*SS EN 1992-1-1* 2005)

$$M_R = f_{cm} 0,8xb(d - 0,4x) \quad (\text{D.4})$$

där

M_R momentkapacitet [kNm].

Tvärkraftskapaciteten beräknades enligt följande ekvation (*SS EN 1992-1-1* 2005)

$$V_R = (C_R k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{cm}}) b_w d \quad (\text{D.5})$$

där

$$\begin{aligned} V_R & \text{ tvärkraftskapacitet [kN]} \\ C_R & = 0,18 \\ k & = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \\ \rho_l & = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \\ b_w & \text{ balklivets minsta bredd [m].} \end{aligned}$$

De laster som balken utsätts för under provningen, inklusive balkens egenvikt beräknades enligt följande ekvationer

$$M_E = \frac{P \cdot a}{2} + \frac{g_b L^2}{8} \quad (\text{D.6})$$

$$V_E = \frac{P}{2} + \frac{g_b L}{2} \quad (\text{D.7})$$

där

$$\begin{aligned} P & \text{ punktlast [kN]} \\ M_E & \text{ momentkraft [kNm]} \\ V_E & \text{ tvärkraft [kN]} \\ g_b & \text{ egentyngd för balkarna [kN/m]} \\ L & \text{ längden mellan upplag [m]} \\ a & \text{ avstånd mellan punktlasten och upplag [m].} \end{aligned}$$

De laster som balkarna utsätts för och dess kapacitet beräknades enskilt för att sedan sätta dem lika med varandra enligt ekvation D.8 och D.9 för att kunna lösa ut den teoretiska brottlasten.

$$V_{Ed} = V_{Rd} \quad (\text{D.8})$$

$$M_{Ed} = M_{Rd} \quad (\text{D.9})$$

Materialparametrarna och tvärsnittsdata för balkarna summeras i tabell D.1.

Tabell D.1: Material parametrar (*SS EN 1992-1-1 2005*) och tvärsnittsdata.

Parameter	Värde
b [mm]	200
h [mm]	300
c [mm]	35
d [mm]	265
L [mm]	2300
E_s [GPa]	210
f_{ym} [MPa]	550
ρ [kg/m ³]	2400

Med hjälp av dessa parametrar, och ekvationerna D.1 till D.9, kontrollerades töjningen för betongvarianterna, moment- och tvärkraftskapaciteten samt brottlasterna. Brottlasten för momentberäkningen betecknas med P_m och för tvärkraftsberäkningen med P_v . Resultatet sammanställs i tabell D.2. Brotttyp sattes genom att jämföra moment- och tvärkraftskapacitet där den lägsta av dem gav vilket brotttyp som beräknades uppstå.

Tabell D.2: Beräknade värden.

Variabel	C25/30	LCB	CBM
f_{cm} [MPa]	28,4	16,1	7,4
A_s [mm ²]	100,5	100,5	100,5
x [mm]	12,2	21,5	46,7
ε_s [‰]	72,7	39,7	16,4
ε_{sy} [‰]	2,6	2,6	2,6
$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$	OK	OK	OK
M_R [kNm]	14,4	14,2	13,6
V_R [kN]	31,3	25,9	20,0
P_m [kN]	23,4	23,0	22,1
P_v [kN]	59,3	48,5	36,7
P_v/P_m	2,5	2,1	1,7
Dimensionerande last [kN]	23,4	23,0	22,1
Brottmod	Böj	Böj	Böj

Bilaga E

Beräkningar: infästnings brottmoder

E.1 Stålbrott

Risken för stålbrott bestäms av infästningens tvärsnittsdimensioner och egenskaper vilket innebär att den blev samma för alla tre betongtyper då samma infästning och tvärsnittsdimensioner har använts. Medelvärdet för dragkapaciteten vid stålbrott avgörs med hjälp av ekvation 2.2 där ingångsvärdena ges i tabell E.1 (HILTI, 2023).

Tabell E.1: Ingångsvärden till ekvation 2.2.

Parameter	Värde
f_{uk} [N/mm ²]	799
A_s [mm]	68,9

Dragkapaciteten vid stålbrott, $N_{Rk,s}$, blev därmed 55,1 kN för alla tre betongtyper och skruvar.

E.2 Betongkonbrott

Medelvärdet för dragkapaciteten för en idealiserad och enskild infästning vid konbrott beräknades med hjälp av ekvation 2.3 där ingångsvärdena ges i tabell E.1. h_{ef} för respektive skruvlängd presenteras i tabell E.3 (HILTI, 2023).

Tabell E.2: Ingångsvärden för ekvation 2.3.

Parameter	C25/30	LCB	CBM
k_1	11	11	11
f_{cm} [MPa]	28,4	16,1	7,4

Tabell E.3: Effektivt förankringsdjup för olika skruvlängder.

Parameter	100 mm	90 mm	70 mm
h_{ef} [mm]	68	59,5	42,5

Resultaten av beräkningarna för de tre betongtyperna och betongskruvarna presenteras i tabell E.4.

Tabell E.4: Dragkapacitet vid betongkonbrott.

Betongvariant	Skruvlängd [mm]	$N_{Rm,c}^0$ [kN]
C25/30	100	32,8
	90	26,9
	70	16,2
LCB	100	24,7
	90	20,3
	70	12,2
CBM	100	16,8
	90	13,7
	70	8,3

E.3 Utdragsbrott

Medelvärdet för dragkapaciteten för en idealiserad och enskild infästning vid utdragsbrott beskrivs av ekvation 2.4 (*SS EN 1992-4* 2018).

Den lastbärande arean av skallen på infästningen, A_h , beräknades till $203,4 \text{ mm}^2$ enligt ekvationen 2.4 då diametern på skallen var 20,5 mm och diametern på skruven var 12,7 mm (HILTI, 2023).

Resultaten av beräkningarna för de tre betongtyperna presenteras i E.5.

Tabell E.5: Dragkapaciteten vid utdragsbrott.

Betongvariant	$N_{Rm,p}$ [kN]
C25/30	33,8
LCB	37,1
CBM	15,8

E.4 Betongspjälkning

Risken för betongspjälkning och dess brottlast undersöks bara ifall gränsvärdena från Eurocode inte uppfylls. Det finns minimum krav på avståndet mellan infästningar, till den fria kanten och höjden på materialet i relation till infästningens längd. Minsta avståndet till den fria kanten ges av ekvation E.1

$$c_{cr,sp} = 1,65 \cdot h_{ef} \quad (\text{E.1})$$

där

$c_{cr,sp}$	112,2 mm för skruvlängd 100 mm
$c_{cr,sp}$	98,2 mm för skruvlängd 90 mm
$c_{cr,sp}$	70,1 mm för skruvlängd 70 mm.

Minsta avståndet mellan infästningar ges av ekvation E.2

$$s_{cr,sp} = 3,3 \cdot h_{ef} \quad (\text{E.2})$$

där

$s_{cr,sp}$	224,4 mm för skruvlängd 100 mm
$s_{cr,sp}$	196,4 mm för skruvlängd 90 mm
$s_{cr,sp}$	140,3 mm för skruvlängd 70 mm.

SS EN 1992-4 (2018) kräver att följande villkor uppfylls, se ekvation E.3 och E.4

$$c \geq c_{cr,sp} \quad (\text{E.3})$$

$$h \geq h_{min} \quad (\text{E.4})$$

där

h_{min}	140 mm för skruvlängd 90 mm (HILTI, 2023)
	130 mm för skruvlängd 90 mm (HILTI, 2023)
	100 mm för skruvlängd 70 mm (HILTI, 2023)
h	300 mm
c	avstånd till kant [mm].

Då provningen på infästningarna har skett med ett minsta kantavstånd, c, på 120 mm och skruvavstånd på 240 mm, samt djup, h, på 300 mm uppfyllde infästningen alla krav för att undvika betongspjälkning för alla tre betongtyper.

Bilaga F

Beräkningar: laster i infästningar

F.1 Stjälpning

Den karakteristiska vindlasten är beroende av höjden på huset. För att få fram den karakteristiska vindlasten lästes tabell C-10a i Boverket (2019) av. Då höjden på huset hamnade mellan två värden i tabellen interpolerades värdet för $q_{k,vind}$ fram. Karakteristiska vindlasten blev 1,09 och 1,03 kN/m² för tvåplansvillan respektive enplansvillan. Vid vind mot vägg sättes lovartsidan av huset till zon D och läsidan till zon E. För att få fram formfaktorerna för utvändigt vindlast för väggarna togs h/d fram. Om detta värde hamnar mellan två värden i tabellen interpoleras ett värde på formfaktorn fram (SS EN 1991-1-4 2005). De beräknade formfaktorerna presenteras i tabell F.1.

Tabell F.1: Formfaktorer för väggarna i enplan och tvåplansvilla.

Zon	D	E
Enplan	0,74	-0,38
Tvåplan	0,8	-0,5

Vid anblåstning mot långsida utsätts även sadeltaket för en vindlast. Taket delas upp i fem olika zoner, F, G, H, I och J, där sett från kortsidan är F och G samma zon. Då hela taket utsätts för vind i sug har alla zoner förutom zon I samma formfaktor. Då zon I:s formfaktor inte skiljer sig nämnvärt antas formfaktorn för hela taket till -0,5 och de olika zonerna tas inte hänsyn till vidare.

De utvändiga vindlasterna kunde sedan beräknas enligt ekvation F.1 (SS EN 1991-1-4 2005)

$$w_{e,i} = q_{k,vind,i} \cdot c_{pe,10} \quad (\text{F.1})$$

där

$w_{e,i}$ utvändigt vindlast [kN/m²]
 $q_{k,vind,i}$ karakteristisk vindlast [kN/m²]
 $c_{pe,10}$ utvändigt formfaktor.

Beräkningar för de utvändiga vindlasterna för tvåplansvillan presenteras nedan.

$$w_{e,vägg} = 1,09 \cdot (0,8 + 0,5) = 1,42 \quad [kN/m^2] \quad (F.2)$$

$$w_{e,tak} = 1,09 \cdot (0,5) = 0,55 \quad [kN/m^2] \quad (F.3)$$

Beräkningar för de utvändiga vindlasterna för enplansvillan presenteras nedan.

$$w_{e,vägg} = 1,03 \cdot (0,8 + 0,5) = 1,34 \quad [kN/m^2] \quad (F.4)$$

$$w_{e,tak} = 1,03 \cdot (0,5) = 0,52 \quad [kN/m^2] \quad (F.5)$$

De dimensionerande vindlasterna beräknas enligt ekvation

$$q_{d,vind,i} = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot w_{e,i} \quad (F.6)$$

där

γ_d 1,0 för säkerhetsklass 3
 $q_{d,vind,i}$ dimensionerande vindlast [kN/m^2].

Beräkningar för de dimensionerande vindlasterna för tvåplansvillan presenteras nedan.

$$q_{d,vind,vägg} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 1,42 = 2,13 \quad [kN/m^2] \quad (F.7)$$

$$q_{d,vind,tak} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,55 = 0,82 \quad [kN/m^2] \quad (F.8)$$

Beräkningar för de dimensionerande vindlasterna för enplansvillan presenteras nedan.

$$q_{d,vind,vägg} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 1,34 = 2,01 \quad [kN/m^2] \quad (F.9)$$

$$q_{d,vind,tak} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,52 = 0,78 \quad [kN/m^2] \quad (F.10)$$

Den totala vindlasten på väggen beräknas enligt ekvation F.11. Influensarean för vinden som belastar väggen antas vara halva längden på långsidan, då vinden fördelas till vardera gavel, samt halva väggens höjd för enplansvillan och 75% av väggens höjd för tvåplansvillan då resterande vindlast förs direkt ner i grunden.

$$F_{vind} = q_{d,vind,vagg} \cdot A_v \quad (F.11)$$

där

F_{vind} vindkraft mot vägg [kN]
 A_v Influensarea för den anblåsta väggen [m^2].

Beräkningar för den totala vindlasten på väggen för tvåplansvillan presenteras nedan.

$$F_{vind} = 2,13 \cdot 15 \cdot 5 \cdot 0,75 \cdot 0,5 = 29,9 \quad [kN] \quad (F.12)$$

Beräkningar för den totala vindlasten på väggen för enplansvillan presenteras nedan.

$$F_{vind} = 2,01 \cdot 18 \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 22,6 \quad [kN] \quad (F.13)$$

Då taket antogs vara ett sadeltak behöver lasten beräknas om för att verka vinkelrätt mot takytan och inte horisontellt. För att sedan få ut enbart den vertikala komponenten av lasten, då det är den som ger upphov till störst lyftkraft, multiplicerades lasten med cosinus α enligt ekvation F.14

$$F_{tak,v} = q_{d,vind,tak} \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \frac{l}{2} \cdot \cos \alpha \quad (F.14)$$

där

- $F_{tak,v}$ Kraften som verkar vinkelrätt på taket [kN]
- α Lutningen på taket
- b bredden på byggnaden [m]
- l längden på byggnaden [m].

Beräkningar för $F_{tak,v}$ för tvåplansvillan presenteras nedan.

$$F_{tak,v} = 0,82 \cdot \frac{7}{\cos 30} \cdot \frac{15}{2} \cdot \cos 30 = 21,5 \quad [kN] \quad (F.15)$$

Beräkningar för $F_{tak,v}$ för enplansvillan presenteras nedan.

$$F_{tak,v} = 0,78 \cdot \frac{10}{\cos 30} \cdot \frac{18}{2} \cdot \cos 30 = 35,1 \quad [kN] \quad (F.16)$$

Egentyngderna beräknas om till dimensionerande laster enligt följande ekvation

$$q_{d,i,eg} = \gamma_d \cdot 0,9 \cdot q_{k,i,eg} \quad (F.17)$$

där

- $q_{k,i,eg}$ karakteristiska egentynder [kN/m²]
- $q_{d,i,eg}$ dimensionerande egentynder [kN/m²].

Beräkningar för de dimensionerande egentyngderna presenteras nedan.

$$q_{d,tak,eg} = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 0,63 \quad [kN/m^2] \quad (F.18)$$

$$q_{d,vägg,eg} = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 0,45 \quad [kN/m^2] \quad (F.19)$$

$$q_{d,bjk,eg} = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 0,45 \quad [kN/m^2] \quad (F.20)$$

Egentyngderna som resulterande krafter i väggarna, F_1 och F_2 , beräknas enligt följande ekvationer

$$F_1 = q_{d,tak,eg} \cdot A_{tak} + q_{d,vagg,eg} \cdot A_{vagg} + q_{d,bjk,eg} \cdot A_{bjk} \quad (F.21)$$

$$F_2 = q_{d,bjk,eg} \cdot A_{bjk} + q_{d,vagg,eg} \cdot A_{vagg} \quad (F.22)$$

där

- A_{tak} Arean på belastad takyta [m^2]
- A_{vagg} Arean på belastad väggyta [m^2]
- A_{bjk} Arean på belastad bjälklagsyta [m^2].

Då takstolar och balkar ligger på ett c/c-avstånd på 1,2 m har egentyingderna en influensbredd på 0,6 m. Beräkningar för F_1 och F_2 i tvåplansvillan presenteras nedan.

$$F_1 = 0,63 \cdot 0,6 \cdot 3,5 / \cos(30) + 0,45 \cdot 0,6 \cdot 5 + 0,45 \cdot 0,6 \cdot \frac{3,5}{2} = 3,0 \quad [kN] \quad (F.23)$$

$$F_2 = 0,45 \cdot 0,6 \cdot 3,5 + 0,45 \cdot 0,6 \cdot 2,5 = 1,6 \quad [kN] \quad (F.24)$$

Beräkningar för F_1 och F_2 i enplansvillan presenteras nedan.

$$F_1 = 0,63 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot / \cos(30) + 0,45 \cdot 0,6 \cdot 2,5 = 2,3 \quad [kN] \quad (F.25)$$

$$F_2 = 0,45 \cdot 0,6 \cdot 2,5 = 0,7 \quad [kN] \quad (F.26)$$

Genom momentjämvikt medurs runt punkten A, M_A beräknas den resulterande lyftmomentet, det vill säga det moment och resulterande kraft som infästningarna ska motverka, se ekvation F.27

$$M_A : F_{vind} \cdot \frac{h_v}{2} + F_{tak,v} \cdot \left(\frac{b}{4} + \frac{b}{2}\right) + F_{tak,v} \cdot \frac{b}{4} - F_1 \cdot b - F_2 \cdot \frac{b}{2} \quad (F.27)$$

där

- h_v höjd på väggen [m].
- b bredd på byggnaden [m].

Beräkningar för momentjämvikten i tvåplansvillan presenteras nedan.

$$M_A = 29,9 \cdot \frac{5}{2} + 21,5 \cdot \left(\frac{7}{4} + \frac{7}{2}\right) + 21,5 \cdot \frac{7}{4} - 3,0 \cdot 7 - 1,6 \cdot \frac{7}{2} \quad (F.28)$$

Beräkningar för momentjämvikten i enplansvillan presenteras nedan.

$$M_A = 22,6 \cdot \frac{2,5}{2} + 35,2 \cdot \left(\frac{10}{4} + \frac{10}{2}\right) + 35,2 \cdot \frac{10}{4} - 2,3 \cdot 10 - 0,7 \cdot \frac{10}{2} \quad (F.29)$$

Upplagskrafterna R_A och R_B beräknas enligt ekvation F.30 och F.35.

$$R_B = (F_1 \cdot b + F_2 \cdot \frac{b}{2} - F_{tak,v}(\frac{b}{2} + \frac{b}{4}) - F_{tak,v} \frac{b}{4} + F_{vind} \frac{h_v}{2})/b \quad (F.30)$$

$$R_A = 2 \cdot F_1 + F_2 - 2 \cdot F_{tak,v} - R_B \quad (F.31)$$

Beräkningar för upplagskrafterna i tvåplansvillan presenteras nedan.

$$R_B = (3,0 \cdot 7 + 1,6 \cdot \frac{7}{2} - 21,5(\frac{7}{2} + \frac{7}{4}) - 21,5 \frac{7}{4} + 29,9 \frac{5}{2})/7 = -7,1 \quad [kN] \quad (F.32)$$

$$R_A = 2 \cdot 3,0 + 1,6 - 2 \cdot 21,5 - (-7,1) = -28,5 \quad [kN] \quad (F.33)$$

Beräkningar för upplagskrafterna i enplansvillan presenteras nedan.

$$R_B = (2,3 \cdot 10 + 0,7 \cdot \frac{10}{2} - 35,1(\frac{10}{2} + \frac{10}{4}) - 35,1 \frac{10}{4} + 22,6 \frac{2,5}{2})/10 = -29,6 \quad [kN] \quad (F.34)$$

$$R_A = 2 \cdot 3,0 + 1,6 - 2 \cdot 21,5 - (-7,1) = -35,3 \quad [kN] \quad (F.35)$$

De beräknade lasterna presenteras i tabell F.2.

Tabell F.2: Kraftfördelning i infästningarna.

	M_A [kNm]	R_A [kN]	R_B [kN]
Enplan	353	-35,3	-29,6
Tvåplan	199	-7,1	-28,5

F.2 Skjuvning

Vid skjuvning är det mest ogynnsamma fallet när taket utsätts för tryck på den halva av taket som är närmast lovartsidan och sug på den sida som är närmast läsidan av huset. En förenkling har gjorts på formfaktorerna genom att ett medelvärde på de aktuella formfaktorerna på var sida av taket har tagits fram, se tabell F.3.

Tabell F.3: Formfaktorer för sadeltak med en vinkel på 30° där halva taket utsätts för tryck respektive sug.

zon	F/G/H	I/J
$c_{pe,10}$	0,55	-0,45

Med hjälp av formfaktorerna beräknas de horisontella vindkrafterna på taket, se ekvation F.36

$$F_{tak,Hi} = 1,5 \cdot c_{pe,10} \cdot q_{k,vind} \cdot \sin\alpha \cdot \frac{A_{tak}}{2} \quad [kN] \quad (F.36)$$

där

$F_{tak,Hi}$ horisontell kraftkomponent för var sida av taket.

Beräkningar för de horisontella vindkrafterna på taket i tvåplansvillan presenteras nedan.

$$F_{tak,H1} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,09 \cdot \sin 30 \cdot \frac{15,7}{2} / \cos(30) = 29,8 \quad [kN] \quad (F.37)$$

$$F_{tak,H2} = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,09 \cdot \sin 30 \cdot \frac{15,7}{2} / \cos(30) = 24,8 \quad [kN] \quad (F.38)$$

Beräkningar för de horisontella vindkrafterna på taket i enplansvillan presenteras nedan.

$$F_{tak,H1} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,03 \cdot \sin 30 \cdot \frac{18,10}{2} / \cos(30) = 46,8 \quad [kN] \quad (F.39)$$

$$F_{tak,H2} = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,03 \cdot \sin 30 \cdot \frac{18,10}{2} / \cos(30) = 40,1 \quad [kN] \quad (F.40)$$

En friktionskraft mellan huset och grunden uppkommer som en reaktionskraft mot skjuvningen där egentytningarna, som ges i F.1, är en betydande faktor för friktionskraftens storlek. Friktionskraften beräknas enligt ekvation F.41

$$F_{friktion} = \mu \cdot (F_1 + F_2 + F_1) \quad [kN] \quad (F.41)$$

där

$F_{friktion}$ friktionskraft
 μ friktionskoefficient.

Beräkningar för friktionskraften i tvåplansvillan presenteras nedan.

$$F_{friktion} = 0,1 \cdot (83,8 + 40,5 + 83,8) = 20,8 \quad [kN] \quad (F.42)$$

Beräkningar för friktionskraften i enplansvillan presenteras nedan.

$$F_{friktion} = 0,1 \cdot (85,7 + 20,25 + 85,7) = 19,2 \quad [kN] \quad (F.43)$$

Med hjälp av horisontell kraftjämvikt beräknas den resulterande kraften som infästningarna ska motverka enligt ekvation F.44

$$(\rightarrow) : F_{res} = F_{tak,H1} + F_{tak,H2} + F_{vind} - F_{friktion} \quad [kN] \quad (F.44)$$

där

F_{res} resulterande kraft som huset ska förankras mot i skjuvkraft.

Beräkningar för den horisontella kraftjämvikten i tvåplansvillan presenteras nedan.

$$(\rightarrow) : F_{res} = 29,8 + 24,8 + 159,8 - 20,8 \quad [kN] \quad (F.45)$$

$$F_{res} = 193,6 \quad [kN] \quad (F.46)$$

Beräkningar för den horisontella kraftjämvikten i enplansvillan presenteras nedan.

$$(\rightarrow) : F_{res} = 46,8 + 40,1 + 90,5 - 19,2 \quad [kN] \quad (\text{F.47})$$

$$F_{res} = 158,2 \quad [kN] \quad (\text{F.48})$$

De beräknade lasterna presenteras i tabell F.4.

Tabell F.4: Kraftfördelning orsakat av skjuvning i infästningarna

	F_{res} [kN]
Enplan	158,2
Tvåplan	193,6

Bilaga G

Beräkningar: vertikal lastnedräkning

G.1 Laster som verkar på taket

Då taket är ett sadeltak som utsätts för vind kommer snölasten fördelas ojämnt över taket vilket tas hänsyn till med formfaktorer. Den mest ogynnsamma sidan av taket, det vill säga den med störst formfaktor kommer därmed beräknas. Den karakteristiska snölasten beräknades enligt ekvation G.1 (*SS EN 1991-1-3 2018*)

$$q_{k,s} = \mu_i \cdot s_k \cdot C_e \cdot C_t \quad (\text{G.1})$$

där

- μ_i 0,88, formfaktor baserat på takets lutning
- C_e 1,0 vid normal terräng
- C_t 1,0, termisk koefficienten baserat på energiförluster via taket
- $q_{k,s}$ karakteristisk snölast [kN/m²].

Beräkningar för den karakteristiska snölasten presenteras nedan.

$$q_{k,s} = 0,88 \cdot 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,76 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{G.2})$$

Snölasten antas vara huvudlasten och beräknas om till ett dimensionerande värde enligt ekvation G.3

$$q_{d,s} = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot q_{k,s} \quad (\text{G.3})$$

där

- γ_d 1,0 för säkerhetsklass 3
- $q_{d,s}$ dimensionerande snölast [kN/m²].

Beräkningar för den dimensionerande snölasten presenteras nedan.

$$q_{d,s} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 1,76 = 2,64 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{G.4})$$

De dimensionerande värdena för egentygnderna beräknades enligt ekvation G.5

$$q_{d,i,eg} = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot q_{k,i,eg} \quad (\text{G.5})$$

där

$q_{k,i,eg}$ karakteristiska egentygder [kN/m²]
 $q_{d,i,eg}$ dimensionerande egentygder [kN/m²].

Beräkningar för de dimensionerande egentygdena presenteras nedan.

$$q_{d,vägg,eg} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \quad [kN/m^2] \quad (G.6)$$

$$q_{d,tak,eg} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,7 = 0,84 \quad [kN/m^2] \quad (G.7)$$

$$q_{d,bjk,eg} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \quad [kN/m^2] \quad (G.8)$$

$$q_{d,inst,eg} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \quad [kN/m^2] \quad (G.9)$$

Den vertikala kraftkomponenten från utvändigt vindlast på taket har även lagts till i lastberäkningen. Ett medelvärde togs på formfaktorer på vardera sida av taket som en förenkling, se tabell G.1. Beräkningar gjordes med vind mot långsidan. Totala vertikala komponenten beräknades, enligt ekvation G.11

Tabell G.1: Formfaktorer för sadeltak med en vinkel på 30° och vindtryck ut med hela taket.

zon	F/G/H	I/J
$c_{pe,10}$	0,55	0,0

$$q_{v,vind} = w_e \cdot c_{pe,10} \cos \alpha \quad (G.10)$$

där

w_e hämtas från bilaga F
 $q_{v,vind}$ karakteristisk vertikal vindlast [kN/m²].

Beräkningar för den vertikala vindlasten presenteras nedan.

$$q_{v,vind} = 1,09 \cdot 0,55 \cos 30 = 0,52 \quad [kN/m^2] \quad (G.11)$$

Den dimensionerande vindlasten som övrig variabel last beräknades enligt ekvation G.12

$$q_{d,v,vind} = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot q_{v,vind} \quad (G.12)$$

där

ψ_0 0,3, gaffelvärde för vind
 $q_{d,v,vind}$ dimensionerande vertikal vindlast [kN/m²].

Beräkningar för den dimensionerande vindlasten presenteras nedan.

$$q_{d,v,vind} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,52 = 0,23 \quad [kN/m^2] \quad (G.13)$$

Sedan beräknades snölasten och takets egentyngd samt vindlasten om till en linjelaster enligt följande ekvation

$$Q_{d,i} = \frac{q_d \cdot b \cdot \cos\alpha}{2} \quad (G.14)$$

där

$Q_{d,i}$ dimensionerande last i [kN/m]
 b 7, byggnadens bredd [m].

Beräkningar för linjelasterna presenteras nedan.

$$Q_{d,v,vind} = \frac{0,23 \cdot 7 \cdot \cos 30}{2} = 1,4 \quad [kN/m] \quad (G.15)$$

$$Q_{d,snö} = \frac{2,64 \cdot 7 \cdot \cos 30}{2} = 8 \quad [kN/m] \quad (G.16)$$

$$Q_{d,tak,eg} = \frac{0,84 \cdot 7 \cdot \cos 30}{2} = 5,1 \quad [kN/m] \quad (G.17)$$

De tre lasterna som verkar på taket, takets egentyngd, snölast och vertikala vindlast summerades enligt ekvation G.18.

$$Q_{d,tak} = Q_{d,v,vind} + Q_{d,snö} + Q_{d,tak,eg} \quad (G.18)$$

Beräkningar för de summerade lasterna presenteras nedan.

$$Q_{d,tak} = 1,4 + 8 + 5,1 = 14,5 \quad [kN/m] \quad (G.19)$$

G.2 Laster som verkar på bjälklaget

De aktuella lasterna som belastar bjälklaget är bjälklagets egentyngd och en nyttig last given i *SS EN 1991-1-1* (2018).

Den dimensionerande nyttiga lasten som övrig variabel last beräknas enligt ekvation G.20

$$q_{d,nyttig} = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot q_{k,nyttig} \quad (G.20)$$

där

ψ_0 0,7, gaffelvärde för nyttiglast
 $q_{d,nyttig}$ dimensionerande nyttiglast [kN/m²].

Beräkningar för den dimensionerande nyttiga lasten presenteras nedan.

$$q_{d,nyttig} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,0 = 2,1 \quad [kN/m^2] \quad (G.21)$$

Egentyngden och den nyttiga lasten beräknas om till linjelaster enligt följande ekvation

$$Q_{d,i} = \frac{q_{d,i} \cdot b}{4} \quad (G.22)$$

där

$q_{d,i}$ dimensionerande last [kN/m].

Beräkningar för linjelasterna presenteras nedan.

$$Q_{d,nyttig} = \frac{2,1 \cdot 7}{4} = 3,7 \quad [kN/m] \quad (G.23)$$

$$Q_{d,bjk,eg} = \frac{0,6 \cdot 7}{4} = 1,1 \quad [kN/m] \quad (G.24)$$

Slutligen summeras lasterna på bjälklaget enligt följande ekvation.

$$Q_{d,bjk} = Q_{d,nyttig} + Q_{d,bjk,eg} \quad (G.25)$$

Beräkningar för de summerade lasterna presenteras nedan.

$$Q_{d,bjk} = 3,7 + 1,1 = 4,8 \quad [kN/m] \quad (G.26)$$

G.3 Laster som verkar på grunden

På bottenplan är det endast den nyttiga lasten som är aktuell. Denna last påverkar bara "mitten" av huset och kommer inte adderas till de övriga linjelasterna.

Väggarnas egentyngd beräknas om till en linjelast enligt följande ekvation.

$$Q_{d,vägg} = q_{d,vägg,eg} \cdot h_v \quad (G.27)$$

där

h_v höjden på byggnadens vägg [m].

Beräkningar för väggarnas egentyngd presenteras nedan.

$$Q_{d,vägg} = 0,6 \cdot 5 = 3 \quad [kN/m] \quad (G.28)$$

Alla linjelasterna som verkar längs regelväggarna summeras längs den värst belastade väggen, Q_{tot} enligt följande ekvation.

$$Q_{d,tot} = Q_{d,tak} + Q_{d,bjk} + Q_{d,vagg} \quad (G.29)$$

Beräkningar för de summerade lasterna presenteras nedan.

$$Q_{d,tot} = 14,5 + 4,8 + 3 = 22,3 \quad [kN/m] \quad (G.30)$$

G.4 Resultierande tryckkraft

Väggarna i villan antogs vara 300 mm tjocka och användes för att ta fram ett spänningsvärde där följande ekvation användes

$$\sigma = \frac{Q_{d,tot}}{b_v} \quad (G.31)$$

där

σ tryckspänning längs långsida vägg [kPa]
 b_v 300, tjockleken på regelväggarna [mm].

Beräkningar för spänningen presenteras nedan.

$$\sigma = \frac{22,3}{0,3} = 74,3 \quad [kPa] \quad (G.32)$$

De laster som summeras längs regelväggen ger upphov till en tryckspänning under syllen som endast påverkar kanten av plattan det vill säga kantbalken. Resultierande tryckspänning blev 74,3 kPa.