



CHALMERS

Fiberbetong i tryckzonen av samverkansbjälklag

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet

Samhällsbyggnadsteknik

AMANDA JARL

EXAMENSARBETE ACEX20-18-1

Fiberbetong i tryckzonen av samverkansbjälklag

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet

Samhällsbyggnadsteknik

AMANDA JARL

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

Betongkonstruktioner

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2018

Fiberbetong i tryckzonen av samverkansbjälklag
Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet
Samhällsbyggnadsteknik
AMANDA JARL

© AMANDA JARL, 2018

Examensarbete ACEX20-18-1
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola 2018

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongkonstruktioner
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Göteborg 2018

Fiberbetong i tryckzonen av samverkansbjälklag

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet
Samhällsbyggnadsteknik*

AMANDA JARL

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongkonstruktioner
Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Trä och betong används tillsammans i stommar för att utnyttja materialens egenskaper på ett effektivt sätt: tryckspänningar tas upp av betongen och dragspänningar av trä. Då fiberbetong inte används i stor utsträckning utreds möjligheterna vid användning som bjälklag i kontorshus. Bjälklagen är platsgjutna där fiberbetongen gjuts i kvarsittande stålprofiler som sedan monteras på limträbalkar. Fibrerna är av typen Dramix 5D 65/60 BG och grundbetongen är av C28/35.

Bjälklaget anses vara fritt upplagt och maximala spännvidder beräknas för de ingående materialen: fiberbetongen och stålprofilerna. Utgångspunkt är att stämpning ej är nödvändigt, vilket innebär att stålprofilen ska bära betongen vid gjutning. Detta för att spara arbete och utrymme på byggplatsen, men även för att utreda om utförandet ger en ekonomisk vinning.

Då stålprofilerna är profilerade (trapetsformade) beräknas motsvarande ekvivalent tjocklek för massivt betongtvärsnitt. Det massiva betongtvärsnittet analyseras som fritt upplagd armerad betongplatta och de båda bjälklagen jämförs utifrån vilka spännvidder som kan uppnås med respektive tjocklek på bjälklagen.

Arbetet beskriver traditionell platsgjutning, vilket jämförs med utförandet med stålprofil. Likheter och skillnader jämförs och slutsatser dras kring vilket utförande som är lämpligt. För- och nackdelar med fiberbetongen diskuteras.

För spännvidder större än 4,8 m är lösningen med stålprofil att föredra då det för den armerade betongplattan används stor mängd armering, nedböjningskravet måste snabbt minskas samt att bjälklaget inte kan utföras med en tjocklek mindre än 190 mm.

Nyckelord: fiberbetong, stålprofil, betongplatta, bjälklag, platsgjutning, stämpning

Steel fibre reinforced concrete in compression zone of composite floors

Degree Project in the Engineering Programme

Civil and Environmental Engineering

AMANDA JARL

Department of Architecture and Civil Engineering

Division of Structural Engineering

Concrete Structures

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

Wood and concrete is used together to utilize the advantages of both materials: compressive stresses in the concrete and tensile stresses in the wood. Due to limited use of fibre reinforced concrete in floors, the ability is investigated of use in office buildings. The floors are cast on site where the fibre reinforced concrete is cast in steel deckings mounted on glulam beams. The fibres are of Dramix 5D 65/60 BG type and the ground concrete is C28/35.

The floor is considered simply supported and maximum spans are calculated for each material: fibre reinforced concrete and steel decking. The basis of the calculations is that shoring is not necessary, which means that the steel decking is used as carrying formwork. The reason is to reduce labor and space at the construction site, but also to determine if the modelling gives an economical win.

Since the steel deckings have trapezoidal shapes, equivalent thickness is calculated for the fibre reinforced concrete to be able to compare fibre reinforced concrete floor with traditional reinforced concrete slab. The traditional concrete slab is also considered simply supported and the comparison is made with the basis of maximum span for different thicknesses of floors.

This project describes the traditional modelling of casting on site, which is compared to the modelling with steel decking. Similarities and differences is compared and conclusions about which type of modelling to prefer is discussed. Advantages and disadvantages of fibre reinforced concrete is also discussed.

The traditional reinforced floors requires a large amount of reinforcement and the deflection requirements must be lowered fast for spans reaching from 4,8 m. It seems that these floors can't be done with a thickness less than 190 mm. Therefore, the floors of steel decking and fibre reinforced concrete is preferred for spans larger than 4,8 m.

Key words: steel fibre reinforced concrete, steel decking, concrete slab, floor, cast on site, shoring

Innehåll

SAMMANFATTNING	I
ABSTRACT	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	V
BETECKNINGAR	VI
1 INTRODUCTION	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Avgränsningar	1
1.4 Metod	2
2 SAMVERKANSBJÄLKLAG	4
2.1 Materialet trä	4
2.2 Materialet betong	4
2.3 Samverkan	5
3 BERÄKNINGSTEORI	7
3.1 Armerad betongplatta	7
3.2 Fiberbetong	13
3.3 Bärande system	15
4 PLATSGJUTET ARMERAT BJÄLKLAG	21
4.1 Utförande	21
4.1.1 Formsättning	21
4.1.2 Armering	21
4.1.3 Härdning	22
4.2 Stämpning	23
4.3 Kostnader - referensprojekt	23
4.4 Lösningar	24
5 BJÄLKLAG MED STÅLPROFIL	31
5.1 Stålfiberarmerad betong	31
5.1.1 Stålfiber – Dramix 5D 65/60 BG	33
5.2 Stålsprofil – Ruukki T153-40L-840	34
5.3 Stålsprofil – Ruukki T130M-75L-930	39
5.4 Stålsprofil – Areco TP200 Högsprofil	43

5.5	Stålprofil – Areco TP128-350 Högprofil	51
6	JÄMFÖRELSE AV BJÄLKLAG	60
6.1	Ekonomi	60
6.2	Geometri	61
6.3	Långtidseffekter	64
7	DISKUSSION	65
8	REFERENSER	66

Förord

Rapporten är slutprodukten av ett examensarbete om 15 HP som genomförts på institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik på Chalmers tekniska högskola mellan mars och juni 2018.

Idén till arbetet grundar sig i utvidgning inom teknikutveckling för Byggnadstekniska Byrån Sverige AB som vill utreda möjligheterna med fiberbetong utifrån ett konstruktionsmässigt och ekonomiskt perspektiv.

Tillgänglig kunskap och information om fiberbetong är begränsad och därför har även Bekaert Svenska AB bidragit till arbetet genom att bistå med bland annat beräkningar för betongen.

Tack till handledare på samtliga inblandade parter för hjälp och guidning genom arbetets gång.

Göteborg juni 2018
Amanda Jarl

Beteckningar

Latinska versaler

$A_{btg,exakt}$	Variabel beteckning för betongarea av den exakta bredden av plåten [mm^2]
$A_{btg/m}$	Variabel beteckning för betongarea per breddmeter av plåten [mm^2/m]
F_{cd}	Variabel beteckning för resulterande tryckkraft i tryckzon av fiberbetong [kN/m]
F_{ct}^f	Variabel beteckning för resulterande dragkraft i dragzon av fiberbetong [kN/m]
$G_{btg/m}$	Variabel beteckning för betongens egentygnd per meter [kN/m]
$G_{plåt/m}$	Variabel beteckning för plåtens egentygnd per meter [kN/m]
K_{btg}	Variabel beteckning för kostnad för betong [kr/m^3]
$K_{f,bjälklag}$	Variabel beteckning för kostnad för bjälklag av fiberbetong och stålprofil [kr/m^2]
K_{fiber}	Variabel beteckning för fiberkostnad [kr/kg]
K_{profil}	Variabel beteckning för kostnad för stålprofil [kr/m^2]
L	Variabel beteckning för längd [m]
L_{balk}	Variabel beteckning för längd på limträbalk [m]
$L_{f,btg}$	Variabel beteckning för spännvidd för fiberbetong [m]
L_{platta}	Variabel beteckning för armerad betongplattas spännvidd [m]
$L_{plåt}$	Variabel beteckning för längd på plåt [m]
M	Variabel beteckning för moment [kNm]
M_{bruk}	Variabel beteckning för moment vid bruk [kNm]
M_{gjut}	Variabel beteckning för moment vid gjutning [kNm]
M_{Rd}	Variabel beteckning för momentkapacitet per meter [kNm/m]
$M_{Rd,plåt}$	Variabel beteckning för en plåts momentkapacitet per meter [kNm/m]
V_{fiber}	Variabel beteckning för fiberinnehåll [kg/m^3]
$W_{erf,bruk}$	Variabel beteckning för erforderligt böjmotstånd vid bruk [mm^3]
$W_{erf,gjut}$	Variabel beteckning för erforderligt böjmotstånd vid gjutning [mm^3]
W_{exakt}	Variabel beteckning för det exakta betongtvärsnittets böjmotstånd i motsvarande stålform [mm^3]

Latinska gemena

b	Variabel beteckning för bredd [mm]
b_{balk}	Variabel beteckning för bredd på limträbalk [mm]
b_{platta}	Variabel beteckning för armerad betongplattas bredd [m]
$b_{plåt,exakt}$	Variabel beteckning för en plåts exakta bredd [mm]
f_{cd}	Variabel beteckning för dimensionerande tryckhållfasthet [N/mm^2 , MPa]
f_{ck}	Variabel beteckning för karakteristisk tryckhållfasthet [N/mm^2 , MPa]
f_{ctm}	Variabel beteckning för betongens medelvärde av dess draghållfasthet [MPa]
$f_{R1,m}$	Variabel beteckning för (fiber)betongs medelbøjhållfasthet vid en sprickbredd $w=0,5\text{ mm}$ [N/mm^2]
$f_{R3,m}$	Variabel beteckning för (fiber)betongs medelbøjhållfasthet vid en sprickbredd $w=2,5\text{ mm}$ [N/mm^2]
g_{btg}	Variabel beteckning för armerad betongplattas egentygnd [kN/m]
$h_{erf,balk,bruk}$	Variabel beteckning för en balks erforderliga höjd vid bruk [mm]

$h_{\text{erf,balk,gjut}}$	Variabel beteckning för en balks erforderliga höjd vid gjutning [mm]
$h_{\text{f,btg}}$	Variabel beteckning för en fiberbetongplattas höjd [mm]
h_{platta}	Variabel beteckning för armerad betongplattas tjocklek [mm]
$m_{\text{arm,btg}}$	Variabel beteckning för armerad betongplattas tyngd [kN/m^3]
m_{btg}	Variabel beteckning för ren betongs tyngd [kN/m^3]
q	Variabel beteckning för utbredd last [kN/m]
q_{bruk}	Variabel beteckning för last vid bruk [kN/m]
q_{d}	Variabel beteckning för dimensionerande last [kN/m]
q_{gjut}	Variabel beteckning för last vid gjutning [kN/m]
q_{kontor}	Variabel beteckning för kontorslast [kN/m^2]
$s_{\text{fält}}$	Variabel beteckning för avstånd mellan armeringsjärn i fältsnitt på armerad betongplatta [mm]
$s_{\text{stöd}}$	Variabel beteckning för avstånd mellan armeringsjärn i stödsnitt på armerad betongplatta [mm]
t_{ekv}	Variabel beteckning för ekvivalent betongtvärsnitt [mm]
$t_{\text{plåt}}$	Variabel beteckning för stålprofilers plåttjocklek [mm]
w	Variabel beteckning för sprickbredd [mm]
x	Variabel beteckning för avstånd mellan överkant platta till neutrallager (tryckzon) [mm]
z_{cd}	Variabel beteckning för hävarm för den resulterande tryckkraften [mm]
z_{fd}	Variabel beteckning för hävarm för den resulterande dragkraften [mm]

Grekiska gemena

α_{cc}	Variabel beteckning för koefficient som tar hänsyn till långtidseffekter på fiberbetongens tryckhållfasthet och ogynnsamma effekter av hur lasten är applicerad [-]
α_{char}	Variabel beteckning för koefficient som tar hänsyn till variationer i material (fiberbetong) [-]
α_{R}	Variabel beteckning för reduktionsfaktor för tryckkraft i fiberbetong [-]
α_{R1}	Variabel beteckning för omvandlingsfaktor från böjning till spänning [-]
α_{R3}	Variabel beteckning för omvandlingsfaktor från böjning till spänning [-]
α_{sys}	Variabel beteckning för koefficient som tar hänsyn till fibrernas orientering, storlek och lastomfördelning (<i>load redistribution</i>) [-]
$\gamma_{\text{ct}}^{\text{f}}$	Variabel beteckning för faktor för fiberbetong i drag [-]
γ_{d}	Variabel beteckning för partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass vid utförande av konstruktioner [-]
ε	Variabel beteckning för töjning [‰]
ε_{cs}	Variabel beteckning för betongens krympning [‰]
κ_{h}	Variabel beteckning för koefficient som tar hänsyn till skalningseffekt (<i>scaling effects</i>) hos fiberbetong [-]
$\sigma_{1\text{d}}$	[N/mm^2]
$\sigma_{2\text{d}}$	Variabel beteckning för dimensionerande värde på spänning i betong (<i>concrete in tension</i>) baserat på $f_{\text{R1,m}}$ [N/mm^2]
$\sigma_{3\text{d}}$	Variabel beteckning för dimensionerande värde på spänning i betong (<i>concrete in tension</i>) baserat på $f_{\text{R3,m}}$ [N/mm^2]
$\sigma(\varepsilon)$	Variabel beteckning för spänning som funktion av töjning [N/mm^2]
Φ	Variabel beteckning för armeringsdiameter [mm]
φ	Variabel beteckning för kryptal [-]

ψ_0	Variabel beteckning för lastreduktionsfaktor för karakteristisk lastkombination [-]
ψ_1	Variabel beteckning för lastreduktionsfaktor för frekvent värde [-]
ψ_2	Variabel beteckning för lastreduktionsfaktor för långtidslast (kvasipermanent värde) [-]

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Trä som byggnadsmaterial har använts av människan under mycket lång tid och har i förhållande till sin vikt god hållfasthet. Limträ blev känt under 1920-talet då lameller av trä limmades ihop i fiberriktningen för att kunna uppnå större dimensioner.

Även betong har använts under en mycket lång tid och utmärks av sin beständighet och hållfasthet. Betongtekniken har utvecklats men förr i tiden användes betong till liknande ändamål som idag. Ett exempel som bevisar detta är Pantheon, ett byggnadsverk från antiken som har en fribärande kupol med 45 m spännvidd (Burström, 2007).

Stommar av limträ kan utföras som samverkansbjälklag där limträbalkar samverkar med betongplattor för att utnyttja materialens styrkor. Vid full samverkan tas tryckspänningar i betongen och dragspänningar i limträbalken.

Jämfört med ett bjälklag av endast trä har denna typ av samverkansbjälklag fördelar gällande styvhet, bärlighet, brandsäkerhet, akustiska och termiska egenskaper. Genom att ersätta den dragda delen av tvärsnittet med trä istället för ett rent betongtvärsnitt undviks korrosion av armeringsstänger på grund av sprickbildning, samt att detta leder till en markant minskning av konstruktionens egentyngd jämfört med om tvärsnittet består av endast betong (Moar, 2012).

Då fiberbetong inte används i särskilt stor utsträckning, som bjälklag, behövs en grund för att visa att det är möjligt att genomföra. För teknikutveckling och möjligheten till att erbjuda en eventuellt billigare och effektivare lösning till kunder vill Byggnadstekniska Byrån Sverige AB undersöka möjligheterna med fiberbetong.

1.2 Syfte

Examensarbetet utreder fördelar och nackdelar med användandet av fiberbetong gällande ekonomi (arbetsmoment), geometriska parametrar, sprickor och vikt, jämfört med armerad betongplatta. Arbetet avser limträbalkar med platsgjuten fiberbetong med kvarsittande stålform för användandet i kontorsbyggnader. Kraven som ska uppfyllas är nedböjning, bärlighet och sprickor som för traditionellt armerad betongplatta.

Utifrån vilka spännvidder som kan uppnås, för de ingående materialen, utan att stämpning är nödvändigt ska arbetet avgöra om det är en rationell metod att använda fiberbetong. Hänsyn tas också till den ekonomiska aspekten.

1.3 Avgränsningar

Långtidseffekter tas ej hänsyn till för fiberbetongen. Upplagstryck kontrolleras ej för limträbalken då det inte är arbetets huvudsakliga fokus. Inte heller väljs hållfasthetsklass för limträ.

Fibrerna i betongen avgränsas till endast fibrer av stål, av typen Dramix 5D 65/60 BG, samt att fyra olika typer av kvarsittande stålform behandlas. De stålprofiler som behandlas är Ruukkis T130M-75L-930 och T153-40L-840 samt Arecos högprofiler TP128-350 och TP200.

Systemet för de bärande elementen (limträbalk, bjälklag och pelare) behandlas som fritt upplagt. Detta redovisas i avsnitt 3. Vid gjutning beräknas bjälklaget med fiberbetong och stålprofil uppfylla säkerhetsklass 2.

Den armerade betongplattan behandlas i livslängdsklassen L50 och exponeringsklass X0. Armeringen består av armeringsjärn B500B.

Både fiberbetongen och den armerade betongplattan har hållfasthetsklass C28/35.

1.4 Metod

Arbetet startar med en litteraturstudie för att ta fram fiberbetongens för- och nackdelar, samt betongens materialparametrar. Litteraturstudien innefattar också att utreda samverkansbjälklag utifrån de ingående materialens egenskaper och hur samverkan uppnås, samt processen för platsgjutning. Genom fallstudier för olika typer av uppbyggnad av bjälklag genomförs beräkningar i enlighet med examensarbetets syfte.

Examensarbete av Bengtsson och Sigström (2007) används delvis vid jämförelse mellan traditionellt armerad betong och stålfiberarmerad betong trots att platta på mark utreds i det arbetet. Detta för att examensarbetet jämför den ekonomiska aspekten och tidsåtgång för arbetsmoment vid användning av fiberbetong.

För fiberbetongtvärsnitt, där fiberbetong gjuts i de angivna stålprofilerna, beräknas bland annat area och böjmotstånd. Utifrån det beräknas ekvivalent betongtjocklek för motsvarande massivt betongtvärsnitt för att kunna jämföra de olika typerna av bjälklag. Section Editor från Strusoft (Strusoft AB, 2010) har använts som hjälpmedel vid beräkning av area och böjmotstånd för fiberbetongtvärsnitten.

Den traditionellt armerade betongplattan analyseras utifrån angivna spännvidder, laster, plattans tjocklek, armeringsdiameter och livslängdsklass. Plattans tjocklek väljs till den ekvivalenta tjockleken beräknad för fiberbetongtvärsnitt, avrundat till jämna tiotal. Med detta som indata kontrolleras om den angivna indatan är möjlig för valt nedböjningskrav. Till hjälp används Concrete Beam från Strusoft (Strusoft AB, n.d.-b) som också redovisar mängden armering som krävs, dess placering samt moment- och tvärkraftsdiagram om tvärsnittet är möjligt att utföra.

Fiberbetong följer inte samma beräkningsteori som vanlig betong och därför har beräkningar av momentkapaciteten utförts av Bekaert Svenska AB i datorprogram utformat för fiberbetong. Samtliga beräkningar har genomförts i brottgränstillstånd för strukturella tillämpningar. Utifrån erhållen momentkapacitet beräknas maximal spännvidd som kan uppnås med förutsättningen att plattan är fritt upplagd.

Limträbalkens erforderliga höjd beräknas utifrån standardbredder och erforderligt böjmotstånd som krävs. Böjmotståndet beräknas från det genererade momentet av

fiberbetongen och stålprofilen under gjutskede och bruksstadium. Dimensionerande moment ger då den höjd som krävs. Se avsnitt 3 för tydligare beskrivning av metod för beräkningar.

2 Samverkansbjälklag

2.1 Materialet trä

Trä har en mängd olika användningsområden inom byggnadsindustrin, till exempel utvändig och invändig beklädnad, golvbeläggningar och stomkonstruktioner.

Materialegenskaperna är svåra att påverka och beror bland annat på dess växtplats, vilken del av trädet som används och fukttinnehållet. Ökat fukttinnehåll gör att både hållfasthet och elasticitetsmodul påverkas kraftigt och kan ha en variation på $\pm 40\%$ respektive $\pm 35\%$ beroende på låg eller hög fukthalt (Burström, 2007).

Uppbyggnaden av materialet gör att det har ett anisotropt beteende varför det är viktigt att skilja på, i huvudsak, två olika riktningar: fiberriktningen och den radiella riktningen. Fiberriktningen är stammens längdriktning medan den radiella riktningen är vinkelrätt fibrerna (Burström, 2007).

I fiberriktningen, även kallat parallellt fibrerna, har trä en mycket hög hållfasthet i både drag och tryck. Vid stor dragbelastning glider de enskilda fibrerna mot varandra och brott inträffar då dess skjuvhållfasthet överskrids vilket ofta sker plötsligt – brottet är sprött. Om träet istället utsätts för tryck kommer fibrerna att krossas, vilket kallas stukning. Hållfastheten parallellt fibrerna är 80–100 MPa för tryckbelastning och 70–90 MPa för dragbelastning.

För både drag- och tryckbelastning vinkelrätt fibrerna har trä en mycket sämre hållfasthet och styvhet jämfört med fiberriktningens kapacitet. Vid drag vinkelrätt fibrerna kan hållfastheten vara så låg som 0,5 MPa (Al-Emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2013).

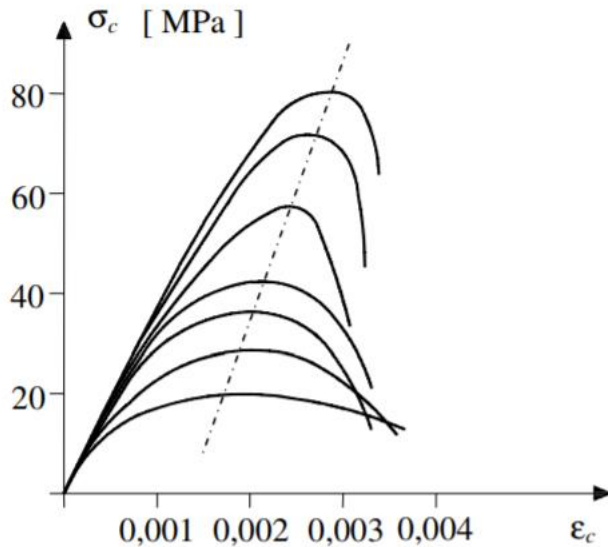
Böjning är en kombination av drag och tryck och är en av de vanligaste belastningsmoderna för trä. Det är även i böjning som trä har störst hållfasthet (Al-Emrani et al., 2013).

2.2 Materialet betong

Som tidigare nämnts har betong god hållfasthet och beständighet. Av de anledningarna används materialet till bland annat stomkonstruktioner och i miljöer där påfrestningar som fukt är stora, till exempel broar och vägar. Betongen kan anpassas till olika användningsområden genom att variera mängden av dess beståndsdelar (Burström, 2007).

Vattencementtalet, vct, är starkt kopplat till betongens hållfasthet (Burström, 2007), men känt är även att betong är betydligt starkare i tryckbelastning jämfört med dragbelastning (Al-Emrani et al., 2013). Låg draghållfasthet ger upphov till sprickbildning som då ger ett behov av armering för att kontrollera detta.

Tryckhållfastheten har även betydelse för om betongens brott är sprött eller segt. Genom en betongs arbetskurva, se Figur 1, framgår att betong med lägre hållfasthet har större deformationsförmåga vilket kan ses som att brottförloppet är segt. Motsvarande får en betong med högre hållfasthet ett sprödare brott på grund av sämre deformationsförmåga efter att maximal spänning uppnåtts.



Figur 1. Arbetskurvor för betong med olika hållfasthet (Al-Emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2013).

Ren betong visar ett töjningsmjuknande beteende både vid drag- och böjbelastning vilket innebär att vid sprickbildning sker en minskning av betongens bärförmåga. Armerad betong har till motsats ett töjningshårdnande beteende vid sprickbildning – det sker en liten ökning av bärförmågan (Löfgren, 2006).

Draghållfastheten ökar med ökande tryckhållfasthet, men den ökar inte proportionellt. Det finns en stor osäkerhet i draghållfastheten och spridningen mellan den undre (5%-fraktil) och övre (95%-fraktil) gränsen är stor. Utifrån syftet med beräkningen bör värdet som är mest ogynnsamt användas.

Enligt Eurokod 2 finns olika hållfasthetsklasser för betong som varierar från 12/15 till 90/105, där första siffran motsvarar den karakteristiska tryckhållfastheten bestämd ur cylinderprov och den andra siffran motsvarar tryckhållfastheten utifrån kuber. Draghållfastheten varierar från 1,1 MPa för den undre gränsen upp till 6,6 MPa för den övre gränsen (Al-Emrani et al., 2013). Med detta framgår att betong utnyttjar sin kapacitet som bäst i tryckbelastning.

2.3 Samverkan

Genom att använda både trä och betong i ett bjälklag kan materialen utnyttjas på ett effektivare sätt. Vanligt är att placera betongplattor ovanpå träbalkar. Vid belastning kommer en dragzon och en tryckzon uppstå i tvärsnittet och genom att använda dessa material kommer tryckspänningarna och dragspänningarna tas upp av betongen respektive träet.

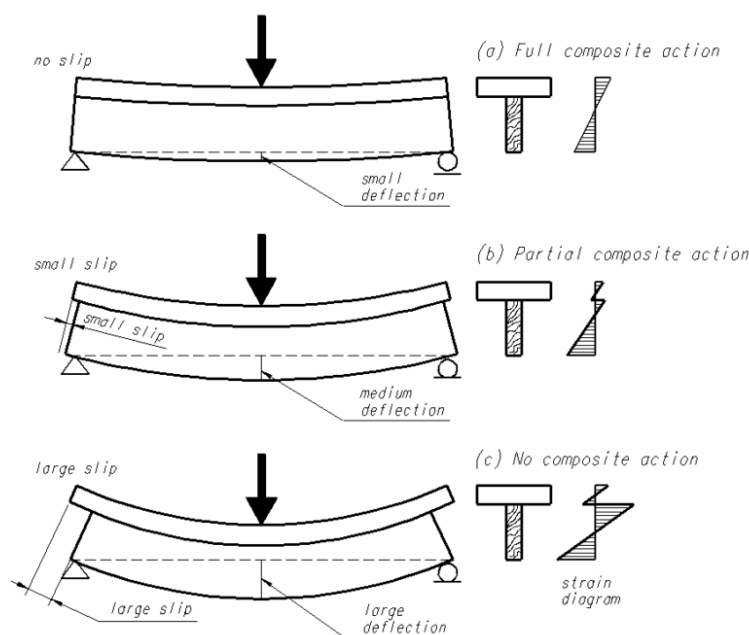
Kombinationen av trä och betong gör också att tvärsnittets höjd ökar jämfört med ett rent betongtvärsnitt, varpå tvärsnittets tröghetsmoment (*moment of inertia*) ökar. Detta kan för vissa tvärsnitt och lastfall leda till mindre långtidseffekter och ökad bärförmåga (Moar, 2012).

För att samverkan ska uppnås måste materialen sammanfogas så att skjuvningen kan överföras mellan dem på ett effektivt sätt. Skjuvförbandet (*shear connector system*)

måste vara relativt styvt för att tvärsnittet ska samverka effektivt (Lukaszewska, 2009), samt för att kontrollera nedböjningen (*deflection*) (Moar, 2012). Skjuvförbandet bör även ha ett segt verkningsätt (*ductile*) för att undvika ett sprött brott (Moar, 2012).

Genom att koppla samman betongen och träbalken med skruvar som har en lutning på 45° uppnås högre styvhet i skjuvförbandet. Lutningen gör att skruven verkar både i skjuvning och drag (*shear and tension*) samt att det ger upphov till tryckspänningar i gränssnittet (*interlayer*) mellan materialen. Tryckspänningarna bidrar till att skapa friktion mellan betongen och träet vilket också ökar styvheten för skjuvförbandet (Moar, 2012). Skruvarnas lutning har också visat sig inte orsaka några betydande lokala deformationer i träbalkarna (Crocetti, 2014).

Samverkansgraden kan delas in i tre huvudgrupper: full samverkan (*full composite action*), delvis samverkan (*partial composite action*) och ingen samverkan (*no composite action*). Delvis eller ingen samverkan visar sig som en horisontell förflyttning, glidning, mellan materialen. Glidningen (*slip*) ger upphov till att spänningsfördelningen inte blir linjärt fördelad över tvärsnittet, vilket innebär att varje material för sig får ett neutrallager, se Figur 2. När glidningen ökar kommer avståndet mellan neutrallagren att öka och därav minskar tvärsnittets effektivitet (Lukaszewska, 2009).



Figur 2. Strain diagrams for composite structures with a rigid connection (a), a deformable connection (b), and no connection between the timber beam and concrete slab (c) (Lukaszewska, 2009). Återgiven med tillstånd.

3 Beräkningsteori

3.1 Armerad betongplatta

Beräkningar för armerad betongplatta genomförs med hjälp av Concrete Beam från Strusoft. Vilken indata som kan väljas till förutsättningar för beräkningarna visas i Figur 3 till Figur 13.

Geometri

Fackgeometri | Sektioner | Upplag

Antal Fack: 1

Ändstöd vänster:
☐ Konsol
☒ Ledad
☐ Fast inspänd

Ändstöd höger:
☐ Konsol
☒ Ledad
☐ Fast inspänd

Fack	Längd (mm)
1	4800

Ändra Kopiera

OK Avbryt

Figur 3. Indata för geometri (längd) och randvillkor (stöd) i programmet Concrete Beam - Strusoft.

I Figur 3 och Figur 4 väljs parametrarna L_{platta} respektive h_{platta} . Dessa variabler redovisas ej i ekvationer i detta avsnitt men förekommer i avsnitt 4.4.

Geometri

Fackgeometri | Sektioner | Upplag

Typ: Platta

Alla fack (mm):
Livbredd - underkant, b: 1000

Totalhöjd, h:

Fack	h (mm)	l (m4)
1	200	6.667e-004

Ändra Kopiera

Tvärsnitt - Fack 1

OK Avbryt

Figur 4. Indata för geometri (tjocklek) samt om platta eller balk ska studeras. Om platta väljs är bredden alltid 1000 mm. Utklipp från Concrete Beam.

Stödnr.	Längd (mm)	Pelarstyvheter (kNm)	
		K-undre	K-övre
1	0	0.000e+000	0.000e+000
2	0	0.000e+000	0.000e+000

Figur 5. Indata för geometri för upplag i Concrete Beam.

Som visas i Figur 5 kan upplagsbredd även väljas. För beräkningarna sätts dessa till noll för att ge samma förutsättningar som för fiberbetongen.

Utifrån geometrin bestäms lasterna. De armerade betongplattorna analyseras i brottgränstillstånd, se Figur 6. Som visas i Figur 6 kommer balkens (plattans) egentyngd inte läggas till automatiskt varför denna läggs till som en jämnt utbredd last, se Figur 7.

Figur 6. Indata för laster i Concrete Beam.

Laster

Inställningar Utbredd last Punktlast Triangulär last Trapetslast

Last Nr	Fack	Typ	Karak. q (kN/m)	Koeff. Brottg.	Koeff. bruksg. Total	Koeff. bruksg. Långtid
1	1	Bunden	5.000	1.350	1.000	1.000
2	1	Fri	2.500	1.500	0.500	0.200

Lägg till Ändra Ta bort Kopiera

OK Avbryt

Figur 7. Indata för laster i Concrete Beam. Den bundna lasten motsvarar egentyingden och den fria är kontorslasten. Värdet på den bundna lasten är för en platta med $h=200$ mm.

Den bundna lasten (egentyngden) för respektive armerat betongtvärsnitt beräknas enligt Formel 1.

Formel 1. Egentyngd – armerad betongplatta

$$g_{btg} = b_{platta} \times h_{platta} \times m_{arm,btg}$$

Där

g_{btg} : plattans egentyngd [kN/m]

b_{platta} : plattans bredd enligt Figur 4 (omvandlat till [m])

h_{platta} : plattans höjd enligt Figur 4 (omvandlat till [m])

$m_{arm,btg}$: tyngden för armerad betong [kN/m³], sätts till 25 för beräkningar i detta arbete

Som även visas i Figur 7 väljs brottgränskoefficienter och bruksgränskoefficienter till respektive last på grund av dimensionerande lastkombination, se Formel 2 enligt (Al-Emrani et al., 2013).

Formel 2. Dimensionerande lastkombination

$$q_d = 1,35g_{btg} + 1,5q_{kontor} \quad (\text{Ekv. 2})$$

Där

q_d : dimensionerande last [kN/m]

Al-Emrani et.al. (2013) redovisar även termen $1,5(\psi_0 \times q_{2k})$ i Formel 2, men eftersom endast en fri last appliceras på den armerade betongplattan blir denna term noll.

De två bruksgränskoefficienterna som visas i Figur 7 varierar också beroende på om lasten är bunden eller fri. ”Bruksgränskoefficient Total” motsvarar ψ_1 enligt Boverket (2004) samt Al-Emrani et.al. (2013) och $\psi_1=0,5$. ”Bruksgränskoefficient Långtid” motsvarar $\psi_2=0,2$ (Al-Emrani et al., 2013). Dessa appliceras endast på den fria lasten.

The 'Indata' dialog box has two tabs: 'Bruksgränstillstånd' (selected) and 'Dimensioneringsval'. Under 'Bruksgränstillstånd', there are two sections: 'Materialegenskaper' and 'Deformationer'. In 'Materialegenskaper', 'Kryptal' is set to 3.00 and 'Jämn krympning (‰)' is set to 0.40. A note below states 'Krympning bör ligga i intervallet 0 - 1 ‰'. In 'Deformationer', 'Iterationsdifferens (%)' is set to 1.0 and 'Max. antal iterationer' is set to 20. There is a 'Hjälp' button between the two sections. At the bottom are 'OK' and 'Avbryt' buttons.

Figur 8. Indata för materialegenskaper i bruksgränstillstånd, Concrete Beam.

För bruksgränstillstånd kan betongens egenskaper regleras för krypning och krympning. Kryptalet ϕ sätts till 3 för beräkningar i detta arbete då bjälklag utreds i inomhusklimat (RH=55 %) samt att krympningen ε_{cs} sätts till 0,4 ‰ (Boverket, 2004), se Figur 8.

The 'Indata' dialog box has two tabs: 'Bruksgränstillstånd' (selected) and 'Dimensioneringsval'. Under 'Bruksgränstillstånd', there are two sections: 'Sprickbreddsbegränsning' and 'Deformationsbegränsning'. In 'Sprickbreddsbegränsning', the 'Ja, mht max. tillåtet värde enligt norm för långtidslast' option is selected. Below it, 'Total last (mm)' is set to 1.00 and 'Långtidslast (mm)' is set to 1.00. In 'Deformationsbegränsning', the 'Ja, med hänsyn till (alla fack):' option is selected. Under this, 'Andel av facklängden L/x med x =' is set to 300.00. There is also an 'Eget värde (mm)' field set to 0. At the bottom are 'OK' and 'Avbryt' buttons.

Figur 9. Indata för sprickbredd- och deformationsbegränsning (nedböjning) i Concrete Beam.

I Concrete Beam görs även begränsningar med hänsyn till sprickbredd och deformation (nedböjning), se Figur 9. Sprickbreddsbegränsningen görs enligt SS 13 70 10 (Boverket, 2004) och deformationsbegränsningen ska helst sättas till $L/300$.

Material | Reinforcement details | Calculation settings | Avkortning

General
 Exposure class: **X0 Very dry**
 Life class: **L50** W/c ratio:
☐ Quality control and reduced deviations
☐ Reduced or measured geometrical data

Concrete (MPa)
 Strength class: **C28/35**
☐ Low strength variation (< 10 %)

f_{cd} : 18.67
 f_{ctd} : 1.29
 E_{0d} : 26924

Design values Reinforcement (MPa)

	Bottom	Top	Stirrups	Longitudinal
Designation:	B500B	B500B	B500B	B500B
Diameter, mm	14	14	8	8
f_{yd}	435	435	435	435
f_{ycd}	435	435	435	435
E_{sd}	200000	200000	200000	200000

OK Avbryt

Figur 10. Indata för exponeringsklass, livslängdsklass, hållfasthetsklass och armering i Concrete Beam.

Exponeringsklass väljs till X0 vilket innebär att konstruktionen anses torr och låg luftfuktighet råder (Svensk Betong, n.d.-b). Livslängdsklassen väljs till L50. I Figur 10 kan även utläsas materialegenskaper för armeringsjärn (dock för det specifika fallet och värdena kan ändras från olika lastfall). Betonghållfastheten har valts till C28/35 i samtliga fall.

Material | Reinforcement details | Calculation settings | Avkortning

Main bar details

	Bottom	Code	Top	Code
Diameter (mm)	14		14	
Cover (mm)	24	24	24	24
Cover side (mm)	10	10		
Distance between bars:				
In same layer (mm)	20	20	20	20
In different layers (mm)	20	20	20	20
Vibration space (mm)	0			
Largest aggregate size	10			
Cover deviation (mm)	10			

Code values

☒ Code control

Stirrup details
☐ Use stirrups
 Diameter (mm): 8
 Stirrup angle (deg): 90.0
 Min. s dist (mm): 30
☐ Min stirrups on whole length

OK Avbryt

Figur 11. Specifiering av indata för armering, Concrete Beam.

Täckande betongskikt kring armeringen görs enligt Eurokoder (Strusoft AB, 2010), (Strusoft AB, n.d.-a), se Figur 11. Inställningar för minimiarmering och avkortning regleras också, se Figur 12 och Figur 13.

Armering/Material

Material Reinforcement details Calculation settings Avkortning

Design settings

☐ Use compression reinforcement

☒ Use minimum bend reinforcement

☐ Monolithic construction (EN 9.2.1.2)

Concrete section iteration settings

Convergence cond. (%): 0.010

Max. no. of iterations 300

SLS Settings

Concrete tensile strength $f_{ct,eff}$ (EN 7.1 (2))

☒ f_{ctm} ☐ $f_{ctm,fl}$ ☐ f_{ctk}/ξ_i

Shear calculation settings

$\cot(\theta)$: 1

☐ Shear calculation using shear reinforcement (EN 6.2.3)

☒ Shear calculation without shear reinforcement (EN 6.2.2)

☐ Enhanced shear strength near supports (EN 6.2.2 (6))

OK Avbryt

Figur 12. Indata för minimiarmering och betongens draghållfasthet i Concrete Beam.

Armering/Material

Material Reinforcement details Calculation settings Avkortning

Avkortning

☒ Lagervis

☐ Styckevis

Noggrannhet

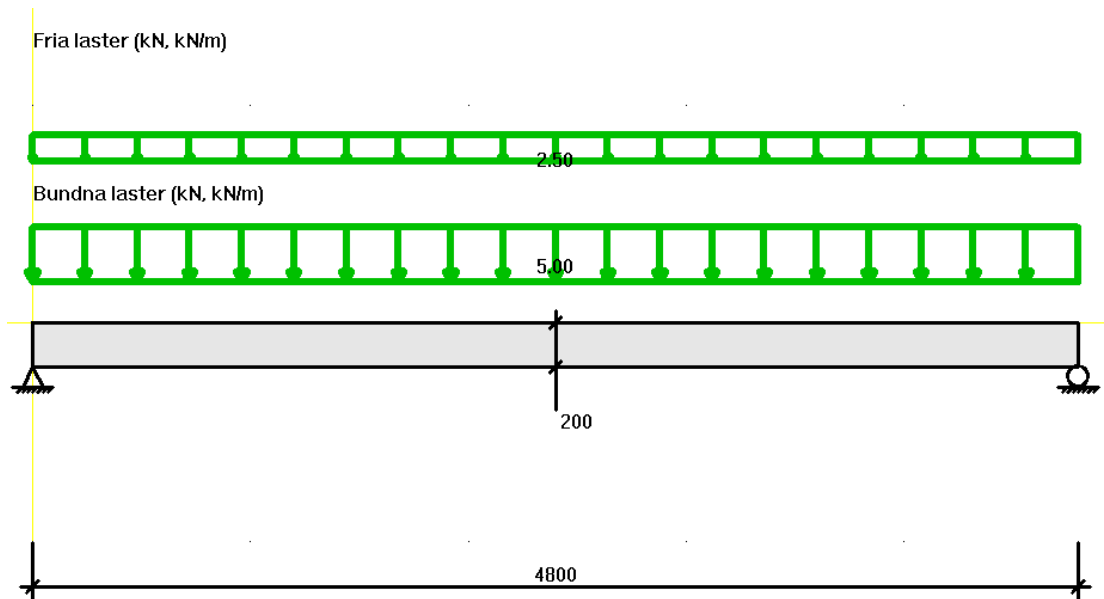
☒ Avrundning till närmaste 10 mm

☐ Avrundning till närmaste 100 mm

OK Avbryt

Figur 13. Indata för armeringens avkortning i Concrete Beam.

Dessa indata resulterar i ett lastfall, se Figur 14, från vilket bland annat erforderlig armeringsmängd, s-avståndet och nedböjning beräknas.



Figur 14. Lastfall, från Concrete Beam, där plattans spännvidd är 4,8 m och dess tjocklek är 200 mm. Den bundna lasten motsvarar plattans egentyngd och den fria lasten motsvarar kontorslasten.

Processen är iterativ och för vissa tvärsnitt kan nedböjningskravet justeras för att lösningen ska vara möjlig.

3.2 Fiberbetong

För att kontrollera fiberbetongen som pågjutning i de valda stålprofilerna beräknas det ekvivalenta tvärsnittets momentkapacitet. Utifrån momentkapaciteten kan maximal spännvidd beräknas genom att anta att plattan är fritt upplagd. Teorin i detta avsnitt är erhållen från Bekaert Svenska AB.

Momentkapaciteten, M_{Rd} , för en platta av fiberbetong med tjockleken $h_{f,btg}$ [mm] beräknas enligt Formel 3 då konstruktionen ej innehåller traditionell armering.

Formel 3. Momentkapacitet - Fiberbetong

$$M_{Rd} = F_{cd} \times z_{cd} + F_{ct}^f \times z_{fd}$$

Där

F_{cd} : resulterande kraft från tryckzonen [kN/m]

z_{cd} : avståndet från F_{cd} till neutrallagret [mm]

F_{ct}^f : resulterande kraft från dragzonen p.g.a. fiberbetongen [kN/m]

z_{fd} : avståndet från F_{ct}^f till neutrallagret [mm]

Tryckkraftsresultanten beräknas enligt Formel 4

Formel 4. Tryckkraftsresultant - Fiberbetong

$$F_{cd} = \alpha_R \times f_{cd} \times b \times x$$

Där

α_R : reduktionsfaktor [-]

f_{cd} : dimensionerande tryckhållfasthet [N/mm², MPa]

b : bredd, 1 m för beräkningar i detta arbete

x : avstånd mellan överkant på plattan och neutrallagret [mm]

$\alpha_R \times f_{cd}$ motsvarar medeltryckspänningen över tryckzonen.

f_{cd} beräknas i sin tur enligt Formel 5.

Formel 5. Dimensionerande tryckhållfasthet - Fiberbetong

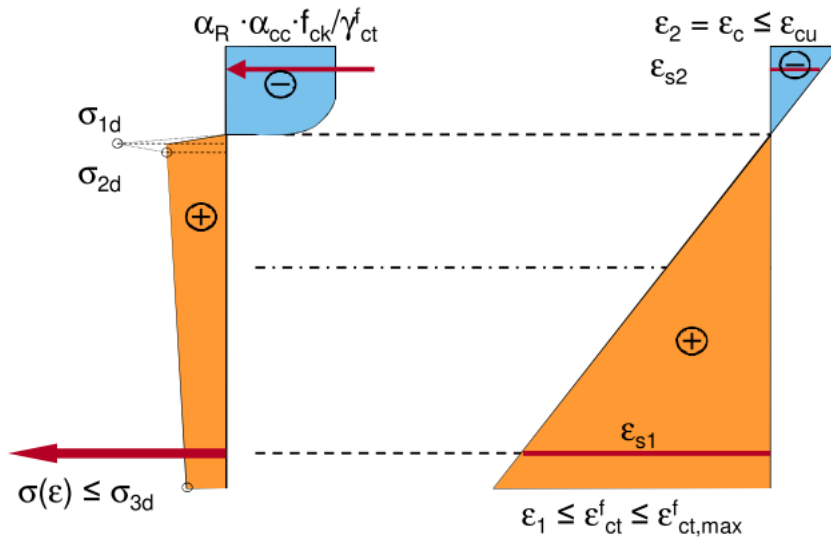
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_{ct}^f}$$

Där

α_{cc} : koefficient som tar hänsyn till långtidseffekter på tryckhållfastheten och ogynnsamma effekter från hur lasten appliceras, sätts till 0,85 för beräkningar i detta arbete [-]

f_{ck} : grundbetongens karakteristiska tryckhållfasthet [N/mm², MPa]

γ_{ct}^f : faktor för stålfiberbetong i drag, sätts till 1,50 [-]



(Note: drawings are schematic and do not reflect actual bending moment directions.)

Figur 15. Schematisk spännings- och töjningsfördelning för tvärsnitt av fiberbetong (Stenqvist, 2018). Återgiven med tillstånd.

Dragkraftsresultanten beräknas på ett annat sätt utifrån spänningsfördelningen som visas i Figur 15.

Spänningarna σ_{2d} och σ_{3d} som visas i Figur 15 är dimensionerande dragspänningar i fiberbetongen beroende på $f_{R1,m}$ respektive $f_{R3,m}$. Dessa beräknas enligt Formel 6 respektive Formel 7.

Formel 6. Dimensionerande spänning i fiberbetong beroende av $f_{R1,m}$

$$\sigma_{2d} = \alpha_{sys} \times \alpha_{char} \times \kappa_h \times \alpha_{R1} \times \frac{f_{R1,m}}{\gamma_{ct}^f}$$

Där

α_{sys} : koefficient som tar hänsyn till fibrernas orientering, storlek och lastomfördelning (*load redistribution*), sätts till 1,0 för beräkningar i detta arbete [-]

α_{char} : koefficient som tar hänsyn till variationer i materialen, sätts till 0,90 för beräkningar i detta arbete [-]
 κ_h : koefficient som kompenserar för skalningseffekt (*scaling effects*), sätts till 1,0 för beräkningarna i detta arbete [-]
 $f_{R1,m}$: medelbøjhållfasthet [N/mm²] (*mean residual flexural strength*) för fiberbetongen vid en sprickbredd (*crack mouth opening displacement*) $w=0,5$ mm enligt EN 14651
 α_{R1} : omvandlingsfaktor för bøjning till spänning [-]

Formel 7. Dimensionerande spänning i fiberbetong beroende av $f_{R,3m}$

$$\sigma_{3d} = \alpha_{sys} \times \alpha_{char} \times \kappa_h \times \alpha_{R3} \times \frac{f_{R3,m}}{\gamma_{ct}}$$

Där

$f_{R3,m}$: medelbøjhållfasthet [N/mm²] för fiberbetongen vid en sprickbredd $w=2,5$ mm enligt EN 14651
 α_{R3} : omvandlingsfaktor för bøjning till spänning [-]

I Figur 15 visas även spänningen σ_{1d} och beräknas enligt Formel 8. I beräkningarna utförda av Bekaert Svenska AB framgår inte vad σ_{1d} står för.

Formel 8. σ_{1d} - Fiberbetong

$$\sigma_{1d} = 1,0 \times f_{ctm} \times \max\{1,6m - d; 1,0\} = 0,5\sigma_{2d}$$

För beräkning i brottgränstillstånd sätts $\sigma(\epsilon)=\sigma_{3d}$ och därefter kan F_{ct}^f beräknas. Vart tryckzon och dragzon uppstår beräknas också, som ger momentkapaciteten för ett visst tvärsnitt med en given höjd, fibermängd och betongklass.

Den maximala spännvidden som fiberbetongen klarar beräknas enligt Formel 9.

Formel 9. Maximal spännvidd - Fiberbetong

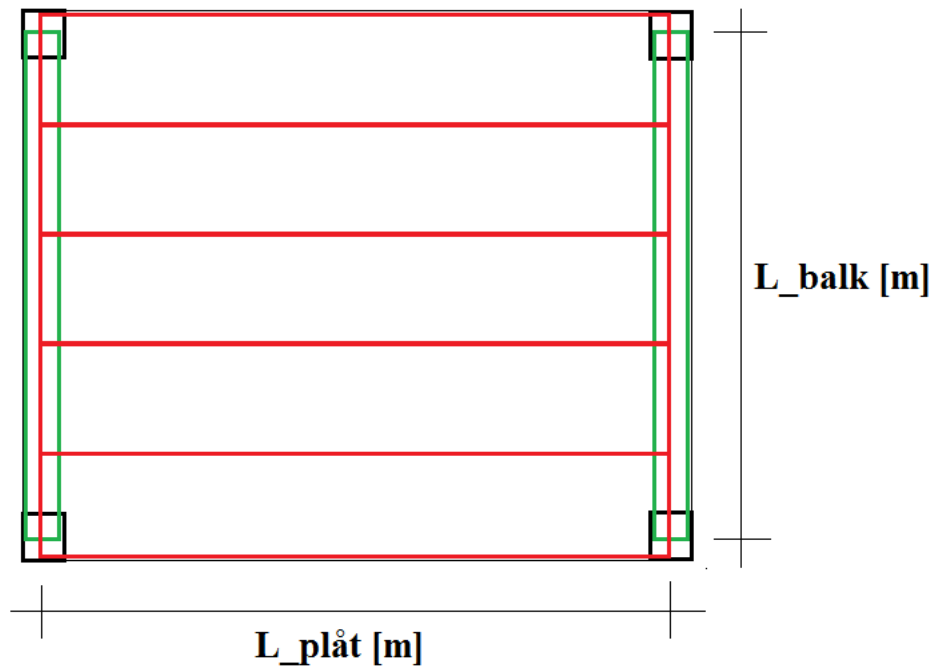
$$L_{f,btg} = \sqrt{\frac{8 \times M_{Rd}}{q_{kontor}}}$$

Där

M_{Rd} : momentkapaciteten för fiberbetongbjälklaget enligt Formel 1
 q_{kontor} : kontorslast, sätt till 2,5 [kN/m²]

3.3 Bärande system

Beräkningar för det bärande systemet innebär att bestämma de maximala spännvidderna som stålprofilerna respektive limträbalkarna kan uppnå. Stålprofilerna och limträbalkarna spänner i olika riktningar, se Figur 16.



Figur 16. Principskiss över det bärande systemet som utreds. Limträbalk och stålprofil spänner i olika riktningar mellan pelare.

Hur den exakta arean för respektive tjocklek på pågjutning i de olika stålformarna definieras, som bildar betongtvärsnittet, visas i Figur 17. För detta tvärsnitt har arean och böjmotståndet beräknats. Utifrån arean och böjmotståndet för det exakta tvärsnittet beräknas betongarea per breddmeter och ekvivalent (massivt) betongtvärsnitt med Formel 10, respektive Formel 11.

Formel 10. Betongarea per breddmeter av stålprofil

$$A_{btg/m} = \frac{A_{btg,exakt}}{b_{plåt,exakt}} \times 1000$$

Där

$A_{btg/m}$: betongarea per breddmeter av plåten, [mm^2/m]

$A_{btg,exakt}$: betongarean utifrån Figur 17 och Figur 18, [mm^2]

$b_{plåt,exakt}$: stålformens exakta bredd, [mm]

Formel 11. Ekvivalent betongtjocklek för massivt betongtvärsnitt

$$t_{ekv} = \sqrt{\frac{6 \times W_{exakt}}{b_{plåt,exakt}}}$$

Där

t_{ekv} : ekvivalent betongtjocklek för det massiva betongtvärsnittet, [mm]

W_{exakt} : det exakta betongtvärsnittets böjmotstånd utifrån Figur 17 och Figur 18 [mm^3]

Egentyngden per meter för betongtvärsnitten beräknas enligt Formel 12.

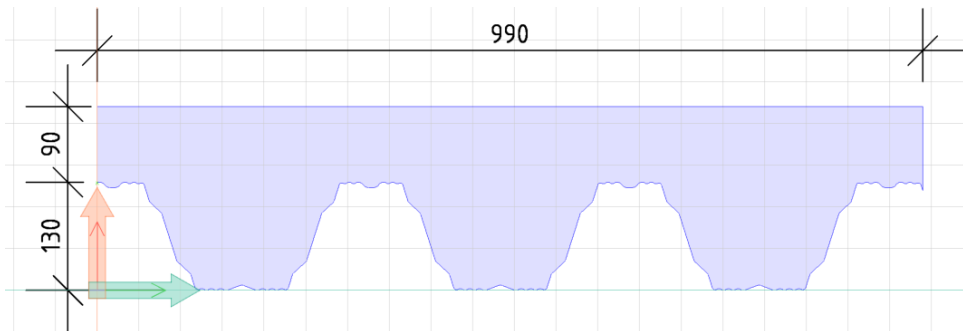
Formel 12. Egentyngd per meter - Betongtvärsnitt

$$G_{btg/m} = A_{btg/m} \times m_{btg} / 10^6$$

Där

$G_{btg/m}$: egentyngden per meter för betongtvärsnitt, [kN/m]

m_{btg} : betongens tyngd, [kN/m³]. Vid gjutning sätts denna till 26 och efter härdning till 24,5.



Figur 17. Betongtvärsnitt med hjälp av programmet Section Editor, med Ruukki T130M-75L-930 som gjutform och en pågjutning som är 90 mm.

A	= 157249 mm ²
P	= 2716 mm
A/P	= 57.89 mm
(Yg	= 0.0000 mm)
(Zg	= 0.0000 mm)
Ys	= -2.517 mm
Zs	= 39.62 mm
Iy	= 543111029 mm ⁴
Wy	= 4139238 mm ³
ez max	= 131.2 mm
ez min	= 88.72 mm
Iz	= 11878200482 mm ⁴
Wz	= 23775475 mm ³
ey max	= 499.6 mm
ey min	= 489.9 mm
It	= 996256568 mm ⁴
Wt	= 2954052 mm ³
Iw	= 3.906e+13 mm ⁶
Iyz	= 44823769 mm ⁴
alpha1	= 1.575 rad
I1	= 11878377731 mm ⁴
W1 min	= 23759330 mm ³
i1	= 274.8 mm
S1	= 18619711 mm ³
So1	= 18619293 mm ³
c1	= 1.567
Rho 1	= 0.6935
alpha2	= 0.003954 rad
I2	= 542933779 mm ⁴
W2 min	= 4095284 mm ³
e1 min	= 90.66 mm
i2	= 58.76 mm
S2	= 3893741 mm ³
So2	= 3851314 mm ³
c2	= 1.881
Rho 2	= 0.5876

Figur 18. Tabell över de parametrar som programmet Section Editor beräknar. Värdena som presenteras i tabellen är resultat för Ruukki T130M-75L-930 med 90 mm pågjutning.

För beräkning av maximal spännvidd som respektive stålform och plåttjocklek tillsammans med en given pågjutning, beaktas dessa som fritt upplagda. Momentet som uppstår beror både av lasten från betongens egentyngd och längden på plåten. Hur dessa generellt beror av varandra visas i Formel 13.

Formel 13. Moment för fritt upplagd balk

$$M = \frac{q \times L^2}{8}$$

När den maximala spännvidden för en stålprofil beräknas resulterar detta i Formel 14.

Formel 14. Maximal spännvidd för stålprofil

$$L_{plåt} = \sqrt{\frac{8 \times M_{Rd,plåt}}{G_{btg/m}}}$$

Där

$L_{plåt}$: stålprofilens maximala spännvidd, [m]

$M_{Rd,plåt}$: det maximala momentet som stålprofilen kan bära, (utifrån respektive leverantör), [kNm/m]

Limträbalkens erforderliga höjd beräknas för en given längd och bredd på balken utifrån genererat moment från betongen under gjutningen, efter härdning och erforderligt böjmotstånd av balken, se Formel 15 – Formel 22. Tvärsnitt på balk väljs därefter för det moment som ger störst erforderligt böjmotstånd.

Formel 15. Erforderligt böjmotstånd vid gjutning - Limträbalk

$$W_{erf,gjut} = M_{gjut} \times \frac{10^6}{m_{btg}}$$

Där

$W_{erf,gjut}$: erforderligt böjmotstånd för limträbalken, [mm³]

M_{gjut} : moment genererat av betongen i gjutningsskede, [kNm]

Formel 16. Moment av betong under gjutning

$$M_{gjut} = \frac{q_{gjut} \times L_{balk}^2}{8}$$

Där

q_{gjut} : last av betongen under gjutningen, [kN/m]

L_{balk} : längd på limträbalk, [m]

Formel 17. Last av betong under gjutning

$$q_{gjut} = \gamma_d \times (G_{btg/m} + G_{plåt/m}) \times L_{plåt} \times 1,35$$

Där

γ_d : 0,91, partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass 2 [-] (Boverket, 2011)

$G_{plåt/m}$: stålprofilens egentyngd, [kN/m]

Formel 18. Erforderligt böjmotstånd i brukstillstånd - Limträbalk

$$W_{erf,bruk} = M_{bruk} \times \frac{10^6}{m_{btg}}$$

Där

$W_{erf,bruk}$: erforderligt böjmotstånd för limträbalken i bruksgränstillstånd, [mm³]

M_{bruk} : moment genererat av betongen efter härdning samt i kombination av kontorslast [kNm]

Formel 19. Moment av betong under brukstillstånd (efter härdning)

$$M_{bruk} = \frac{q_{bruk} \times L_{balk}^2}{8}$$

Där

q_{bruk} : last för betong efter härdning och kontorslast, [kN/m]

Formel 20. Last under brukstillstånd

$$q_{bruk} = L_{plåt} \times [1,2 \times (G_{btg/m} + G_{plåt/m}) + 1,5 \times q_{kontor}]$$

Där

q_{kontor} : kontorslast som sätts till 2,5 [kN/m²]

Utifrån Formel 15 och Formel 18 beräknas balkens erforderliga höjd genom Formel 21 och Formel 22. Bredden på balken väljs till standarddimensioner för limträbalk.

Formel 21. Erforderlig höjd på limträbalk vid gjutning

$$h_{erf,balk,gjut} = \sqrt{\frac{W_{erf,gjut} \times 6}{b_{balk}}}$$

Där

$h_{erf,balk,gjut}$: erforderlig höjd på limträbalk vid gjutning, [mm]

b_{balk} : bredd på limträbalk, [mm]

Formel 22. Erforderlig höjd på limträbalk i brukstillstånd

$$h_{erf,balk,bruk} = \sqrt{\frac{W_{erf,bruk} \times 6}{b_{balk}}}$$

Där

$h_{erf,balk,bruk}$: erforderlig höjd på limträbalk vid bruksstadium, [mm]

Bjälklagskostnad för pågjutningar i respektive stålprofil beräknas enligt Formel 23.

Formel 23. Bjälklagskostnad för fiberbetong-stålprofil-bjälklag

$$K_{f,bjälklag} = \frac{A_{btg/m}}{10^9} \times 1000 \times (V_{fiber} \times K_{fiber} + K_{btg}) + K_{profil}$$

Där

$K_{f,bjälklag}$: kostnad för bjälklag av stålprofil och fiberbetong [kr/m^2]

V_{fiber} : fiberinnehåll [kg/m^3]

K_{fiber} : kostnad för fibrer [kr/kg], sätts till 20 kr/kg för beräkningar i detta arbete enligt Technical Sales Manager Nordics på Bekaert Svenska AB, (Personlig kommunikation, 5 juni 2018)

K_{btg} : kostnad för betong [kr/m^3], sätts till 1300 kr/m^3 (Swerock AB, 2017) samt 940 kr/m^3 (Boverket, 2007)

K_{profil} : kostnad för respektive stålprofil [kr/m^2]

Kostnaden för betongen varierar för att bestämma en bjälklagskostnad enligt dagens (2017) priser samt för att kunna jämföra med kv. Kexfabriken, se avsnitt 4.3. $K_{\text{btg}} = 1300 \text{ kr/m}^3$ är uppskattat utifrån Swerock ABs prislista från 2017 genom jämförelse mellan standardbetongerna SWESTD C25/30 och C30/37 med max stenstorlek 25 mm och 16 mm, samt sättningsmåttet 50-90 mm och 100-150 mm. $K_{\text{btg}} = 940 \text{ kr/m}^3$ är erhållen från referensprojektet kv. Kexfabriken (Boverket, 2007).

4 Platsgjutet armerat bjälklag

Det finns i huvudsak två olika typer av platsgjutna bjälklag: bjälklag med traditionell formsättning respektive plattbärlag. Plattbärlag används vanligen (Svensk Betong, 2012).

Vid gjutning av flera bjälklag krävs stämpning, se avsnitt 4.2.

4.1 Utförande

4.1.1 Formsättning

I dagens läge innebär formsättning på traditionellt vis ett balksystem och skivor, luckform och formbord. Formvalet kan variera mellan varje projekt och styrs främst av byggnadens utformning (Svensk Betong, 2012).

Den traditionella formsättningen utförs med stämp, bockryggar, ströregel och plywood. Flexibiliteten med denna metod är stor och kan användas på valvhöjder (golv till tak) mellan 2,40 och 5,50 m. Materialkostnaden är relativt låg, men däremot kan kostnad för plywood öka då slitaget är stort. En annan nackdel med denna metod är de längre enhetstiderna (Svensk Betong, n.d.-c).

Till skillnad från den traditionella formsättningen är enhetstiden för luckform kort. Luckform monteras på stämp men bockryggar är ej nödvändigt. Själva luckorna är försedda med utbytbara plywoodskivor (Svensk Betong, n.d.-c).

Formbord kan användas på ytor upp till 35 m². Formen byggs upp som ett flak bestående av understöd, bockryggar, ströreglar, plywood, avstängare och skyddsräcken. Trots alla ingående delar är enhetstiden mycket kort (Svensk Betong, n.d.-c).

Plattbärlag är en prefabricerad kvarsittande betongform med armering. På byggplatsen görs en pågjutning som täcker armeringen och slutprodukten blir ett homogent och samverkande betongbjälklag. Plattbärlag finns i två varianter, slakarmerade och förspända, som har olika tjocklek och därav även olika spännvidder. Den förspända varianten har något större kapacitet då tjockleken är ca 70 mm, vilket ger en spännvidd upp till ungefär 12 m (Svensk Betong, 2011).

4.1.2 Armering

Genom hydratation (kemisk process) börjar betongen successivt härda och betongens egenskaper förändras under kort tid. Under denna period är betongen känslig för bland annat uttorkning och temperaturökning, på grund av kemiska reaktioner, som är en risk för sprickbildning (Burström, 2007). För att motverka sprickbildningen i bjälklag används armeringsnät (*welded-wire mesh*) och/eller lösjärn.

Armeringsnät har ofta fördel av lägre kostnad samt enklare och kortare arbetsutförande, det finns dock restriktioner kring lyft av nät, se Figur 19 för exempel. Nackdelen är ökad armeringsmängd då nätet dimensioneras efter det högsta behovet i bjälklaget (Svensk Betong, n.d.-a).

Den traditionella metoden är att armera med lösjärn. Armeringsmängden är effektiv då järnen placeras och anpassas efter det verkliga behovet samt att ändringar i sent skede kan lösas utan större problem. Nackdelen med metoden är den ökande tidsåtgången (Svensk Betong, n.d.-a).



Figur 19. Armeringsarbete då kran krävs för lyft. By novoform [CC BY-SA 3.0 (<https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/>)], from Wikimedia Commons.

4.1.3 Härdning

Härdningsprocessen är starkt beroende av både betongens starttemperatur och värmeutvecklingen som sker under hydratationen. Temperaturen är avgörande för hållfasthetstillväxten från gjutning och ca 7–10 dagar framåt. Om betongens temperatur hålls konstant +20 °C uppnås dess slutgiltiga hållfasthet först efter 28 dagar (Cementa AB, 2014), (Burström, 2007).

Avkylning gör också att härdningsprocessen går långsammare samtidigt som en tunn konstruktion avkyls snabbare. Genom att täcka betongen direkt efter gjutning hålls värmen kvar och härdningsprocessen startar tidigare. Betongen måste hela tiden hållas varm för att härdningen ska fortlöpa, formisolering kan användas för att underlätta detta. Om betongen kyls ned för fort kan formrivningen senareläggas (Cementa AB, 2014).

För att motverka plastisk krypning, och därav omfattande sprickbildning, samt för att betongen ska få önskade egenskaper måste även vatteninnehållet vara tillräckligt då dessa problem är kopplade till snabb vattenavdunstning. Om den relativa fuktigheten, RF, understiger 80 % kan hydratationen helt avstanna och påverka hållfastheten (Burström, 2007).

Härdningen är viktig för det slutgiltiga resultatet och måste planeras och kontrolleras noga. Om det inte sköts på rätt sätt kommer detta påverka hela projektet, bland annat i form av tid. Om härdningsprocessen blir fördröjd kommer det även påverka stämningen, se avsnitt 4.2.

4.2 Stämpning

Vid platsgjutning används formstämpning som utförs enligt leverantören. Gjutning av flera bjälklag över varandra kräver säkerhetsstämpning mot det tidigare bjälklaget. Säkerhetsstämpan måste finnas kvar i flera våningar för att konstruktionen ska klara lasten från gjutningen av nästa bjälklag (Svenska Fabriksbetongföreningen, n.d.).

Formstämpan skruvas ned när första bjälklaget som gjutits uppnår 70 % av hållfastheten. Samtlig formstämp i hela gjutetappen skruvas ned (avlastas) samtidigt varpå nedböjning sker. Stämpan skruvas sedan upp igen och bildar säkerhetsstämp. Rakt ovanför sätts nästa vånings formstämp och processen fortsätter. Säkerhetsstämpan kan efterhand skruvas ned i omgångar på de lägre våningarna (Svenska Fabriksbetongföreningen, n.d.).



Figur 20. Stämpning med aluminiumstämp och träbalkar.
https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Slab_Formwork_Tables.JPG

4.3 Kostnader - referensprojekt

Som referensprojekt för kostnader används kv. Kexfabriken i Örebro. Projektet är ett bostadshus uppfört under 2004–2005 med platsgjuten stomme utförd med konventionell formsättning. Bjälklagen är massiva betongtvärsnitt och tjockleken är 220 mm. Betongkvaliteten är C28/35, men C35/45-C40/50 användes vid gjutning under vintertid tillsammans med täckmatta. Armeringen som användes var armeringsnät Nps500 i underkant och lösjärn B500BT i överkant (Boverket, 2007). Kostnader samt arbetstid framgår av Tabell 1.

Utöver Tabell 1 framgår av projektets formdrift att dag 4 till 9 sker formsättning och armering samt att bjälklag först gjuts dag 10 för projektet kv. Kexfabriken. Stomarbetstiden per m² bjälklag är 1,0 timmar för projektet (Boverket, 2007).

Tabell 1. Kostnader och arbetstid för platsgjutet bjälklag i kv. Kexfabriken.

	Enhet	Materialkostnad/enhet [kr/enhet]	Arbetstid/enhet [h/enhet]	Total mängd
Formsättning	[m ²]	23	0,32	2702
Betong	[m ³]	940	0,29	594
Armering	[kg]	7,50	0,013	21 471

Boverket (2007) redovisar även att bjälklagskostnaden (inkluderar betong, form och armering) är 454 kr/m² samt att den totala stomkostnaden, exklusive arbetsplatsomkostnader, är 920 kr/m² bjälklagsarea. Den totala bjälklagsarean (bruttoarea, BTA) är 2900 m².

Till formsättning och stämpning användes 800 m² Hünnebeck Topec med formstorlek 1,8×1,8 m (Boverket, 2007). Formsystemet består huvudsakligen av lucka och stämp (CDF Sverige AB, n.d.).

Ett annat referensprojekt är Östra Eklanda där platta på mark gjutits för bostadshus med arean 10,7×6,1 m². Plattans tjocklek är 100 mm. Betongkvaliteten som använts är C25/30. I projektet har armeringsnät använts i platta på mark och lösjärn i kantbalk (Bengtsson & Sigström, 2007). Kostnad och arbetstid framgår av Tabell 2.

Tabell 2. Kostnader och uppmätta tider för bostadsprojekt Östra Eklanda.

	Enhet	Materialkostnad [kr]	Materialkostnad/enhet [kr/enhet]	Tid [h]	Total mängd
Armeringsnät	[m ²]	2812	40	5	71
Betong – platta	[m ³]	7854	1122	1,75	7
Lösjärn	[kg]	1647	9	2	191
Betong - kantbalk	[m ³]	3284	1173	0,6	2,8

Kommentar. Materialkostnad/enhet är ej redovisade av Bengtsson och Sigström (2007), utan beräknade utifrån mängd och totalkostnad som redovisats i ”Stålfiberarmerad betong – En ekonomisk jämförelse” av Bengtsson och Sigström, 2007, s. 17.

För projektet Östra Eklanda beräknades en totalkostnad på 18 521 kr, inklusive kostnad för arbete (Bengtsson & Sigström, 2007). Bortses arbetskostnader blir istället kostnaden för platta på mark 15 809 kr, vilket motsvarar 242 kr/m². Viktigt att poängtera är att författarna bortsett från vissa arbetsmoment som förekommer i båda typer av platta på mark (traditionell respektive fiberbetong) och kan därför vara en anledning till den låga kostnaden per m² bjälklagsarea jämfört med den beräknade av Boverket (2007) för kv. Kexfabriken.

4.4 Lösningar

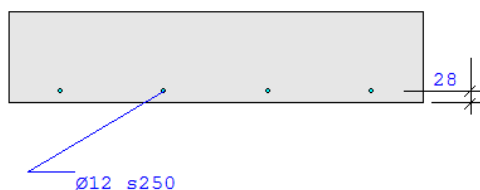
För de tvärsnitt som undersöks varierar spännvidden L_{platta} mellan 4,6 m och 5,2 m, samt att tjockleken h_{platta} varierar mellan 150 mm och 220 mm. I Tabell 3 till Tabell 6 redovisas ett urval av de tvärsnitt som har analyserats.

Tabell 3. Resultat för armerad betongplatta med spännvidden 4,6 m.

	$L_{platta} = 4,6 \text{ m}$								
h_{platta} [mm]	220 ¹	210	200	200	190	180	180 ¹	170	170
g_{btg} [kN/m]	5,5	2,25	5,0	5,0	4,75	4,5	4,5	4,25	4,25
Nedböj.- krav	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/200
Φ [mm]	12	12	10	12	12	12	14	12	14
$s_{stöd}$ [mm]	250	250	250	250	250	250	250	250	250
$s_{fält}$ [mm]	250	250	200	250	250	83	63	12	250

Kommentar: ¹ Figur över tvärsnitt i fält och sammanställning av armering redovisas i rapporten.

I Figur 21 och Figur 22 redovisas tvärsnitt och armering för lastfallet då $h_{platta}=220$ mm och armeringsdiameter 12 mm. Minimiarmering används i stöd samt att i fält krävs en större mängd armering.

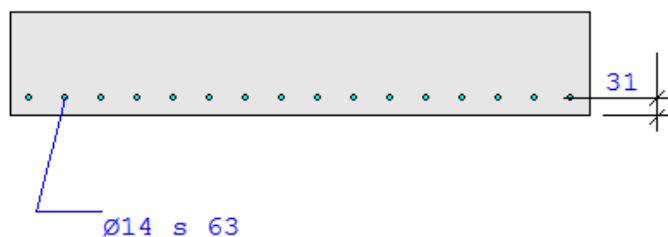


Figur 21. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{platta} = 4,6 \text{ m}$, $\Phi = 12 \text{ mm}$, nedböjningskrav L/300 och $h_{platta} 220 \text{ mm}$.

Armering mht böjning (elastiskt resultat)

	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø12 s250		Ø12 s250		Ø12 s250	
Vald area (mm ²)	452		452		452	
Erf. area (mm ²)	34		362		34	
Eff. höjd (mm)	192		192		192	
Min. armering	Ja				Ja	

Figur 22. Sammanställning av armering för armerad betongplatta med $L_{platta} = 4,6 \text{ m}$, $\Phi = 12 \text{ mm}$, nedböjningskrav L/300 och $h_{platta} = 220 \text{ mm}$.



Figur 23. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{platta} = 4,6 \text{ m}$, $\Phi = 14 \text{ mm}$, nedböjningskrav L/300 och $h_{platta} = 180 \text{ mm}$.

Total armering mht böjning och deformationer (elastiskt resultat)

	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø14 s250		Ø14 s 63		Ø14 s250	
Vald area (mm ²)	616		2463		616	
Erf. area (mm ²)	38		415		38	
Eff. höjd (mm)	149		149		149	
Min. armering	Ja		Ja		Ja	

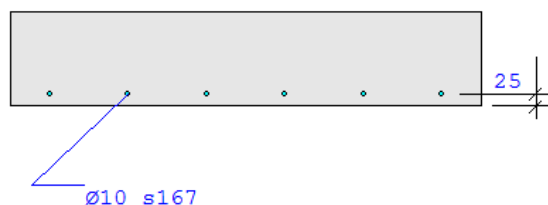
Figur 24. Sammanställning av armering för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 4,6$ m, $\Phi = 14$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 180$ mm.

För fallet då spännvidden är 4,6 m och $h_{\text{platta}} = 180$ mm blir armeringsmängden mycket hög och järnen ligger tätt i tvärsnittet, se Figur 23. Det framgår även av Figur 24 att minimiarmering används i hela tvärsnittet för att uppfylla kraven.

Tabell 4. Resultat för armerad betongplatta med spännvidden 4,8 m.

$L_{\text{platta}} = 4,8$ m									
h_{platta} [mm]	220	210	200	200 ¹	190	180 ¹	170	160	150
g_{btg} [kN/m]	5,5	5,25	5,0	5,0	4,75	4,5	4,25	4,0	3,75
Nedböj.- krav	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/200	L/200	L/200
Φ [mm]	14	14	14	10	14	14	10	12	12
$s_{\text{stöd}}$ [mm]	250	250	250	250	250	250	250	250	250
$s_{\text{fält}}$ [mm]	250	250	250	167	77	14	111	77	37

Fallen med $h_{\text{platta}} = 200$ mm och 180 mm redovisas i Figur 25 till Figur 28. Då $h_{\text{platta}} = 180$ mm används minimiarmering längs hela plattan samt att även s-avståndet är litet, se Figur 28 respektive Figur 27.

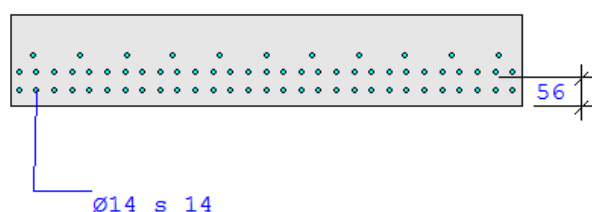


Figur 25. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 4,8$ m, $\Phi = 10$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 200$ mm.

Armering mht böjning (elastiskt resultat)

	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø10 s250		Ø10 s167		Ø10 s250	
Vald area (mm ²)	314		471		314	
Erf. area (mm ²)	38		409		38	
Eff. höjd (mm)	175		175		175	
Min. armering	Ja				Ja	

Figur 26. Sammanställning av armering för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 4,8$ m, $\Phi = 10$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 200$ mm.



Figur 27. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 4,8$ m, $\Phi = 14$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 180$ mm.

Total armering mht böjning och deformationer (elastiskt resultat)

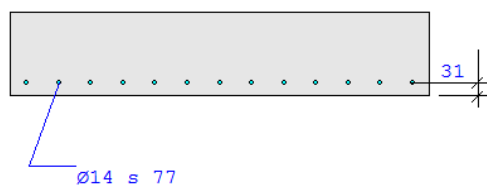
	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø14 s250		Ø14 s 14		Ø14 s250	
Vald area (mm ²)	616		10622		616	
Erf. area (mm ²)	42		453		42	
Eff. höjd (mm)	149		124		149	
Min. armering	Ja		Ja		Ja	

Figur 28. Sammanställning av armering för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 4,8$ m, $\Phi = 14$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 180$ mm.

Resultat för analys av armerad betongplatta med spännvidd 5,0 m redovisas i Tabell 5. Tjockleken på plattan varierar mellan 160 mm och 220 mm.

Tabell 5. Resultat för armerad betongplatta med spännvidden 5,0 m.

	$L_{\text{platta}} = 5,0 \text{ m}$								
h_{platta} [mm]	220	210	210	200 ¹	190	190	180	170 ¹	160
g_{btg} [kN/m]	5,5	5,25	5,25	5,0	4,75	4,75	4,5	4,25	4,0
Nedböj.- krav	L/300	L/300	L/300	L/300	L/200	L/300	L/200	L/200	L/200
Φ [mm]	14	10	14	14	12	14	14	12	12
$s_{\text{stöd}}$ [mm]	250	250	250	250	250	250	250	250	250
$s_{\text{fält}}$ [mm]	250	167	250	77	200	14	167	91	48



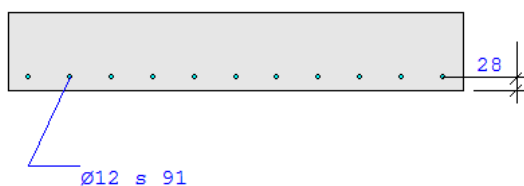
Figur 29. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 5,0 \text{ m}$, $\Phi = 14 \text{ mm}$, nedböjningskrav L/300 och $h_{\text{platta}} = 200 \text{ mm}$.

Ur Figur 29 och Figur 30 kan utläsas att minimiarmering används i hela tvärsnittet. Lösningen anses möjlig trots att armeringsjärnen ligger relativt tätt i fält. Detta gäller även för fallet då $h_{\text{platta}} = 170 \text{ mm}$, se Figur 31 och Figur 32.

Total armering mht böjning och deformationer (elastiskt resultat)

	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Fack 1						
Armering	Ø14 s250		Ø14 s 77		Ø14 s250	
Vald area (mm ²)	616		2001		616	
Erf. area (mm ²)	43		462		43	
Eff. höjd (mm)	169		169		169	
Min. armering	Ja		Ja		Ja	

Figur 30. Sammanställning av armering för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 5,0 \text{ m}$, $\Phi = 14 \text{ mm}$, nedböjningskrav L/300 och $h_{\text{platta}} = 200 \text{ mm}$.



Figur 31. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 5,0 \text{ m}$, $\Phi = 12 \text{ mm}$, nedböjningskrav L/200 och $h_{\text{platta}} = 170 \text{ mm}$.

Total armering mht böjning och deformationer (elastiskt resultat)

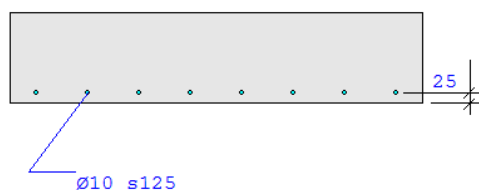
	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø12 s250		Ø12 s 91		Ø12 s250	
Vald area (mm ²)	452		1244		452	
Erf. area (mm ²)	46		501		46	
Eff. höjd (mm)	142		142		142	
Min. armering	Ja				Ja	

Figur 32. Sammanställning av armering för armerad betongplatta med $L_{platta} = 5,0$ m, $\Phi = 12$ mm, nedböjningskrav $L/200$ och $h_{platta} = 170$ mm.

För lastfall då spännvidden för den armerade betongplattan uppgår till 5,2 m sänks nedböjningskravet till $L/200$ för att lösningarna ska vara möjliga, se Tabell 6.

Tabell 6. Resultat för armerad betongplatta med spännvidden 5,2 m.

	$L_{platta} = 5,2$ m								
h_{platta} [mm]	220 ¹	220	210 ¹	210	200	190	180	170	160
g_{btg} [kN/m]	5,5	5,5	5,25	5,25	5,0	4,75	4,5	4,25	4,0
Nedböj.- krav	L/300	L/300	L/300	L/300	L/300	L/200	L/200	L/200	L/200
Φ [mm]	10	14	10	14	14	14	14	14	12
$s_{stöd}$ [mm]	250	250	250	250	250	250	250	250	250
$s_{fält}$ [mm]	125	167	59	77	14	167	111	59	14

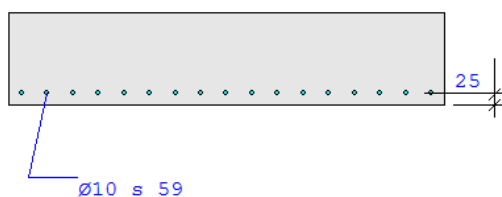


Figur 33. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{platta} = 5,2$ m, $\Phi = 10$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{platta} = 220$ mm.

Total armering mht böjning och deformationer (elastiskt resultat)

	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø10 s250		Ø10 s125		Ø10 s250	
Vald area (mm ²)	314		628		314	
Erf. area (mm ²)	43		458		43	
Eff. höjd (mm)	195		195		195	
Min. armering	Ja				Ja	

Figur 34. Sammanställning över armering för armerad betongplatta med $L_{platta} = 5,2$ m, $\Phi = 10$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{platta} = 220$ mm.



Figur 35. Tvärsnitt i fält för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 5,2$ m, $\Phi = 10$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 210$ mm.

Som kan ses i Figur 35 är armeringen tätt placerad för att klara kraven.

Total armering mht böjning och deformationer (elastiskt resultat)

	V stöd	V stöd	Fält	Fält	H stöd	H stöd
	UK	ÖK	UK	ÖK	UK	ÖK
Fack 1						
Armering	Ø10 s250		Ø10 s 59		Ø10 s250	
Vald area (mm ²)	314		1335		314	
Erf. area (mm ²)	44		470		44	
Eff. höjd (mm)	185		185		185	
Min. armering	Ja				Ja	

Figur 36. Sammanställning över armering för armerad betongplatta med $L_{\text{platta}} = 5,2$ m, $\Phi = 10$ mm, nedböjningskrav $L/300$ och $h_{\text{platta}} = 210$ mm.

5 Bjälklag med stålprofil

Den typ av bjälklag som Byggnadstekniska byrån Sverige AB vill utreda består av fiberbetong som gjuts i en stålprofil som bärs upp av limträbalkar. Stålprofilen ska bära upp betongens last vid gjutning och sedan sitta kvar. Efter härdning ska betongen och limträbalkarna samverka.

Utförandet av denna av typ av bjälklag sker principiellt i tre steg. Först monteras limträbalkarna mellan godtyckliga pelare, och bildar den ena spännvidden enligt Figur 16, varpå stålprofilerna monteras på limträbalkarna i vinkelrät riktning. Fibrerna blandas sedan in i betongen och pumpas ut i stålprofilen.

Stålprofilerna som valts att utreda har ett trapetsformat tvärsnitt med inbuktningar, se Figur 40, Figur 46, Figur 53 samt Figur 60. Mohamad Abas (2014) beskriver att skjuvförbindarens beteende (*shear-connection behaviour*) påverkas starkt av stålprofilens inbuktningar (*embossments*). Mistakidis och Dimitriadis (2008) redovisar i sin tur att dessa inbuktningar bidrar till en ökning på 13–15 % av bärförmågan vid böjning (*bending capacity*) genom att tillgodoräkna inbuktningarnas area.

Även för stål-betong-tvärsnitt är deformation, spänningsfördelning och böjhållfasthet beroende av skjuvförbandet samt att kapaciteten kan ökas med bidrag från friktion och mekanisk vidhäftning (*mechanical interlock*) (Mohamad Abas, 2014).

5.1 Stålfiberarmerad betong

Betong är ett sprött material som spricker vid relativt låga spänningar som också leder till ökad deformation och reducerad styvhet. För att motverka detta kan stålfiber användas som armering.

Fibrerna som tillsätts den färska betongen vid gjutning påverkar främst betongens beteende vid uppsprickning i form av ökad seghet, däremot ökar inte betongens draghållfasthet vid normal mängd fiber (Löfgren, 2004). Dessutom är fibrerna tätt fördelade över hela betongtvärsnittet samt att den totala armeringsmängden är betydligt mindre jämfört med traditionellt armerad betong (Löfgren, 2006).

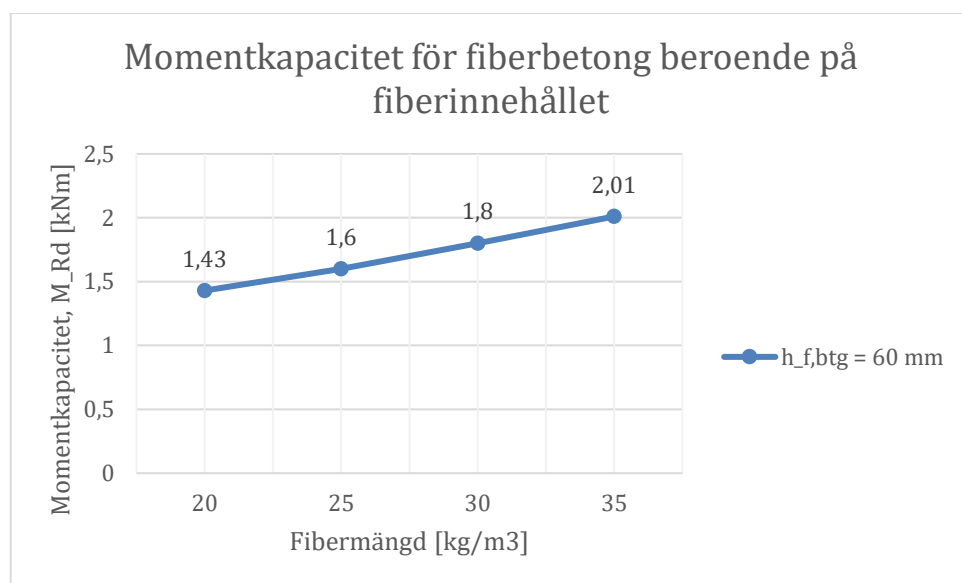
En enskild fibers prestanda är beroende av material, ytstruktur, geometri m.m. samt att fiberns vidhäftning till betongen har betydelse för den slutgiltiga produkten. Är vidhäftningen för hög kommer fibern att dras av istället för att dras ut och därmed förloras segheten. För att fibern ska vara effektiv bör elasticitetsmodulen vara tre gånger större jämfört med betongens, ha en hög draghållfasthet samt att vidhäftningen ska vara god (Löfgren, 2004).

Mängden fiber som tillsätts har också betydelse för fiberbetongen och gör produkten något komplex då både ett töjningsmjuknande och töjningshårdnande beteende kan uppstå. Vid böjning är även fiberbetongen (konstruktionen) storleksberoende. Om en konstruktions höjd (balk) eller tjocklek (bjälklag) ökar kan betongens verkningssätt och respons gå från ett töjningsmjuknande till ett töjningshårdnande beteende (Löfgren, 2006).

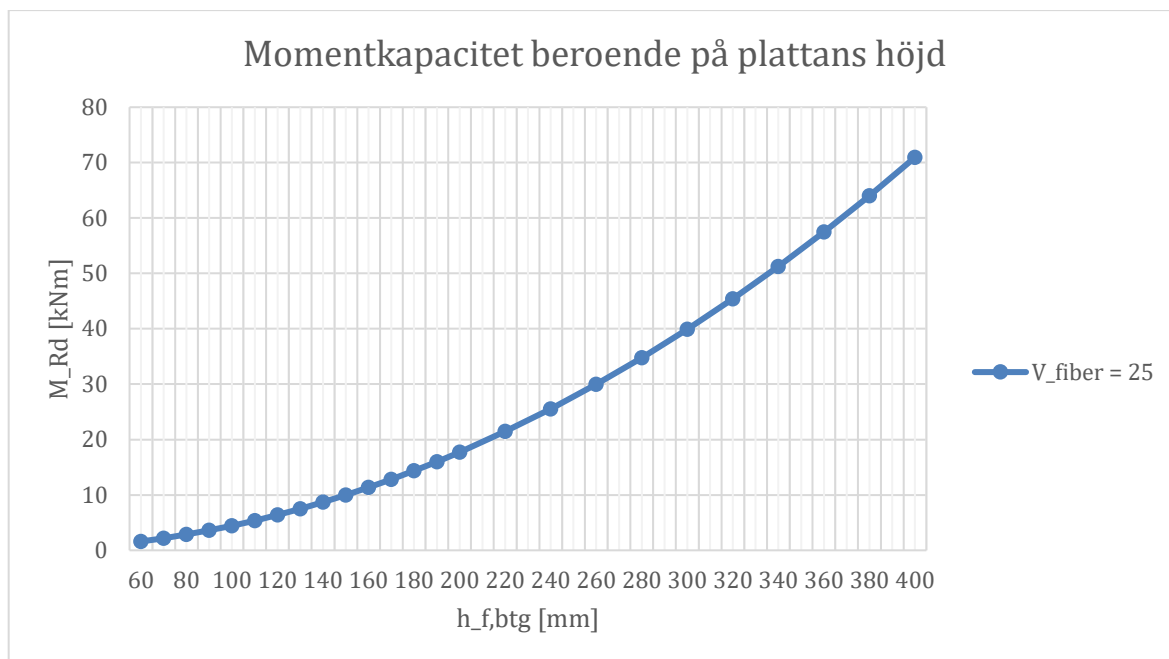
Spänning-sprickbredd-sambandet (σ -w-samband) kan approximativt antas vara bi-linjärt där fibrerna spelar stor roll. Bland annat påverkar dess materialegenskaper, geometri och fibermängd, men också den rena betongens egenskaper. Fiberns slankhetstal, förhållandet mellan längd och diameter l/d , har visat sig vara betydande för betongens beteende. Löfgren (2006) redovisar att betong vars fiber har slankhetstal 80 får likvärdig prestanda som fiber med slankhetstal 65 vid minskning av fibermängden från 49 kg/m^3 till 39 kg/m^3 .

Fiberbetong har också visat en högre bärförmåga, vid given deformation, jämfört med traditionellt armerad betong och samtidigt ge en mindre sprickbredd (Löfgren, 2004).

I Figur 37 och Figur 38 visas hur momentkapaciteten för en fiberbetongplatta varierar beroende på fiberinnehåller, $V_{\text{fiber}} [\text{kg/m}^3]$, respektive plattans tjocklek, $h_{f,btg} [\text{mm}]$. De nämnda figurerna tillsammans med Formel 9 ger den maximala spännvidden för fiberbetongen och presenteras i Tabell 7.



Figur 37. Momentkapacitet för fiberbetongplatta, med tjocklek 60 mm, beroende på fiberinnehållet $V_{\text{fiber}} [\text{kg/m}^3]$



Figur 38. Momentkapacitet beroende på plattans höjd då fiberinnehållet $V_{\text{fiber}} = 25 \text{ kg/m}^3$.

Tabell 7. Sammanställning av spännvidd för fiberbetong för motsvarande fiberinnehåll och tjocklek på platta.

V_{fiber} [kg/m³]	$h_{f,btg}$ [mm]	M_{Rd} [kNm]	$L_{f,btg}$ [m]	V_{fiber} [kg/m³]	$h_{f,btg}$ [mm]	M_{Rd} [kNm]	$L_{f,btg}$ [m]
20	60	1,43	2,14	25	179	12,81	6,40
25	60	1,6	2,26	25	180	14,37	6,78
30	60	1,8	2,4	25	190	16,01	7,16
35	60	2,01	2,54	25	200	17,74	7,53
25	70	2,17	2,64	25	220	21,46	8,29
25	80	2,84	3,01	25	240	25,54	9,04
25	90	3,59	3,39	25	260	29,97	9,79
25	100	4,43	3,77	25	280	34,76	10,55
25	110	5,37	4,15	25	300	39,91	11,30
25	120	6,38	4,52	25	320	45,40	12,05
25	130	7,49	4,90	25	340	51,26	12,81
25	140	8,69	5,27	25	360	57,47	13,56
25	150	9,98	5,65	25	380	64,03	14,31
25	160	11,35	6,03	25	400	70,95	15,07

5.1.1 Stålfiber – Dramix 5D 65/60 BG

I 5D serien har fibrerna en mer utvecklad ändkrok som ger bättre förankring i betongen genom att utdragsmekanismen ersätts med fibertöjning, samt att tråden har hög töjning och draghållfasthet. Detta gör att tråden förlängs vid belastning och betongen får ökad styrka och töjbarhet (Bekaert, 2015).

Namnet på fibern ger mer information om dess egenskaper. 65/60 BG innebär att dess slankhetstal (l/d) är 65, fibers längd, l , är 60 mm, B innebär att ytan är blank samt att G säger att fibrerna är limmade i varandra (Bekaert, n.d.).

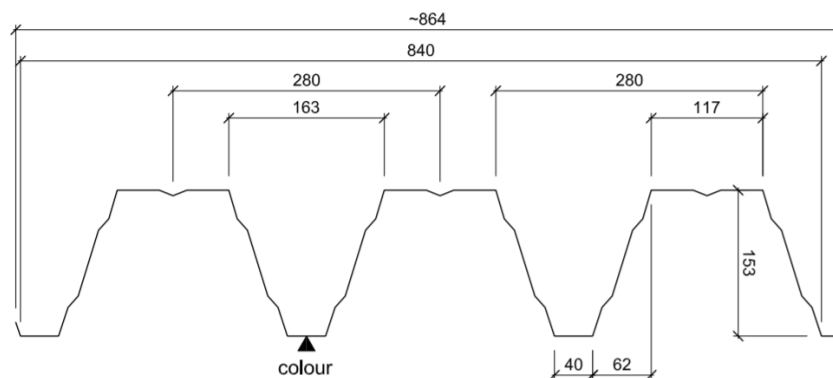
Dramix 5D 65/60 BG som används i examensarbetet, se Figur 39, har en draghållfasthet på $2,3 \text{ N/mm}^2$, elasticitetsmodulen är 200 N/mm^2 samt att dess töjbarhet är 6 % (Bekaert, n.d.).



Figur 39. Dramix 5D 65/60 BG. Författarens egen bild [CC-BY]

5.2 Stålprofil – Ruukki T153-40L-840

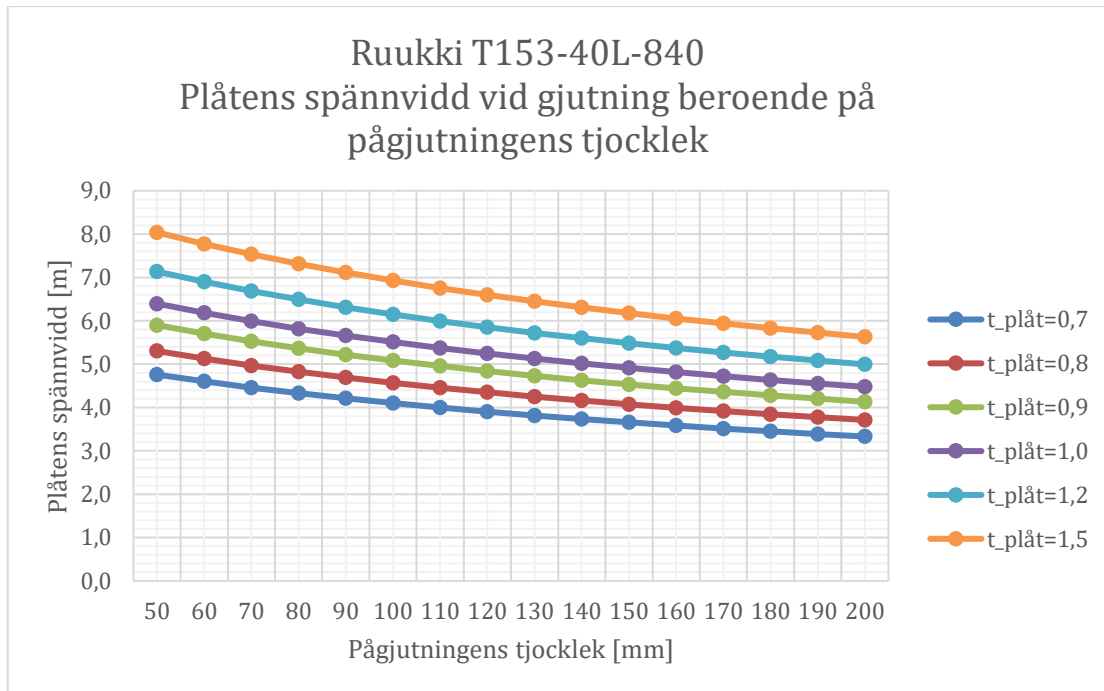
Stålprofilen T153-40L-840 är en bärande plåt vars tjocklek varierar mellan 0,7 mm och 1,5 mm. Profilen tillverkas i stålqualität S350 (Ruukki, n.d.-b) och dess dimensioner visas i Figur 40. Profilens momentkapacitet och egentynngd beroende på plåtens tjocklek presenteras i Tabell 8.



Figur 40. Tvärsnitt med dimensioner för stålprofil T153-40L-840. © Photo: Ruukki Construction Oy. Återgiven med tillstånd.

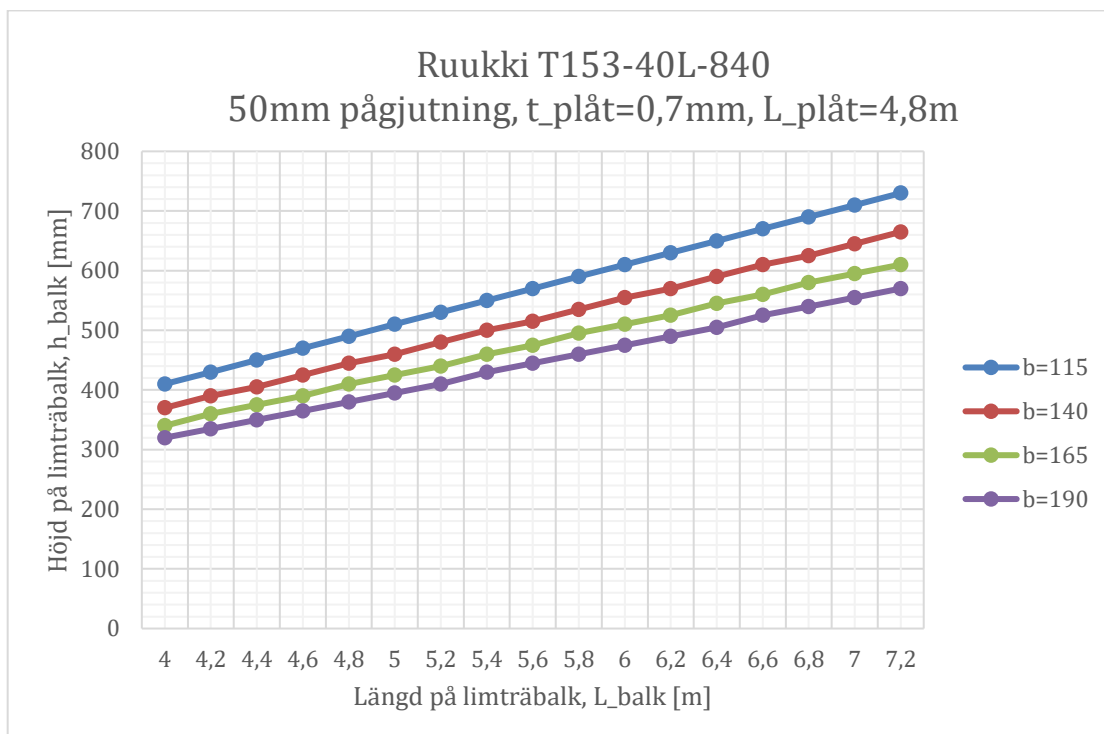
Tabell 8. Momentkapacitet och egentynngd beroende på plåttjocklek för Ruukki T153-40L-840 (Ruukki, n.d.-d).

$t_{\text{plåt}} [\text{mm}]$	$M_{Rd, \text{plåt}} [\text{kNm/m}]$	$G_{\text{plåt/m}} [\text{kN/m}]$
0,7	10,60	0,10
0,8	13,17	0,11
0,9	16,30	0,13
1,0	19,15	0,14
1,2	23,84	0,17
1,5	30,27	0,21



Figur 41. Stålprofilens spännvidd för olika tjocklekar på pågutningen för de olika plåttjocklekarna som finns för Ruukki T153-40L-840.

Spännvidden som respektive plåt kan uppnå beror på dess tjocklek och tjockleken på pågutningen. I Figur 41 kan avläsas att en grövre plåt klarar större spännvidder för motsvarande pågutning och att ökande tjocklek på pågutningen minskar spännvidden. Resultatet i Figur 41 är erhållet ur Formel 14.



Figur 42. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på balkens bredd, vid maximal plåtlängd för Ruukki T153-40L-840 då pågutningen är 50 mm och plåttjockleken är 0,7 mm.

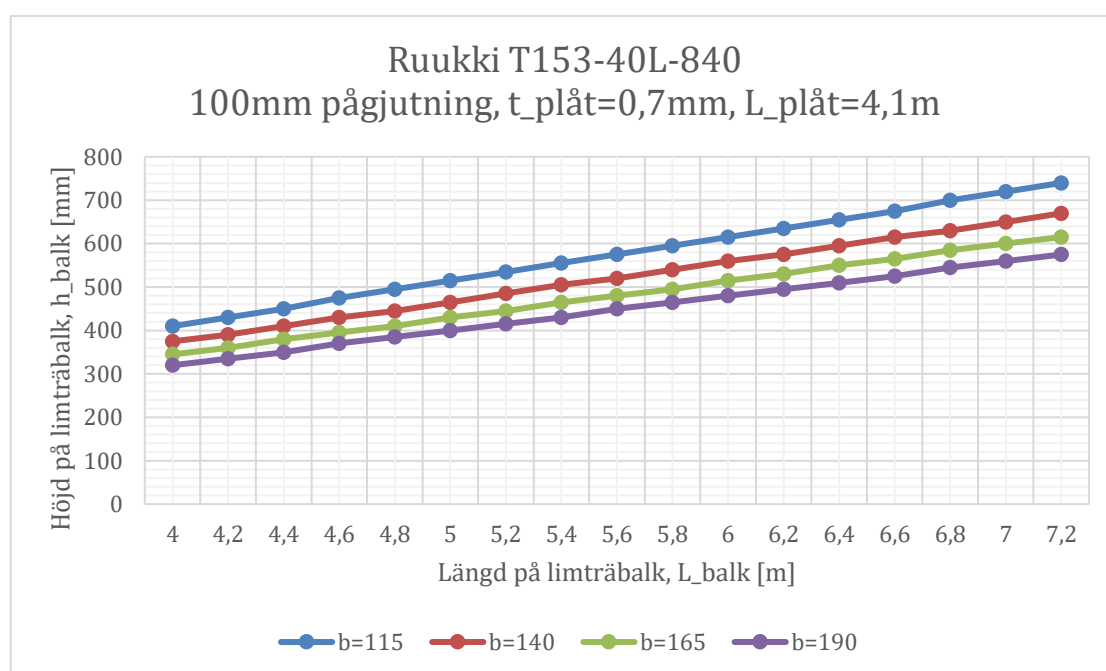
Utifrån den maximala spännvidden som stålprofilen för en given tjocklek och pågutning klarar av kan det i Figur 42 avläsas erforderlig höjd på limträbalken vid en

given bredd och längd. Figur 42 visar även det fall med minst pågjutning och tunnast plåt.

Ytterligare tre ”extremfall” är då

1. Pågjutningen är som störst¹ (100 mm) och plåttjockleken är som minst (0,7 mm)
2. Pågjutningen är som störst (100 mm) och plåttjockleken är som störst (1,5 mm)
3. Pågjutningen är som minst (50 mm) och plåttjockleken är som störst (1,5 mm).

Erforderlig höjd på limträbalken för ovanstående lastfall redovisas i Figur 43 till Figur 45. Resultatet för samtliga lastfall gällande erforderlig höjd på limträbalken är beräknat med Formel 22 då erforderligt böjmotstånd under bruksstadium är större jämfört med gjutskedet, se Tabell 9.

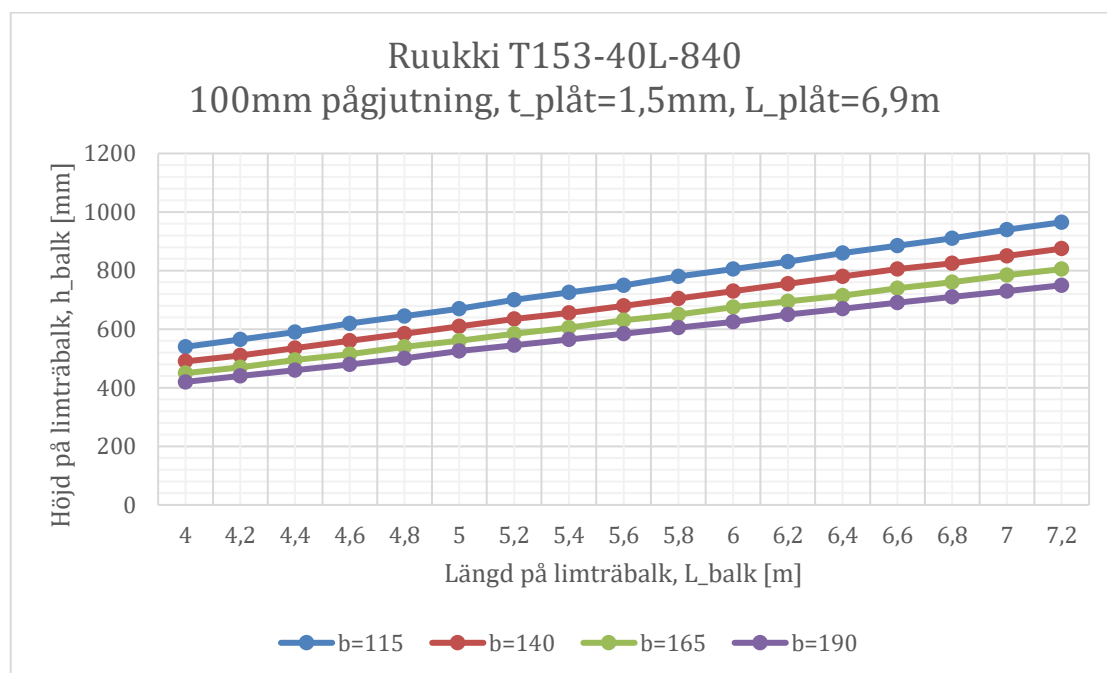


Figur 43. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på balkens bredd, vid maximal plåtlängd för Ruukki T153-40L-840 då pågjutningen är 100mm och plåttjockleken är 0,7 mm.

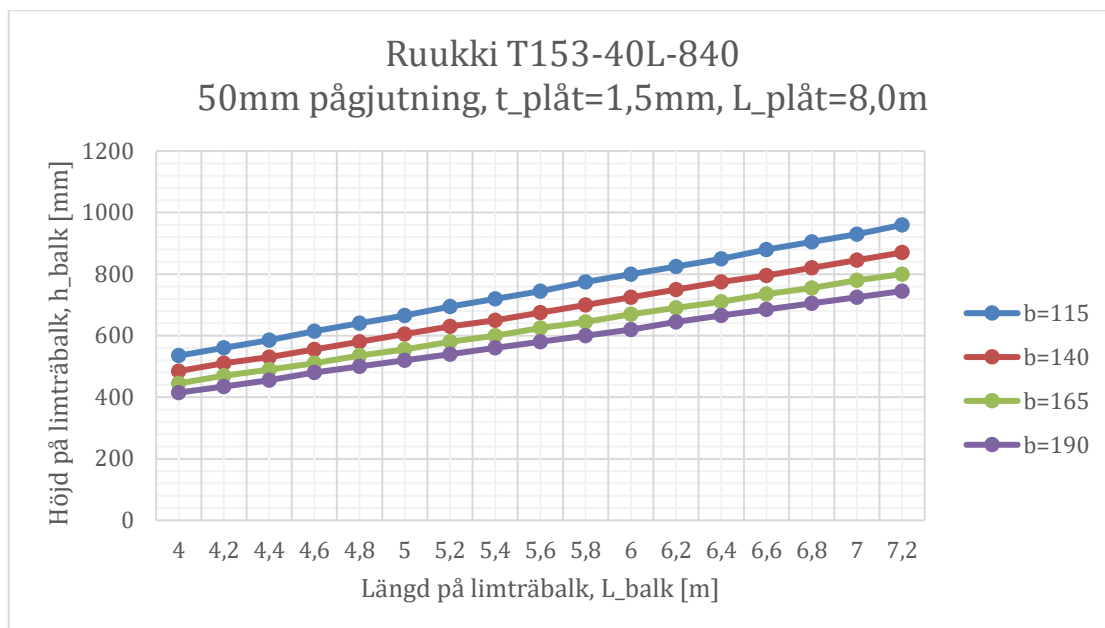
¹ Största pågjutningen avgränsas till 100 mm då en pågjutning på 200 mm gör totala tjockleken på bjälklag för stort för vad som anses rimligt. I Figur 41 redovisas pågjutningar upp till 200 mm för att visa inverkan av pågjutningens tjocklek.

Tabell 9. Erforderligt böjmotstånd vid gjutskede och bruksstadium för limträbalk då Ruukki T153-40L-840 används vid olika lastfall.

L _{balk} [m]	Erforderligt böjmotstånd [mm ³]							
	Pågjutning 50mm t _{plåt} =0,7mm L _{plåt} =4,8m		Pågjutning 100mm t _{plåt} =0,7mm L _{plåt} =4,1m		Pågjutning 100mm t _{plåt} =1,5 L _{plåt} =6,9m		Pågjutning 50mm t _{plåt} =1,5 L _{plåt} =8,0	
	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk
4	1729144	3148299	1993330	3204474	3440488	5489800	3005612	5406858
4,4	2092264	3809442	2411930	3877414	4162991	6642658	3636790	6542299
4,8	2489968	4533551	2870396	4614443	4954303	7905313	4328081	7785876
5,2	2922254	5320626	3368728	5415561	5814425	9277763	5079484	9137591
5,6	3389123	6170666	3906927	6280769	6743357	10760009	5890999	10597443
6	3890574	7083673	4484993	7210067	7741099	12352051	6762626	12165432
6,4	4426609	8059646	5102925	8203454	8807650	14053889	7694366	13841558
6,8	4997227	9098585	5760724	9260930	9943012	15865523	8686218	15625821



Figur 44. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på dess bredd vid maximal plåtlängd för Ruukki T153-40L-840 då pågjutningen är 100 mm och plåttjockleken är 1,5 mm.



Figur 45. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på dess bredd vid maximal plåtlängd för Ruukki T153-40L-840 då pågjutningen är 50 mm och plåttjockleken är 1,5 mm.

För respektive pågjutning erhålls en exakt betongarea och ett exakt böjmotstånd, enligt avsnitt 3.3. Resultatet av detta redovisas i Tabell 10 tillsammans med resultat från Formel 10, som används vid beräkning av bjälklagskostnaden i avsnitt 6.1.

Tabell 10. Respektive pågjutnings exakta betongarea, böjmotstånd och betongarea per breddmeter för stålprofilen Ruukki T153-40L-840, med $b_{\text{plåt, exakt}} = 864 \text{ mm}$.

Pågjut. [mm]	A _{btg, exakt} [mm ²]	W _{exakt} [mm ³]	A _{btg/m} [mm ² /m]	Pågjut. [mm]	A _{btg, exakt} [mm ²]	W _{exakt} [mm ³]	A _{btg/m} [mm ² /m]
50	124468	3396540	144060,2	130	193551	6979025	224017,4
60	133103	3768361	154054,4	140	202186	7532957	234011,6
70	141738	4159997	164048,6	150	210821	8112080	244005,8
80	150374	4572628	174044	160	219457	8716704	254001,2
90	159009	5007213	184038,1944	170	228092	9347105	263995,4
100	167645	5464537	194033,6	180	236728	10003524	273990,7
110	176280	5945257	204027,8	190	245363	10686178	283985
120	184915	6449928	214022	200	253998	11395260	293979,2

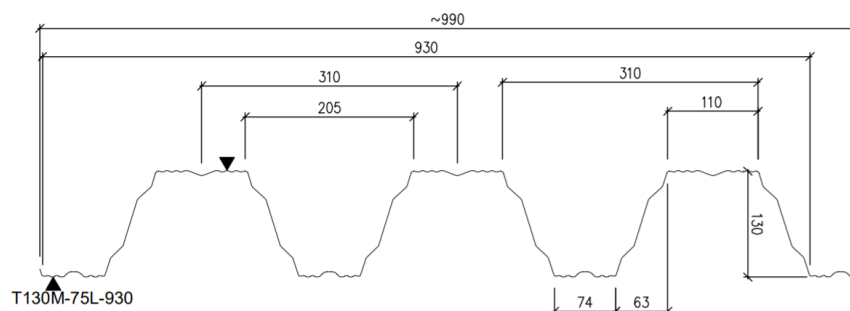
Varje pågjutning motsvarar även ett massivt betongtvärsnitt med tjockleken t_{ekv} , som beräknas enligt Formel 11. Resultatet presenteras i Tabell 11.

Tabell 11. Pågjutning i Ruukki T153-40L-840 med motsvarande ekvivalent massivt betongtvärsnitt.

Pågjut. [mm]	t_{ekv} [mm]	Pågjut. [mm]	t_{ekv} [mm]	Pågjut. [mm]	t_{ekv} [mm]	Pågjut. [mm]	t_{ekv} [mm]
50	154	90	186	130	220	170	255
60	162	100	195	140	229	180	264
70	170	110	203	150	237	190	272
80	178	120	212	160	246	200	281

5.3 Stålprofil – Ruukki T130M-75L-930

T130M-75L-930 tillverkas i stålqualität S350 samt att ytan är mikroprofilerad. Produkten finns i plåttjocklekar från 0,7 mm till 1,5 mm (Ruukki, n.d.-a). Dimensioner för profilen visas i Figur 46. Ytterligare egenskaper för profilen redovisas i Tabell 12 samt kostnad för profilen, enligt Product Coordinator på Plannja AB (Personlig kommunikation, 5 april 2018), redovisas i Figur 47.



Figur 46. Tvärsnitt med dimensioner för stålprofil T130M-75L-930. © Photo: Ruukki Construction Oy. Återgiven med tillstånd.

Tabell 12. Egenskaper för stålprofilen Ruukki T130M-75L-930 (Ruukki, n.d.-c)

$t_{\text{plåt}}$ [mm]	$M_{Rd, \text{plåt}}$ [kNm/m]	$G_{\text{plåt/m}}$ [kN/m]
0,7	10,68	0,09
0,8	13,64	0,10
0,9	16,59	0,12
1,0	19,80	0,13
1,2	27,20	0,15
1,5	39,64	0,19

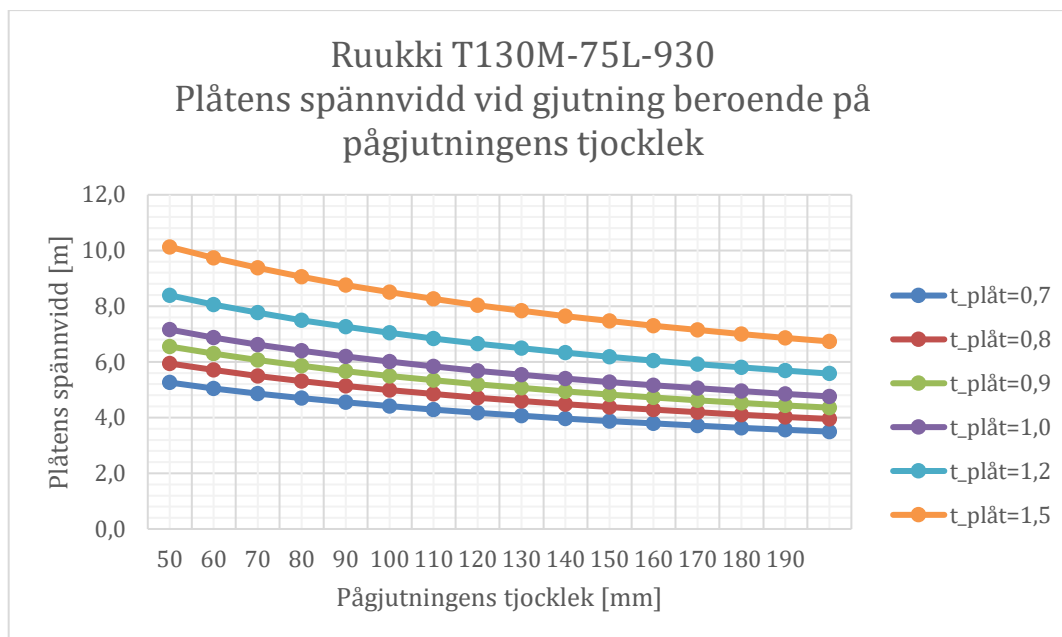
NETTOPRIS Kr/m² exkl. moms

Profil	Tj. mm	Vikt kg/m ²	Längd- gränsning	Stål Galv	Stål RR33	Stål RR20
T130M	0,70	8,9	0,8-12,5	173,70	-	195,80
	0,80	10,1	0,8-12,5	189,10	213,40	
	0,90	11,4	0,8-12,5	205,90	-	
	1,00	12,7	0,8-12,5	220,40	245,30	245,30
	1,20	15,2	0,8-12,5	255,60	281,80	-
Tillägg för Antikondensbeläggning				45,00	45,00	45,00

Figur 47. Nettopris för T130M-75L-930.

Kommentar: Priserna är erhållna från Plannja AB som från år 2014 är en del av Ruukki Konstruktion (Plannja AB, n.d.).

Spännvidden för respektive plåttjocklek och pågjutning visas i Figur 48.



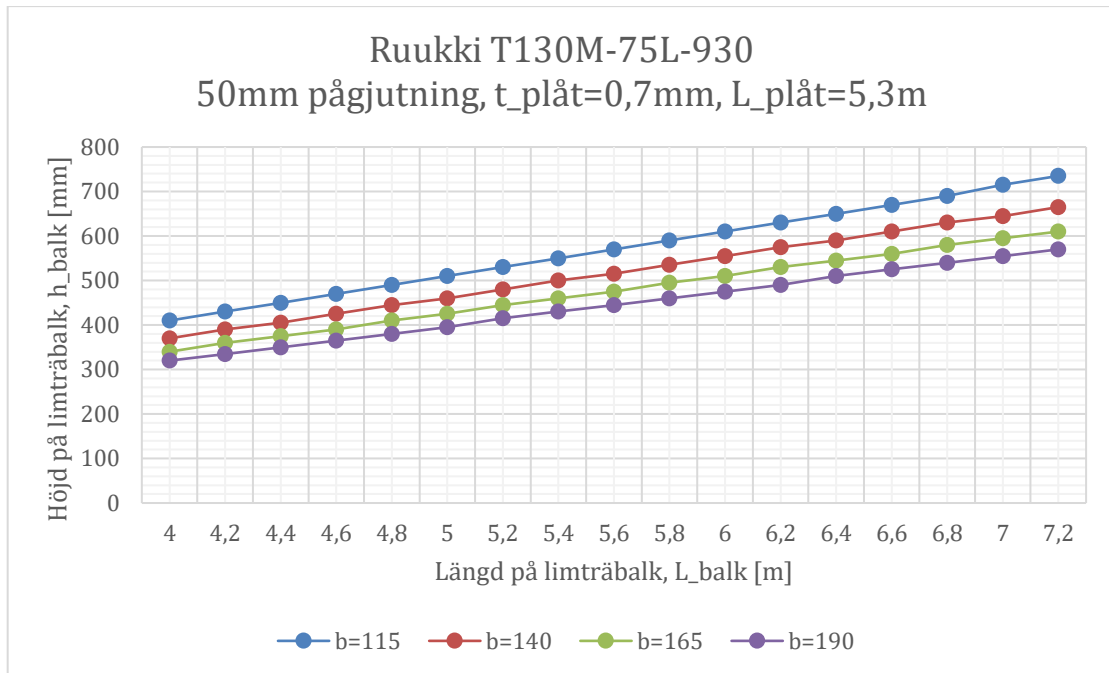
Figur 48. Maximal spännvidd för olika plåttjocklekar av Ruukki T130M-75L-930 med olika pågjutningar.

Erforderliga dimensioner på limträbalk beroende på dess längd visas i Figur 49 för plåttjocklek 0,7 mm med 50 mm pågjutning som är det lastfall då både pågjutningen och plåttjockleken är som minst. Även de lastfall som beskrivs i avsnitt 5.2 redovisas i Figur 50 till Figur 52.

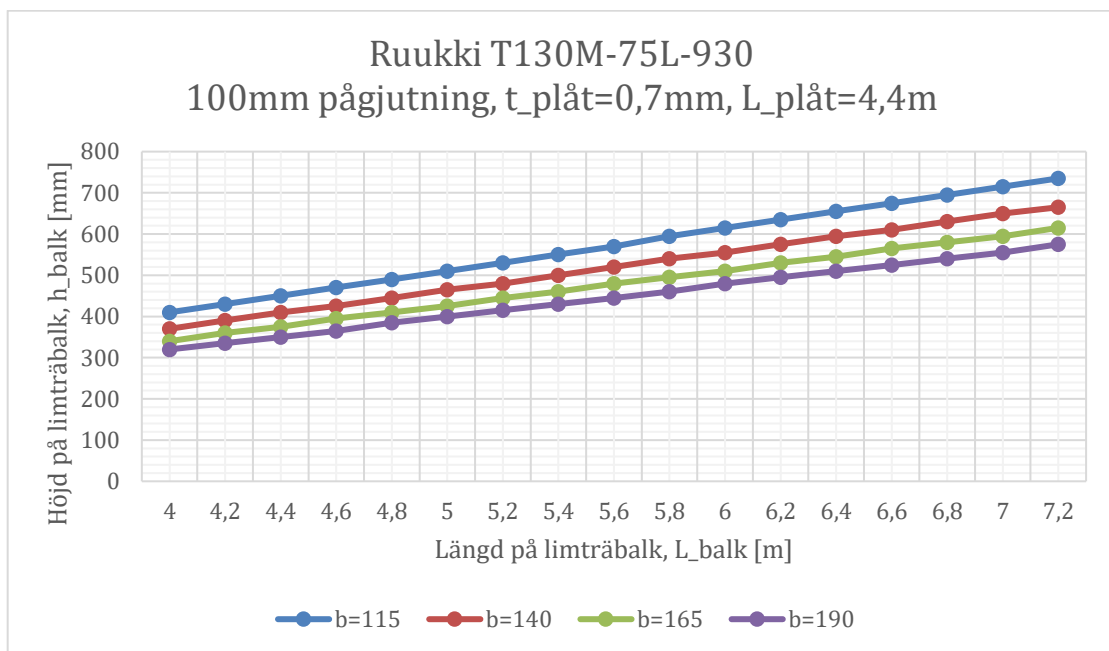
Resultatet av Figur 49 till Figur 52 beror på att Formel 22 använts, vilket grundar sig i resultatet som presenteras i Tabell 13 där böjmotstånd vid gjutskede och bruksstadium jämförs för de olika lastfallen vid olika spännvidder på limträbalken.

Tabell 13. Erforderligt böjmotstånd vid gjutskede och bruksstadium för olika lastfall då Ruukki T130M-75L-930 används.

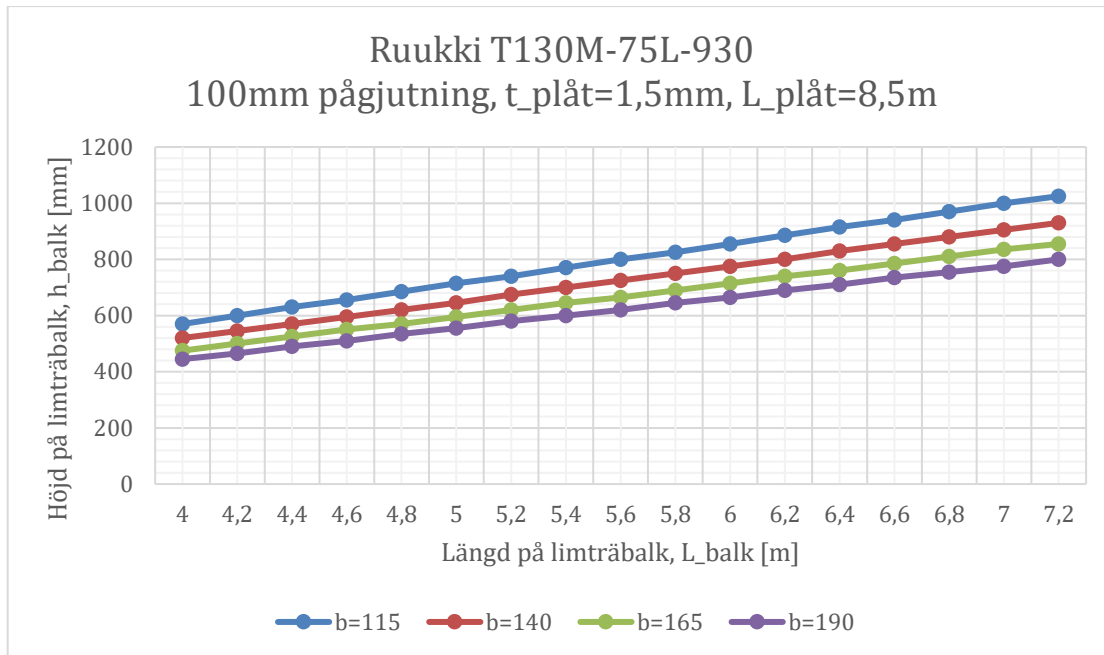
L _{balk} [m]	Erforderligt böjmotstånd [mm ³]							
	Pågjutning 50mm		Pågjutning 100mm		Pågjutning 100mm		Pågjutning 50mm	
	t _{plåt} =0,7mm		t _{plåt} =0,7mm		t _{plåt} =1,5		t _{plåt} =1,5	
	L _{plåt} =5,3m		L _{plåt} =4,4m		L _{plåt} =8,5m		L _{plåt} =10,1m	
	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk
4	1580265	3155908	1867631	3177100	3678413	6204116	3140195	6179260
4,4	1912121	3818648	2259834	3844291	4450880	7506980	3799636	7476905
4,8	2275582	4544507	2689389	4575024	5296915	8933927	4521881	8898134
5,2	2670648	5333484	3156297	5369299	6216519	10484956	5306930	10442949
5,6	3097320	6185579	3660557	6227116	7209690	12160067	6154783	12111350
6	3555597	7100792	4202170	7148475	8276430	13959261	7065440	13903335
6,4	4045479	8079124	4781136	8133376	9416738	15882537	8038900	15818906
6,8	4566967	9120573	5397454	9181819	10630615	17929895	9075165	17858061



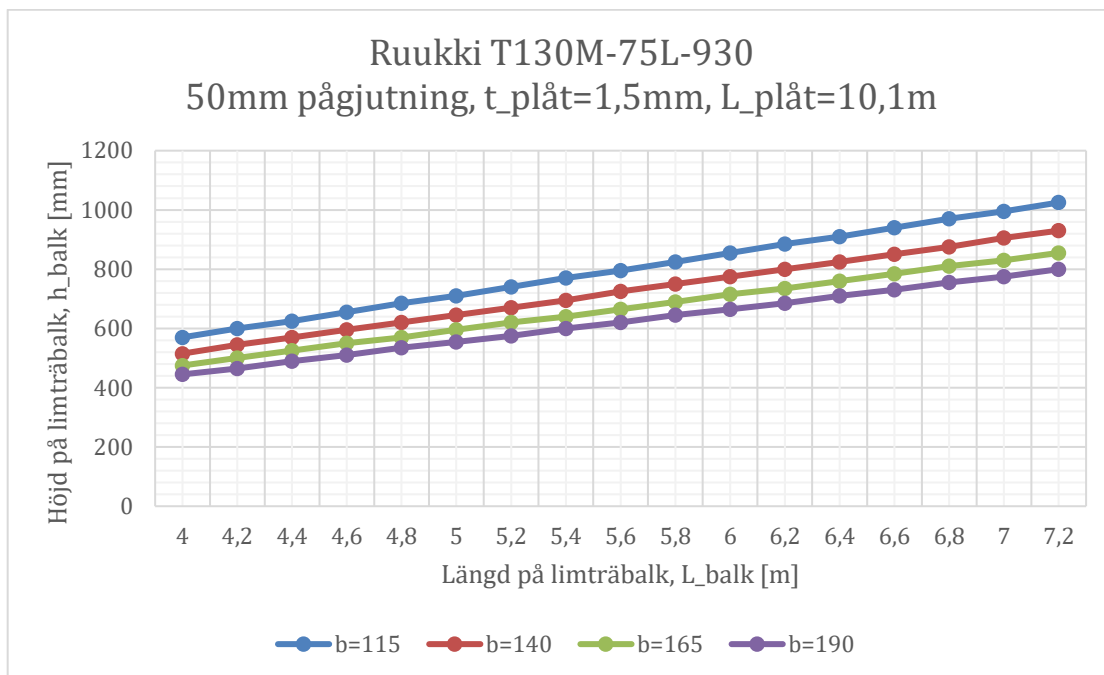
Figur 49. Erforderlig höjd på limträbalk då pågjutningen är 50 mm och plåttjockleken 0,7 mm för Ruukki T130M-75L-930.



Figur 50. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på balkens bredd vid maximal plåtlängd för Ruukki T130M-75L-930 då pågjutningen är 100 mm och plåttjockleken 0,7 mm.



Figur 51. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på balkens bredd vid maximal plåtlängd för Ruukki T130M-75L-930 då pågjutningen är 100 mm och plåttjockleken 1,5 mm.



Figur 52. Erforderlig höjd på limträbalk beroende på balkens bredd vid maximal plåtlängd för Ruukki T130M-75L-930 då pågjutningen är 50 mm och plåttjockleken 1,5 mm.

Enligt avsnitt 3.3 erhålls för varje pågjutning en exakt betongarea, böjmotstånd och betongarea per breddmeter av stålprofilen, Formel 10. Detta presenteras i Tabell 14. Motsvarande ekvivalent betongtvärsnitt t_{ekv} redovisas i Tabell 15 utifrån Formel 11.

Tabell 14. Respektive pågjutnings exakta betongarea, böjmotstånd och betongarea per breddmeter för stålprofilen Ruukki T130M-75L-930.

Pågut. [mm]	Abtg,exakt [mm ²]	W _{exakt} [mm ³]	Abtg/m [mm ² /m]	Pågut. [mm]	Abtg,exakt [mm ²]	W _{exakt} [mm ³]	Abtg/m [mm ² /m]
50	117669	2664485	118858	130	196830	6024427	198818
60	127564	2998490	128853	140	206725	6565464	208813
70	137459	3354650	138847	150	216620	7135356	218808
80	147354	3734497	148842	160	226515	7734475	228803
90	157249	4139238	158837	170	236410	8363150	238798
100	167144	4569855	168832	180	246305	9021666	248793
110	177039	5027158	178827	190	256200	9710276	258788
120	186935	5511824	188823	200	266095	10429209	268783

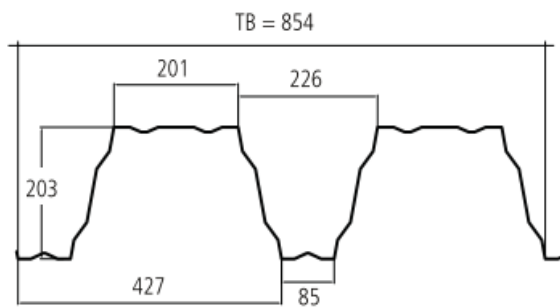
Tabell 15. Ekvivalent betongtvärsnitt för olika pågjutningar för Ruukki T130M-75L-930.

Pågut. [mm]	tekv [mm]	Pågut. [mm]	tekv [mm]	Pågut. [mm]	tekv [mm]	Pågut. [mm]	tekv [mm]
50	127	90	158	130	191	170	225
60	135	100	166	140	199	180	234
70	143	110	175	150	208	190	243
80	150	120	183	160	217	200	251

5.4 Stålprofil – Areco TP200 Högprofil

Stålprofilen TP200 finns i tjocklekar från 0,7 mm till 1,5 mm, samtliga i stålqualität S350 (Areco, 2016). Tvärsnittets dimensioner redovisas i Figur 53. Stålprofilens momentkapacitet och egentyngd redovisas i

Tabell 16 beroende på dess tjocklek. Priser för stålprofilen, enligt Försäljningschef Objekt (Personlig kommunikation, 22 maj 2018), redovisas i Figur 54.



Figur 53. Tvärsnitt med dimensioner för stålprofil TP200 Högprofil, (Areco). Återgiven med tillstånd.

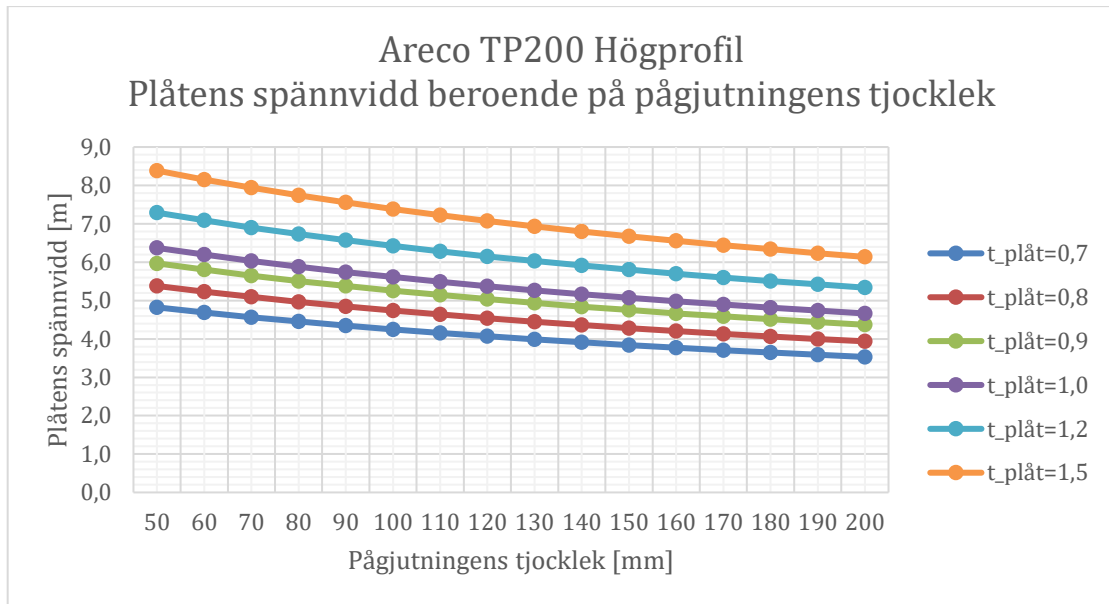
Tabell 16. Momentkapacitet och egentyngd för profilen Areco TP200 Högprofil beroende på dess plåttjocklek (Areco, 2016)

$t_{plåt} [mm]$	$M_{Rd,plåt} [kNm/m]$	$G_{plåt/m} [kN/m]$
0,7	13,08	0,098
0,8	16,28	0,112
0,9	20,04	0,126
1,0	22,83	0,141
1,2	29,89	0,169
1,5	39,55	0,211

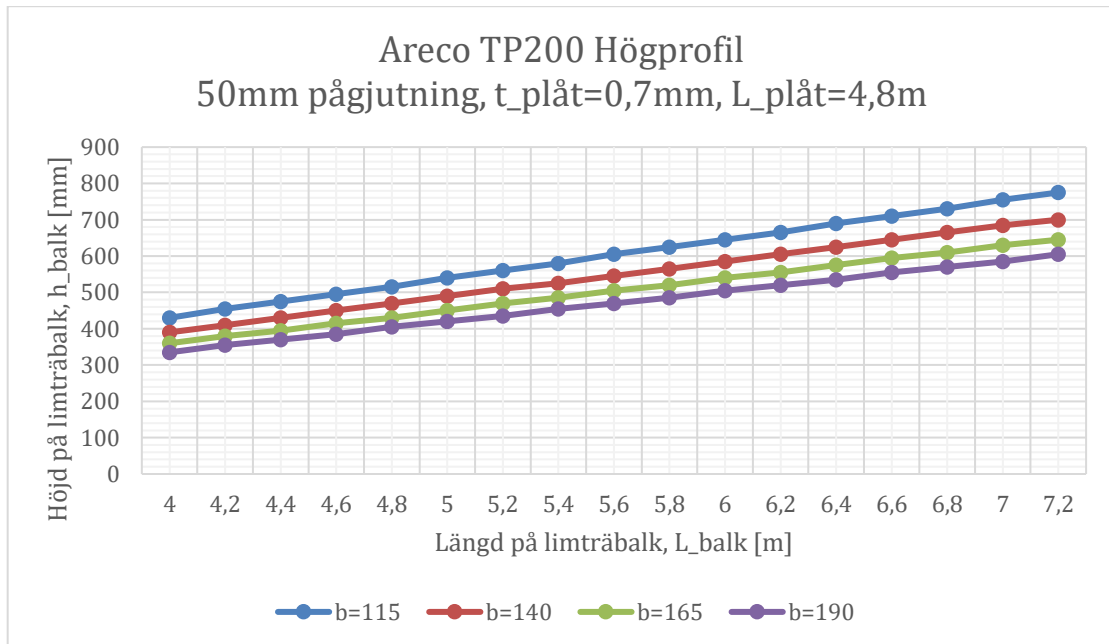
TP 200		Brutto pris	
Beläggning	Tjocklek	(<300 m ²) Pris/m ²	(>300 m ²) Pris/m ²
Vit interiör AR9002	0,70	219,78	199,80
Vit interiör AR9002	0,80	247,50	225,00
Vit interiör AR9002	0,90	280,50	255,00
Vit interiör AR9002	1,00	304,81	277,10
Vit interiör AR9002	1,20	365,53	332,30
Vit interiör AR9002	1,50	399,96	363,60
Svart 9005	0,70	241,78	219,80
Svart 9005	0,90	308,66	280,60
Svart 9005	1,20	402,16	365,60
Aluzink / AZ150	0,70	209,99	190,90
Aluzink / AZ150	0,80	238,81	217,10
Aluzink / AZ150	0,90	262,24	238,40
Aluzink / AZ150	1,00	291,06	264,60
Aluzink / AZ150	1,20	341,55	310,50
Aluzink / AZ150	1,50	376,53	342,30

Figur 54. Priser för Areco TP200 Högprofil beroende på plåttjocklek.

De spännvidder som maximalt kan uppnås för profilen för respektive plåttjocklek och höjd på pågjutningen visas i Figur 55. För det specifika fallet med plåttjocklek 0,7 mm och pågjutning 50 mm redovisas erforderlig höjd på limträbalk för standardbredderna 115 mm, 140 mm, 165 mm samt 190 mm i Figur 56.



Figur 55. Maximal spännvidd för olika kombinationer av plåttjocklek och pågjutning för Areco TP200 Högprofil.



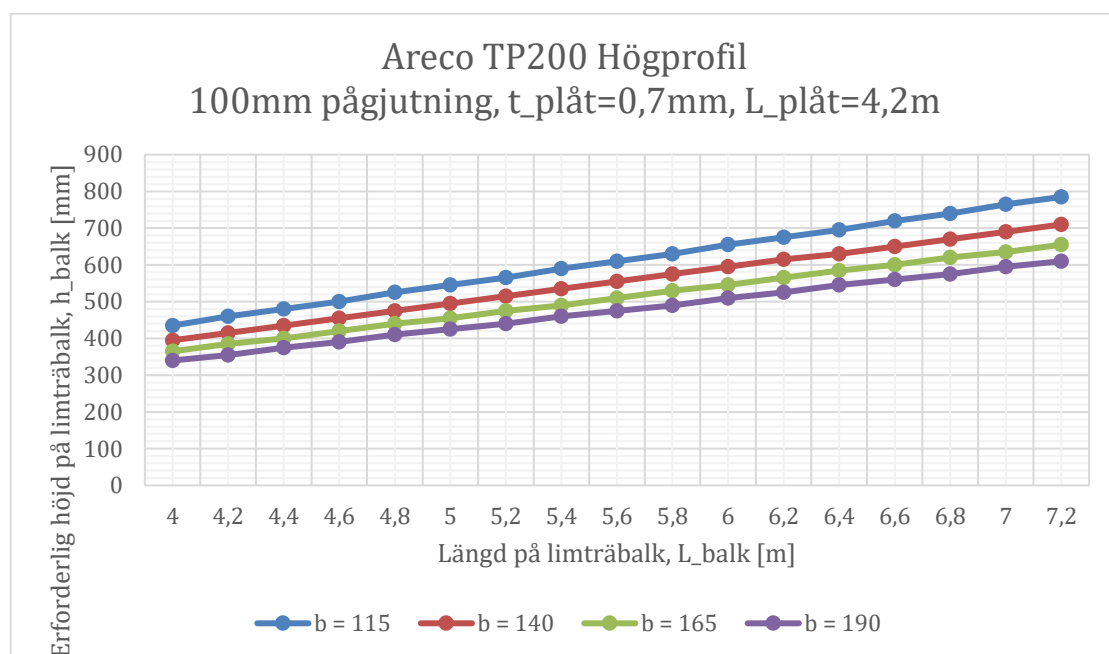
Figur 56. Erforderlig höjd på limträbalk för olika spännvidder på balken med 50 mm pågjutning och plåttjocklek 0,7 mm med maximal plåtlängd för Areco TP200 Högprofil.

De lastfall som beskrivs i avsnitt 5.2 redovisas i Figur 57 till Figur 59. Erforderligt böjmotstånd för balken presenteras i

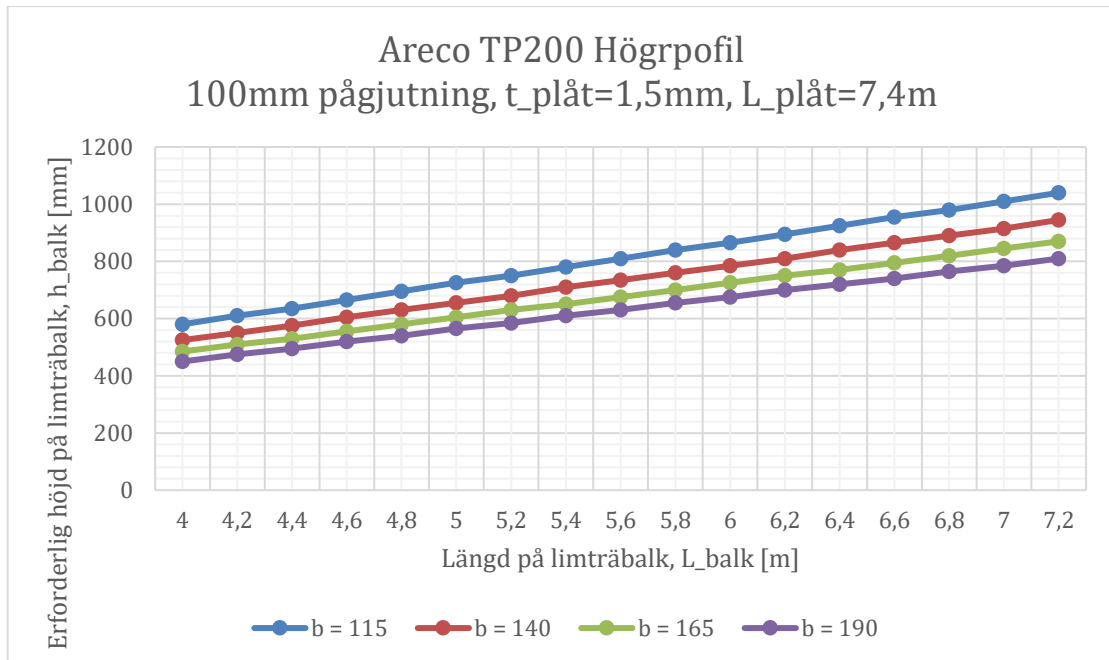
Tabell 17, vilket Figur 56 till Figur 59 grundas på.

Tabell 17. Erforderligt böjmotstånd vid gjutskede och bruksstadium för olika lastfall då Areco TP200 Högprofil används.

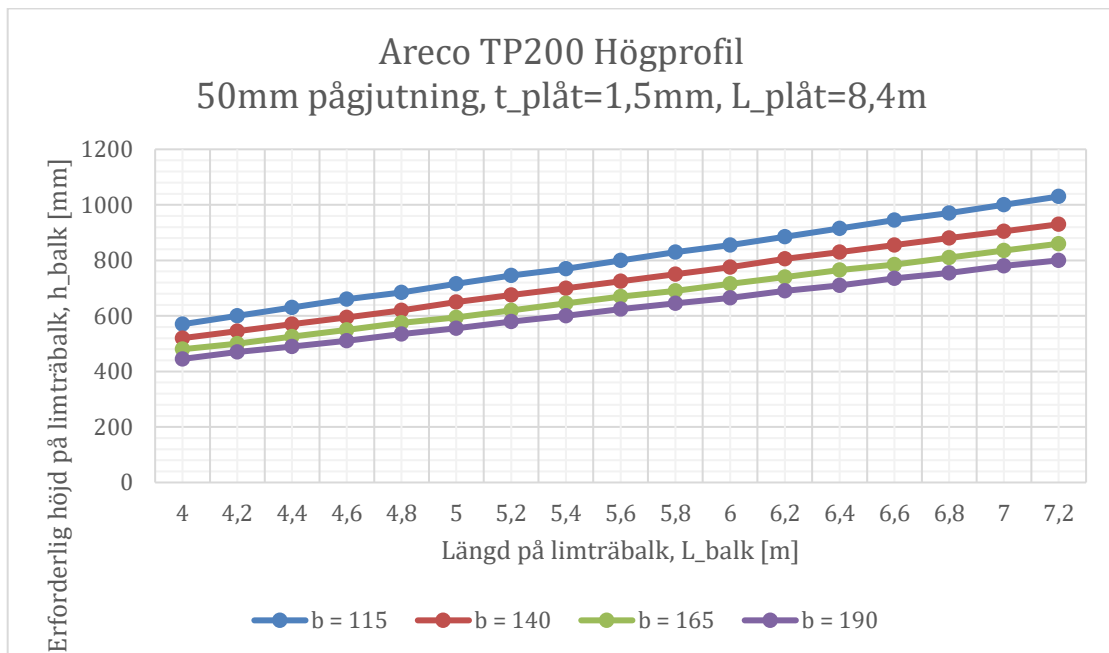
L _{balk} [m]	Erforderligt böjmotstånd [mm ³]							
	Pågjutning 50mm t _{plåt} =0,7mm L _{plåt} =4,8m		Pågjutning 100mm t _{plåt} =0,7mm L _{plåt} =4,2m		Pågjutning 100mm t _{plåt} =1,5 L _{plåt} =7,4m		Pågjutning 50mm t _{plåt} =1,5 L _{plåt} =8,4m	
	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk
4	2095246	3525514	2367369	3615077	4195439	6367941	3732922	6223262
4,4	2535247	4265871	2864516	4374243	5076482	7705208	4516835	7530147
4,8	3017154	5076740	3409011	5205711	6041433	9169835	5375407	8961498
5,2	3540965	5958118	4000853	6109481	7090292	10761820	6308638	10517313
5,6	4106681	6910007	4640043	7085551	8223061	12481164	7316526	12197594
6	4714303	7932405	5326580	8133924	9439738	14327867	8399074	14002340
6,4	5363829	9025315	6060464	9254598	10740325	16301928	9556279	15931551
6,8	6055260	10188734	6841695	10447573	12124820	18403349	10788143	17985228



Figur 57. Erforderlig höjd på limträbalk för olika spännvidder på balken med 100 mm pågjutning och plåttjocklek 0,7 mm med maximal plåtlängd för Areco TP200 Högprofil.



Figur 58. Erforderlig höjd på limträbalk för olika spännvidder på balken med 100 mm pågjutning och plåttjocklek 1,5 mm med maximal plåtlängd för Areco TP200 Högrprofil.



Figur 59. Erforderlig höjd på limträbalk för olika spännvidder på balken med 50 mm pågjutning och plåttjocklek 1,5 mm med maximal plåtlängd för Areco TP200 Högrprofil.

De erhållna värdena för respektive pågjutnings exakta area och böjmotstånd redovisas i

Tabell 18 tillsammans med resultatet av Formel 10, betongarea per breddmeter av stålprofilen.

Tabell 18. Respektive pågjutnings exakta betongarea, böjmotstånd och betongarea per breddmeter för stålprofilen Areco TP200 Högprofil.

Pågut. [mm]	Abtg,exakt [mm ²]	W _{exakt} [mm ³]	Abtg/m [mm ² /m]	Pågut. [mm]	Abtg,exakt [mm ²]	W _{exakt} [mm ³]	Abtg/m [mm ² /m]
50	153513	5488783	173069,9	130	224474	9870847	253071
60	162383	5970241	183069,9	140	233345	10515501	263072,2
70	171253	6468056	193069,9	150	242215	11183959	273072,2
80	180123	6983822	203069,9	160	251085	11876671	283072,2
90	188994	7518845	213071	170	259955	12594039	293072,2
100	197864	8074209	223071	180	268825	13336419	303072,2
110	206734	8650829	233071	190	277695	14104132	313072,2
120	215604	9249484	243071	200	286566	14897467	323073,3

Det ekvivalenta betongtvärsnittet, som beräknas med Formel 11, efter gjutning med fiberbetong i stålprofilen redovisas i Tabell 19 för pågjutningar mellan 50 och 200 mm.

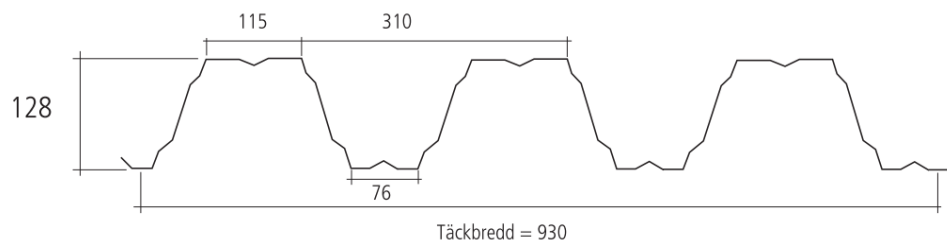
Tabell 19. Ekvivalenta betongtvärsnitt motsvarande pågjutningar i stålprofilen Areco TP200 Högprofil.

Pågut. [mm]	tekv [mm]	Pågut. [mm]	tekv [mm]	Pågut. [mm]	tekv [mm]	Pågut. [mm]	tekv [mm]
50	193	90	226	130	258	170	292
60	201	100	234	140	267	180	300
70	209	110	242	150	275	190	309
80	217	120	250	160	283	200	317

5.5 Stålprofil – Areco TP128-350 Högprofil

Profilen TP128-350 har stålqualität S350, men finns även i S420 (TP128-420). Tjockleken varierar mellan 0,7 mm och 1,5 mm (Areco, n.d.). För dimensioner, se Figur 60. Profilens egentynghet och momentkapacitet beror av dess plåttjocklek och redovisas i

Tabell 20. Kostnad för profilen, enligt Försäljningschef Objekt (Personlig kommunikation, 22 maj 2018), redovisas i Figur 61.



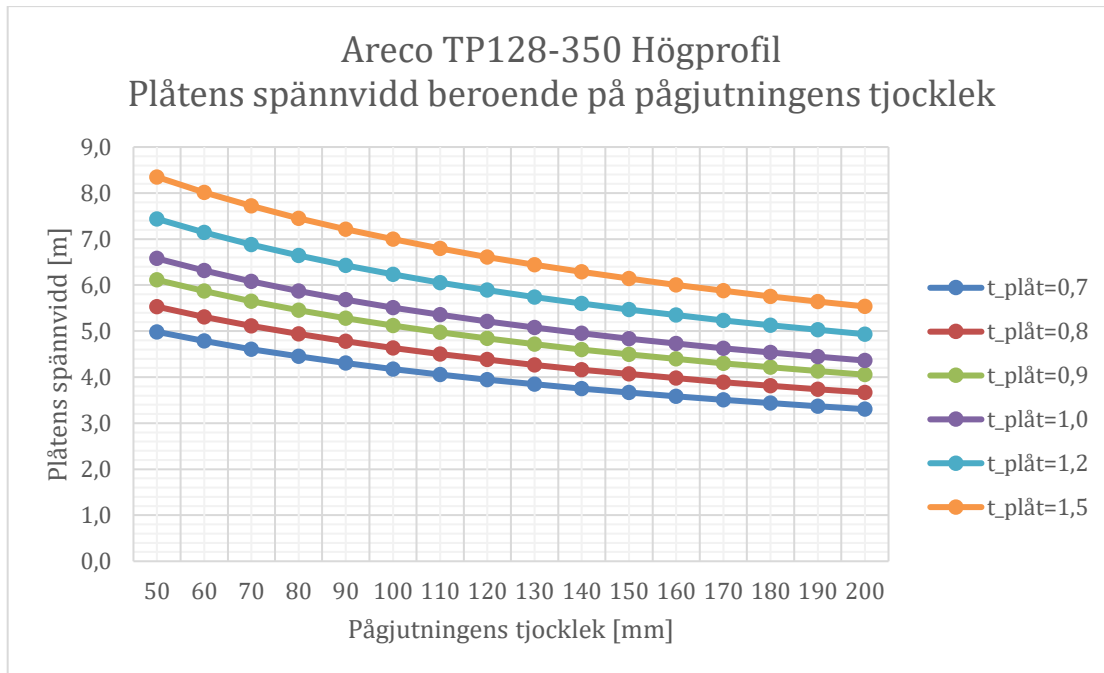
Figur 60. Tvärsnitt med dimensioner för stålprofil TP128-350 Högprofil, (Areco). Återgiven med tillstånd.

Tabell 20. Momentkapacitet och egentyngd för respektive plåttjocklek för stålprofilen Areco TP128-350 Högprofil (Areco, 2018)

$t_{\text{plåt}}$ [mm]	$M_{\text{Rd,plåt}}$ [kNm/m]	$G_{\text{plåt/m}}$ [kN/m]
0,7	9,51	0,090
0,8	11,71	0,103
0,9	14,30	0,116
1,0	16,56	0,129
1,2	21,18	0,155
1,5	26,68	0,194

TP 128		Brutto pris	
Beläggning	Tjocklek	(<300 m ²) Pris/m ²	(>300 m ²) Pris/m ²
Vit interiör AR9002	0,70	194,48	176,80
Vit interiör AR9002	0,70 livperf.	238,37	216,70
Vit interiör AR9002	0,80	219,01	199,10
Vit interiör AR9002	0,80 livperf.	262,90	239,00
Vit interiör AR9002	0,90	248,27	225,70
Vit interiör AR9002	0,90 livperf.	292,27	265,70
Vit interiör AR9002	1,00	269,72	245,20
Vit interiör AR9002	1,00 livperf.	313,72	285,20
Vit interiör AR9002	1,20	323,51	294,10
Vit interiör AR9002	1,20 livperf.	367,51	334,10
Vit interiör AR9002	1,50	430,32	391,20
Svart utom. AR9005	0,70	213,62	194,20
Svart utom. AR9005	0,90	268,29	243,90
Svart utom. AR9005	1,20	317,24	288,40
Aluzink / AZ150	0,70	185,90	169,00
Aluzink / AZ150	0,70 livperf.	231,44	210,40
Aluzink / AZ150	0,80	211,42	192,20
Aluzink / AZ150	0,80 livperf.	257,62	234,20
Aluzink / AZ150	0,90	232,10	211,00
Aluzink / AZ150	0,90 livperf.	277,64	252,40
Aluzink / AZ150	1,00	257,62	234,20
Aluzink / AZ150	1,00 livperf.	303,16	275,60
Aluzink / AZ150	1,20	302,28	274,80
Aluzink / AZ150	1,20 livperf.	347,93	316,30
Aluzink / AZ150	1,50	401,94	365,40

Figur 61. Kostnader för stålprofilen Areco TP128-350 beroende på plåttjocklek.



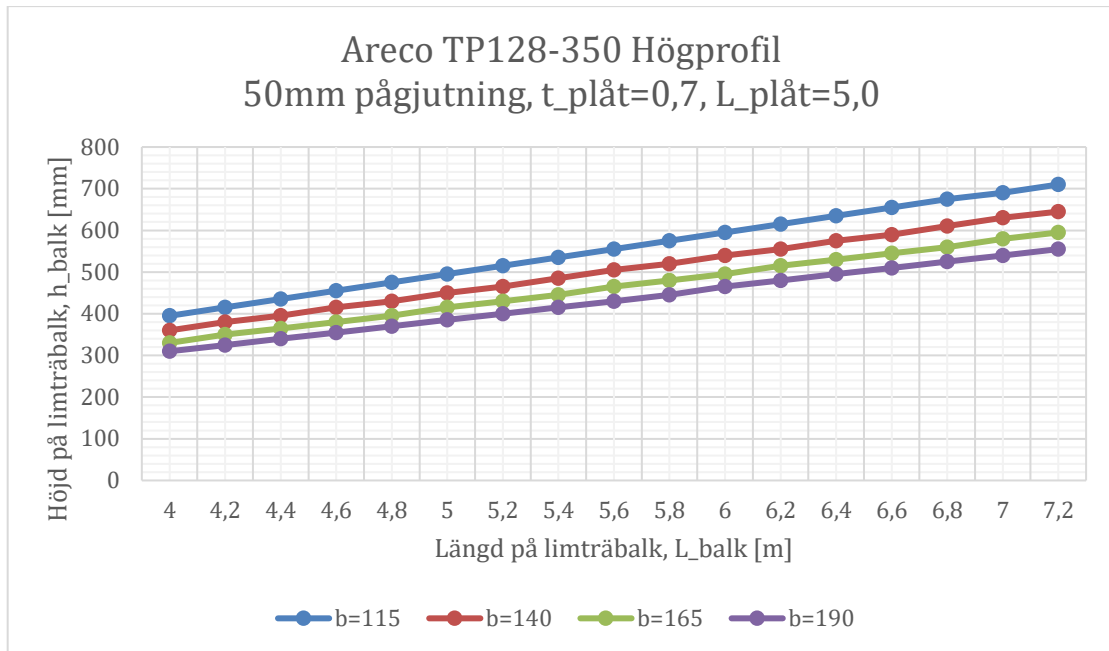
Figur 62. Maximal spännvidd för stålprofilen Areco TP128-350 Högprofil. Spännvidden beror av både plåttjocklek och pågjutningens tjocklek.

Den maximala spännvidden som kan uppnås för TP128-350 Högprofil varierar mellan 3,3 m och 8,3 m vilket visas i Figur 62. Ur figuren kan utläsas att tjockare plåt uppnår längre spännvidder men att dess spännvidd minskar mer jämfört med tunnare plåt då pågjutningen ökar.

Tabell 21. Erforderligt böjmotstånd vid gjutskede och bruksstadium för olika lastfall då Areco TP128-350 Högprofil används.

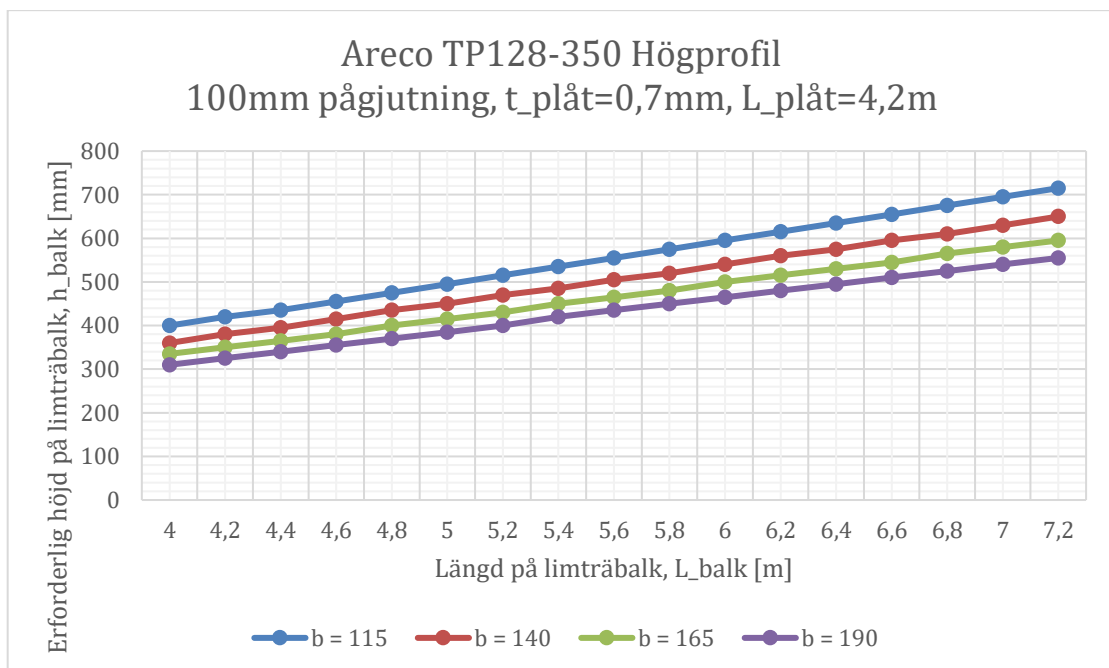
L _{balk} [m]	Erforderligt böjmotstånd [mm ³]							
	Pågjutning 50mm t _{plåt} =0,7mm L _{plåt} =5,0m		Pågjutning 100mm t _{plåt} =0,7mm L _{plåt} =4,2m		Pågjutning 100mm t _{plåt} =1,5 L _{plåt} =7,0m		Pågjutning 50mm t _{plåt} =1,5 L _{plåt} =8,3m	
	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk	Gjut	Bruk
4	1484799	2978731	1757194	2996890	3011958	5090909	2569020	5074289
4,4	1796607	3604265	2126204	3626237	3644470	6159999	3108514	6139890
4,8	2138111	4289373	2530359	4315522	4337220	7330908	3699388	7306977
5,2	2509311	5034056	2969657	5064745	5090210	8603635	4341643	8575549
5,6	2910206	5838313	3444100	5873905	5903439	9978181	5035279	9945607
6	3340798	6702145	3953686	6743003	6776907	11454544	5780294	11417151
6,4	3801086	7625552	4498416	7672039	7710614	13032726	6576690	12990181
6,8	4291070	8608533	5078290	8661013	8704560	14712726	7424467	14664696

Erforderlig höjd på limträbalk ökar med ökande längd på balken och minskande bredd. Exempel på det visas i Figur 63 där pågjutningen är 50 mm tjock och den maximala spännvidden för Areco TP128-350 med plåttjocklek 0,7 mm.

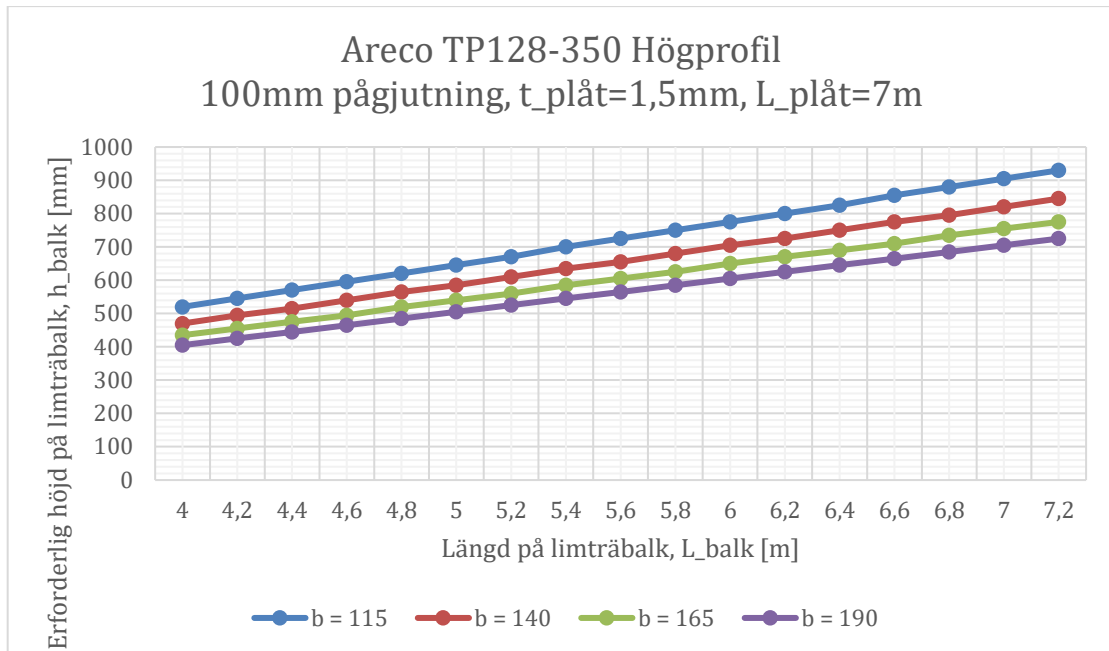


Figur 63. Erforderlig höjd på limträbalk för lastfallet då stålprofilens spännvidd är 5,0 m, plåttjockleken är 0,7 mm och betongpågjutningen är 50 mm tjock.

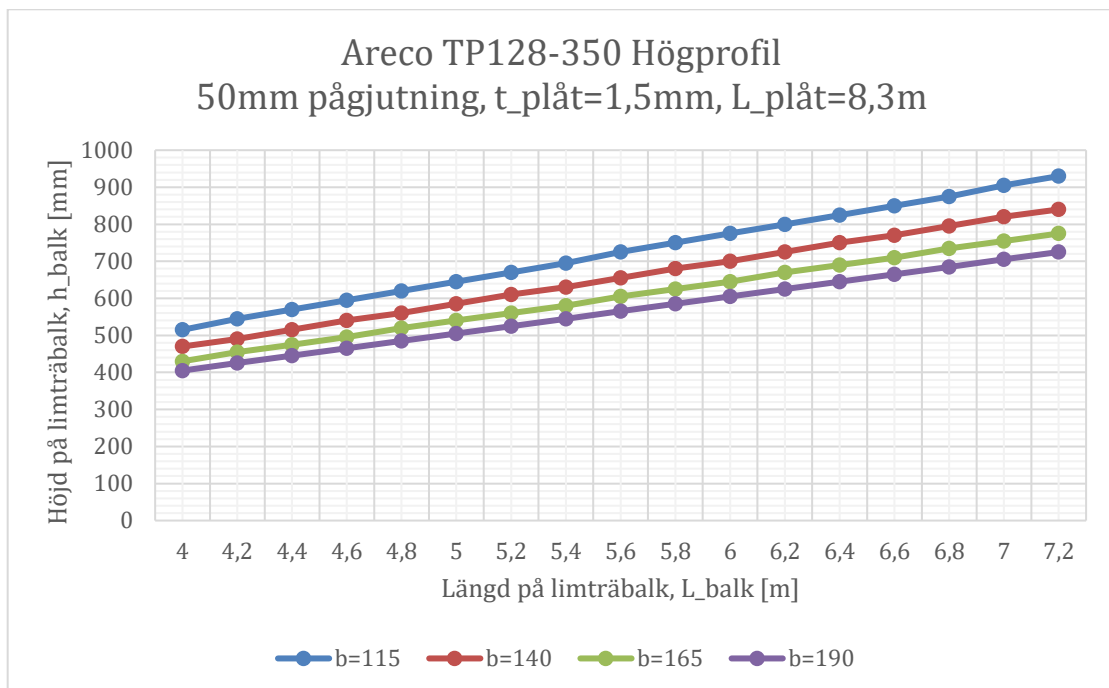
I Figur 64 till Figur 66 visas erforderlig höjd på limträbalken för respektive standardbredd på limträbalk, beroende på balkens spännvidd. Respektive figur motsvarar de lastfall som beskrivs i avsnitt 5.2, i tur och ordning med Tabell 21 som grund för resultatet.



Figur 64. Erforderlig höjd på limträbalk för lastfallet då stålprofilens spännvidd är 4,2 m, plåttjockleken är 0,7 mm och betongpågjutningen är 100 mm tjock.



Figur 65. Erforderlig höjd på limträbalk för lastfallet då stålprofilens spännvidd är 7,0 m, plåttjockleken är 1,5 mm och betongpågjutningen är 100 mm tjock.



Figur 66. Erforderlig höjd på limträbalk för lastfallet då stålprofilens spännvidd är 8,3 m, plåttjockleken är 1,5 mm och betongpågjutningen är 50 mm tjock.

Enligt avsnitt 3.3 erhålls för respektive pågjutning mellan 50 mm och 200 mm en exakt betongarea och böjmotstånd. Ur Formel 10 erhålls betongarea per breddmeter av strålprofilen. Dessa tre parametrar redovisas i

Tabell 22, vilket används vid beräkning av bjälklagskostnad i avsnitt 6.1 med Formel 23.

Tabell 22. Respektive pågjutnings exakta betongarea, böjmotstånd och betongarea per breddmeter för stålprofilen Areco TP128-350 Högprofil.

Pågut. [mm]	Abtg,exakt [mm²]	W_{exakt} [mm³]	Abtg/m [mm²/m]	Pågut. [mm]	Abtg,exakt [mm²]	W_{exakt} [mm³]	Abtg/m [mm²/m]
50	114599	2615016	117779	130	192474	5913080	197815
60	124333	2942830	127783,1	140	202209	6444420	207820,1
70	134068	3292339	137788,3	150	211943	7004174	217824,3
80	143802	3665092	147792,4	160	221677	7592708	227828,4
90	153536	4062307	157797	170	231412	8210344	237833,5
100	163271	4484968	167801,6	180	241149	8857364	247840,7
110	173005	4933884	177805,8	190	250881	9534019	257842,8
120	182740	5409731	187810,9	200	260615	10240533	267846,9

Stålprofilens ekvivalenta betongtvärsnitt efter gjutning med fiberbetong redovisas i Tabell 23. Beräkning enligt Formel 11 med böjmotstånd från

Tabell 18.

Tabell 23. Ekvivalent betongtvärsnitt för fiberbetong gjuten i Areco TP128-350 Högprofil för pågjutningar mellan 50 mm och 200 mm.

Pågjut. [mm]	tekv [mm]	Pågjut. [mm]	tekv [mm]	Pågjut. [mm]	tekv [mm]	Pågjut. [mm]	tekv [mm]
50	127	90	158	130	191	170	225
60	135	100	166	140	199	180	234
70	142	110	174	150	208	190	242
80	150	120	183	160	216	200	251

6 Jämförelse av bjälklag

6.1 Ekonomi

Vid utförande av bjälklag med stålprofil krävs ej stämpning vilket sparar tid på byggplatsen, både avseende monteringen av stämp men även formrivningen. Själva formsättningen kvarstår i viss mån då stålprofilen fortfarande måste monteras. Om detta ger en ökad eller minskad enhetstid är svårt att avgöra utan att testa utförandet i praktiken.

Formsättningen har en relativt låg kostnad, se avsnitt 4.3 Tabell 1, för den traditionellt armerade betongplattan, men kostnaden beror även på hur stort slitaget är och vilken typ av formsättning som används. Denna kostnad kommer att öka för bjälklaget med stålprofil (jämför Tabell 1 med Figur 47, Figur 54 och Figur 61) men det finns fördelar då samverkan kan uppstå mellan materialen, samt de geometriska fördelarna, se avsnitt 6.2.

En stor fördel med bjälklaget med stålprofil och fiberbetong är att arbete fortfarande kan utföras på det plan som stämpan skulle ha stått på om istället en armerad betongplatta använts. Stämpan står ofta väldigt tätt, vilket kan ses i Figur 20 avsnitt 4.2, och hindrar att projektet fortlöper. Dessutom som beskrivs i avsnitt 4.1.3 har betongen först uppnått sin fulla kapacitet efter 28 dagar om betongens temperatur hålls konstant 20 °C, samt att stämpan måste stå kvar tills kapaciteten nått 70 %. Arbetet kan alltså stå still i flera veckor beroende på rådande temperatur.

För att påskynda tiden för härdningen används ibland högre betongklass vid gjutning under vintertid, till exempel kv. Kexfabriken. Härdningsprocessen påverkar, som beskrivits i avsnitt 4.1.3 och 4.2, när stämpan kan avlastas. Med stålprofilerna som bär under gjutning, samt att stämpning inte är nödvändigt, kan den avsedda betongklassen användas och vid behov endast härda med täckmatta för att hålla betongen varm. Genom att använda den betongklass som krävs för konstruktionen, istället för högre betongklass, kan även kostnader sparas in på materialet enligt prislista för 2017 (Swerock AB, 2017).

Även tiden för armering sparas in vid användning av fiberbetong eftersom fibrerna blandas direkt i betongen. Som redovisas i avsnitt 4.3, Tabell 2, skulle detta innebära att sju timmar kan sparas in enbart på armeringen för en yta på ca 71 m². Detta i kombination med att den totala armeringsmängden minskar vid användning av fiberbetong, jämfört med traditionellt armerad betong, kommer kostnaderna minska.

Motsvarande bjälklagskostnad för fiberbetong och stålprofil, för fallen beskrivna i Tabell 26 (avsnitt 6.2), med två olika kostnader för betong redovisas i Tabell 24. Kostnaden avser betong, stålprofil och fiberarmering och beräknas enligt Formel 23. För kostnad för stålprofil har den minsta kostnaden använts för respektive plåttjocklek som erfordras, se Figur 47, Figur 54 och Figur 61. Detta innebär galvaniserat stål för T130M-75L-930, samt mer än 300 m² aluminium-zink-behandlad profil för högprofilerna TP128-350 och TP200.

Tabell 24. Bjälklagskostnad för tre olika stålprofiler med olika tjocklek på plåt och pågjutning, samt för två olika betongkostnader.

Stålprofil	Plåttjocklek och pågjutning	$K_{f,bjälklag}$ [kr/m ²] då $K_{btg}=1300$ kr/m ³	$K_{f,bjälklag}$ [kr/m ²] då $K_{btg}=940$ kr/m ³
Ruukki T130M-75L-930	$t_{plåt}=0,7$ mm, 60mm pågjutning	405,6	359,2
	$t_{plåt}=0,8$ mm, 70mm pågjutning	439,0	389,0
Areco TP200 Högprofil	$t_{plåt}=0,7$ mm, 50mm pågjutning	502,4	440,1
	$t_{plåt}=0,8$ mm, 50mm pågjutning	528,6	466,3
Areco TP128-350 Högprofil	$t_{plåt}=0,7$ mm, 60mm pågjutning	399,0	353,0
	$t_{plåt}=0,8$ mm, 70mm pågjutning	440,2	390,6
	$t_{plåt}=0,9$ mm, 70mm pågjutning	459,0	409,4

Kommentar: Betongkostnaden i kolumn 3 är en ungefärlig kostnad erhållen från Swerock ABs prislista från 2017, utifrån jämförelse mellan standardbetongerna SWESTD C25/30 och C30/37 med max stenstorlek 25 mm och 16 mm, samt sättningens mått 50-90 mm och 100-150 mm.

Betongkostnaden i kolumn 4 motsvarar kostnaden för betongen som användes i kv. Kexfabriken.

Vid jämförelse av bjälklagskostnaden mellan fiberbetong-stålprofil-bjälklag och traditionellt platsgjutet betongbjälklag kan det ur Tabell 24 avläsas att kostnaden inte skiljer sig märkvärt då kostnaden för kv. Kexfabriken var 454 kr/m². Utifrån detta skulle det kunna vara en ekonomisk vinning att utföra platsgjutna bjälklag med stålprofiler och fiberbetong.

Om kostnaden i Tabell 24 jämförs med den för projektet i Östra Eklanda är bjälklagskostnaden för stålprofil-fiberbetong betydligt högre. Detta kan bero på att Bengtsson och Sigström (2007) bortsett från fler kostnader och anses därför inte vara korrekt jämförbart.

I kolumn 3 i Tabell 24 visas en ungefärlig kostnad för fiberbetong-stålprofil-bjälklag med dagens priser på material. Viktigt att påpeka är att kostnad för limträbalk ej är med i beräkningen, vilket gör att kostnaden kommer stiga något. Hur mycket kostnaden stiger beror på vilken balk som väljs samt på vilket avstånd balkarna ligger i förhållande till varandra (vilket bärande system som väljs).

6.2 Geometri

Den armerade betongplattan analyseras för spännvidder från 4,6 m till 5,2 m, vilka redovisas i avsnitt 4.4. Större spännvidder visar sig bli svårt då armeringsmängden ökar betydligt. Ett exempel på det är för $L_{platta}=5,2$ m, då $h_{platta} < 220$ mm, respektive vid $h_{platta} < 190$ mm måste nedböjningskravet sänkas från $L/300$ till $L/200$, se Tabell 6.

Även då $L_{\text{platta}}=5,2$ m för fallen då armeringsdiametern är 10 mm och med nedböjningskravet $L/300$ syns en stor skillnad gällande armeringen, jämför Figur 33 och Figur 35, där den enda skillnaden är att h_{platta} minskar med 10 mm.

I Tabell 5, som redovisar lastfall då $L_{\text{platta}}=5,0$ m, kan avläsas att det eftersträvande nedböjningskravet $L/300$ inte ger en bra lösning om $h_{\text{platta}}=190$ mm eftersom armeringsjärnen har ett s-avstånd på 14 mm. Om nedböjningskravet istället minskar till $L/200$, för samma lastfall och armeringsdiameter, får lösningen ett rimligt s-avstånd. Detta gäller även för $L_{\text{platta}}=4,8$ m, se Tabell 4 och Figur 27, som inte är en rimlig lösning.

Däremot för $L_{\text{platta}}=4,6$ m är de flesta lösningar rimliga, se Tabell 3 och Figur 21. Först när plattans tjocklek är mindre än 190 mm syns en tydlig ökning av armeringsmängden, Figur 23, och då $h_{\text{platta}}=170$ mm måste nedböjningskravet sänkas.

Utav analysen av den armerade betongplattan framgår att spännvidden blir relativt kort, plattans tjocklek påverkar starkt armeringsmängden, samt att nedböjningskravet snabbt måste sänkas för att klara av de angivna kraven, se avsnitt 3.1.

Stålprofilerna klarar betydligt längre spännvidder, se Tabell 25, som är en sammanställning av Figur 41, Figur 48, Figur 55 och Figur 62. Där mot för de fall då plåttjockleken är som tunnast och pågjutningen är 100 mm är stålprofilens spännvidd mindre än de som analyseras för den armerade betongplattan.

Tabell 25. Stålprofilernas maximala spännvidd för tre olika lastfall som ger längst respektive kortast spännvidd.

Stålprofil	$L_{\text{plåt}} [m]$		
	$t_{\text{plåt}}=1,5\text{mm}$	$t_{\text{plåt}}=0,7\text{mm}$	$t_{\text{plåt}}=0,7\text{mm}$
	Påggjutning=50mm	Påggjutning=100mm	Påggjutning=200mm
Ruukki T153-40L-840	8,0	4,1	3,3
Ruukki T130M-75L-930	10,1	4,4	3,5
Areco TP200 Högprofil	8,4	4,2	3,5
Areco TP128-350 Högprofil	8,3	4,2	3,3

Genom Tabell 11, Tabell 15, Tabell 19 och Tabell 23 kan avläsas de ekvivalenta massiva betongtvärsnitten för olika tjocklekar på påggjutningen. För en påggjutning av 100 mm motsvarar det $t_{\text{ekv}}=166$ mm för både Areco TP128-350 Högprofil (Tabell 23) och Ruukki T130M-75L-930 (Tabell 15). Som visats av analysen för den armerade betongplattan är denna tjocklek på plattor kritisk, både avseende armeringsmängd och nedböjningskrav.

Fiberbetong gjuten i en stålprofil skulle därför föredras istället eftersom spännvidden för profilerna (4,2 m respektive 4,4 m) inte skiljer sig särskilt mycket från den armerade betongplattans (4,6 m). Motsvarande tvärsnitt för fiberbetongen, $h_{\text{f,btg}}=166$

mm, klarar av en spännvidd mellan 6,03 och 6,40 m, se Tabell 7. I det fallet är det alltså stålprofilerna som begränsar spännvidden i det bärande systemet om plåttjockleken är 0,7 mm. Då finns möjligheten att välja en profil med större $t_{\text{plåt}}$ för att möta samma spännvidd som fiberbetongen, eller välja en av de högre profilerna (Ruukki T153-40L-840 och Areco TP200 Högprofil) men med mindre $t_{\text{plåt}}$.

För att jämföra de armerade betongplattorna beskrivna i detta avsnitt med bjälklag med stålprofil väljs $h_{f,btg}$ utifrån önskad spännvidd (med hjälp av Tabell 7), varpå lämplig stålprofil och pågjutning kan väljas, se Tabell 26 (med hjälp av Figur 41, Figur 48, Figur 55 och Figur 62).

Tabell 26. Val av plåttjocklek och pågjutning för de olika stålprofilerna och olika spännvidder motsvarande den armerade betongplattan. För samtliga fall är fiberinnehållet 25 kg/m³.

Lplatta [m]	4,6	4,8	5,0	5,2
$h_{f,btg}$ [mm]	130	130	140	140
Ruukki T153-40L-840	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 50 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 50 mm pågjut. ²	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 50 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 50 mm pågjut. ²
Ruukki T130M-75L-930	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 60 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 60 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 70 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 70 mm pågjut.
Areco TP200 Högprofil	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 50 mm pågjut. ³	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 50 mm pågjut. ^{2,3}	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 50 mm pågjut. ³	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 50 mm pågjut. ³
Areco TP128-350 högprofil	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 60 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,7$ mm, 60 mm pågjut. ²	$t_{\text{plåt}} = 0,8$ mm, 70 mm pågjut.	$t_{\text{plåt}} = 0,9$ mm, 70 mm pågjut.

Som kan ses i Tabell 26 krävs en relativt liten pågjutning och tunnare plåt för att nå samma spännvidd som utretts för de armerade betongplattorna. Värt att tillägga är att för profilen Areco TP200 Högprofil är det ekvivalenta tvärsnittet för pågjutningen $t_{\text{ekv}}=193$ mm och har därför en mycket högre kapacitet än som krävs. Detta tvärsnitt kan då anses vara mindre lämpligt för kortare spännvidder då materialet inte utnyttjas på ett effektivt sätt.

Eftersom en betydligt mindre armeringsmängd används i fiberbetong minskar även bjälklagets vikt. Antaget värde efter härdning för fiberbetong är 24,5 kN/m³ medan det för den armerade betongplattan är 25 kN/m³, se avsnitt 3.3 respektive 3.1. Detta kan för vissa konstruktioner och utföranden vara eftersträvsamt, samt att limträbalkens dimensioner kan minskas, jämför formler i avsnitt 3.3.

Om målet är att ha ett stort bärande system (stora centrumavstånd mellan pelare) skulle bjälklag med stålprofil vara ett bra alternativ utifrån de beräkningar som gjorts i detta arbete. Däremot har nedböjningskrav inte kontrollerats vilket kan påverka resultatet.

² Kan vara nödvändigt att välja en tjockare profil.

³ Fiberbetongen har högre kapacitet (kan ha större spännvidd)

6.3 Långtidseffekter

De långtidseffekter som kontrollerats för den armerade betongplattan är nedböjning, sprickbredd, krypning och krympning vilket delvis har jämförts i avsnitt 6.2 ovan. Däremot har inga direkta kontroller av nedböjning och sprickbredd gjorts för fiberbetongen vilket beror på bristande information och kunskap om detta.

Värt att belysa, som beskrives i avsnitt 5.1, är att fibrer ger en ökad seghet till betongen samt att materialets beteende främst påverkas då uppsprickning sker – fibrerna ger en positiv inverkan på sprickor.

Det beskrivs också i avsnitt 5.1 att fiberbetong har visat en högre bärförmåga vid given deformation jämfört med vanlig betong. Däremot kan fiberbetongen både uppvisa ett töjningsmjuknande och töjningshårdnande beteende då betongen även är storleksberoende samt att σ - w -sambandet inte är linjärt på grund av flertalet parametrar nämnda i avsnitt 5.1.

7 Diskussion

Fiberbetongen har fördelar gällande sprickor, maximala spännvidder och utförande enligt avsnitt 6. Genom de utförda beräkningarna kan även konstateras att stålprofil-fiberbetong-bjälklagens kapacitet utnyttjas på ett effektivt sätt då motsvarande t_{ekv} för den armerade betongplattan inte alls kan uppnå samma spännvidder.

En brist är självklart att långtidseffekter inte tagits hänsyn till på samma sätt för de båda alternativen då förutsättningarna ser annorlunda ut, samt att det bärande systemet (dimensioner och hållfasthetsklass på limträbalk och spännvidder) inte är komplett då limträbalkarna ej har kontrollerats för momentkapacitet eller upplagstryck. De båda bjälklagsalternativen har heller inte kontrollerats för tvärkraftskapacitet.

Det finns även en osäkerhet i fiberbetongens beteende eftersom både töjningsmjuknande och töjningshårdnande beteende kan uppstå. Detta påverkar, som beskrivs i avsnitt 2.2, betongens bärförmåga då sprickbildning först sker. I kombination med att σ - w -sambandet är bi-linjärt för fiberbetongen är det också svårt att veta när första sprickan uppkommer och därför möjligtvis mer osäkert.

Samverkan har endast beskrivits teoretiskt mellan betong och trä generellt. Huruvida samverkan uppnås i stålprofil-fiberbetong-bjälklaget har ej berörts mer än vid litteraturstudien som visade att inbuktningar av stålprofilens yta och att en lutning på 45° av skjuvförbandet ger en ökad styvhet vilket leder till ökad samverkan. Lutningen har också visat att lokala krossningar av träet minskar.

Examensarbetet har därav gett en grund för att visa att lösningen är möjlig, både geometriskt och ekonomiskt, utifrån ett teoretiskt perspektiv. För att helt avgöra om det är en rationell metod krävs fler kontroller av fiberbetongen, avseende utförande av bjälklaget i praktiken, samtliga långtidseffekter (nedböjning, sprickor, kypning och krympning) samt det i övrigt påpekade aspekterna nämnda i detta avsnitt.

8 Referenser

- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner - Del 1*. Göteborg.
- Areco. (n.d.). Högprofil - Köp Areco TP128 Högprofil, Poolplåt, Plooltak | Areco Direct. Retrieved April 11, 2018, from <http://www.arecodirect.se/sv/byggplat/areco-hogprofiler/areco-tp-128-hogprofil/>
- Areco. (2016). Areco TP200 -15 -350 MPa. Retrieved from http://www.arecoprofiles.se/media/3038/lasttabell_tp200-350mpa.pdf
- Areco. (2018). Areco TP128-350. Retrieved from http://www.arecoprofiles.se/media/3243/lasttabell_tp128-350_sv_eurokod.pdf
- Bekaert. (n.d.). Dramix 5D 65/60 g, 1.
- Bekaert. (2015). Dramix - Reinforcing the future, 32.
- Bengtsson, J., & Sigström, D. (2007). *Stålfiberarmerad betong -En ekonomisk jämförelse*. Chalmers University of Technology. Retrieved from <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/62208.pdf>
- Boverket. (2004). Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04, 273.
- Boverket. (2007). *Uppdatering av tider och kostnader för BetongBanken – Fakta från fyra platsgjutna bostadsprojekt*. Karlskrona. Retrieved from https://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2007/uppdatering_av_tider_och_kostnader_for_betongbanken.pdf
- Boverket. (2011). Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder). *BFS*, 1–117.
- Burström, P. G. (2007). *Byggnadsmaterial - uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Lund: Studentlitteratur.
- CDF Sverige AB. (n.d.). Topec | CDF Sverige AB. Retrieved April 9, 2018, from <http://www.cdfsverige.se/valvform/topec-9343357>
- Cementa AB. (2014). Betonggjutning i kall väderlek - Temperaturens betydelse. Retrieved from https://www.cementa.se/en/system/files_force/assets/document/5d/a6/betonggjutning_i_kall_vaderlek_web.pdf?download=1
- Crocetti, R. (2014). Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slab, (August 2016). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001203](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001203)
- Lukaszewska, E. (2009). *Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors*. Luleå University of Technology. Retrieved from <http://ltu.diva-portal.org/smash/get/diva2:991048/FULLTEXT01.pdf>
- Löfgren, I. (2004). Beräkningsmetod för fiberbetong i bärande konstruktioner. *Bygg & Teknik*, 7(4), 32–40. Retrieved from http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/9240/local_9240.pdf
- Löfgren, I. (2006). Fiberarmerad betong - materialprovning och strukturanalys baserad på brottmekanik. *Bygg & Teknik*, 7(6), 46–52. Retrieved from http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/248919/local_248919.pdf
- Moar, F. (2012). *Prefabricated Timber-Concrete Composite System*. Lunds Universitet. Retrieved from <http://lup.lub.lu.se/luur/download?func=downloadFile&recordId=3159841&fileId=3159856>
- Mohamad Abas, F. Z. (2014). *Strength of fibre reinforced concrete composite slabs with deep trapezoidal profiled steel decking*. The University of New South Wales.

- Plannja AB. (n.d.). Om Plannja. Retrieved June 5, 2018, from <http://www.plannja.se/om-plannja>
- Ruukki. (n.d.-a). Bärande plåt T130M-75L-930. Retrieved April 9, 2018, from <https://www.ruukki.com/swe/b2b/produkter/bärande-profilerad-plåt/bärande-profilerad-plåt/load-bearing-sheets-details/load-bearing-sheet-t130m-75l-930>
- Ruukki. (n.d.-b). Bärande plåt T153-40L-840. Retrieved April 9, 2018, from <https://www.ruukki.com/swe/b2b/produkter/bärande-profilerad-plåt/bärande-profilerad-plåt/load-bearing-sheets-details/load-bearing-sheet-t153-40l-840>
- Ruukki. (n.d.-c). T130M-75L-930 Isolerat tak. Retrieved from https://cdn.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/load-bearing-sheets/load-bearing-sheets/ruukki-t130m-75l-930---lasttabell.pdf?sfvrsn=f3e07f85_2
- Ruukki. (n.d.-d). T153-40L-840 Isolerat tak. Retrieved from https://cdn.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/load-bearing-sheets/load-bearing-sheets/ruukki-t153-40l-840---lasttabell.pdf?sfvrsn=f8e07f85_2
- Strusoft AB. (n.d.-a). Concrete beam - Calculation Instructions. Retrieved May 30, 2018, from <https://strusoft.com/products/win-statik/concrete-beam#calculation-instructions>
- Strusoft AB. (n.d.-b). WIN-statik. Retrieved May 17, 2018, from <http://www.strusoft.com/products/win-statik>
- Strusoft AB. (2010). USER MANUAL FEM-Design, 414. Retrieved from <http://www.strusoft.com>
- Svenska Fabriksbetongföreningen. (n.d.). Stämpning av bjälklag kräver kunskap. Retrieved from <https://www.svenskbetong.se/images/pdf/skerhetsstmpning.pdf>
- Svensk Betong. (n.d.-a). Armering. Retrieved March 28, 2018, from <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet/statik/kontorshus/bjalklag/armering>
- Svensk Betong. (n.d.-b). Europastandard för betong SS EN 206-1.
- Svensk Betong. (n.d.-c). Formsättning. Retrieved March 28, 2018, from <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet/statik/kontorshus/bjalklag/formsattning>
- Svensk Betong. (2011). Plattbärlag. Retrieved March 28, 2018, from <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet/statik/kontorshus/bjalklag/plattbarlag>
- Svensk Betong. (2012). Formsättning. Retrieved March 28, 2018, from <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet/statik/flerbostadshus/bjalklag/formsattning>
- Swerock AB. (2017). Prislista 2017 - Fabriksbetong.