

# Skivverkan i håldäcksbjälklag

Undersökning av skjuvhållfasthet i fogarna



LUNDS  
UNIVERSITET

Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg

Institutionen för byggvetenskaper / Avdelningen för byggnadskonstruktion

Examensarbete:

Victor Herdmo

© Copyright Victor Herdmo

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg  
Lunds universitet  
Box 882  
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering  
Lund University  
Box 882  
SE-251 08 Helsingborg  
Sweden

Tryckt i Sverige  
Media-Tryck  
Biblioteksdirektionen  
Lunds universitet  
Lund 2016

## Sammanfattning

Ett bjälklag är den konstruktionsdel som avskiljer två våningsplan. En typ av betongbjälklag som blir allt vanligare är håldäcksbjälklag. Ett håldäcksbjälklag består av 1,2 meter breda prefabricerade håldäcksplattor som placeras intill varandra och fogen som skapas mellan plattorna fylls med betong efter montering.

Håldäcksbjälklaget överför horisontella krafter, orsakade av vindlast och jordtryck, till stabiliserande väggar. För detta krävs skivverkan i bjälklaget. Starka Betongelement, som är en producent av håldäcksplattor, dimensionerar fogen mellan håldäcksplattorna för en skjuvspänning längs fogen på 0,15 MPa, som rekommenderas enligt Eurokod. Kunder till Starka har ifrågasatt värdet på skjuvhållfastheten för kontaktytor mellan håldäcksplatta och igjutning, vilket grundade idén till detta arbete.

Syftet med arbetet är att utreda fogens bärförmåga med avseende på skjuvspänning längs med fogen. Denna har undersökts genom laborieprovning av tre håldäcksbjälklag, vardera uppbyggda av 5 element med en längd på 1,95 m. Fogens längd, fogens betongkvalitet och armeringsmängd varierar mellan försöken.

För att beräkna skjuvhållfastheten för en betongfog har normen Eurokod 2 Betongkonstruktioner, kapitel 6.2.5 tillämpats. För att uppskatta spänningarna har paralleller gjorts med en böjbelastad balk i stadium ett, två och tre. Vidare har en litteraturstudie gjorts som visar vilka faktorer som påverkar vidhäftningen mellan två betongdelar, gjutna vid olika tidpunkter.

Provningsen gav en uppmätt skjuvspänning på 1,38 MPa i fogen vid brott. Värdena från provningen räknades om till en dimensionerande skjuvhållfasthet på 0,52 MPa, som är tre gånger större än vad provresultatet skulle behöva visa för att motsvara nuvarande dimensioneringskrav i Eurokod. Något egentligt värde på fogens skjuvhållfasthet kunde dock inte fås fram eftersom den begränsande brottmoden var brott i själva håldäcksplattorna.

Nyckelord: håldäcksbjälklag, håldäcksplattor, skjuvhållfasthet, skivverkan, fog, betong.



## **Abstract**

The part of a structure which separates two floors is called a slab. A type of concrete slab that is becoming increasingly popular is hollow core slabs. A hollow core slab consists of slabs of 1,2 m width placed next to each other, and the space that is created between the slabs is filled with concrete after mounting.

The hollow core slab transfers horizontal forces, such as wind load and earth pressure to the stabilizing walls. Diaphragm action in the hollow core slab is a prerequisite for this transmission. Starka Betongement, which is a producer of hollow core slabs, dimensions the joint between the hollow core slabs for a shear stress of 0,15 MPa along the joint, which is recommended according to Eurocode. This value has been questioned by clients of Starka Betongement, a fact that initiated the idea of this work.

The aim of the work is to investigate the shear strength of the joint with respect to shear stress along the joint. This has been examined by laboratory testing of three hollow core slabs, each consisting of five slabs of 1,95 m length. The length of the joint, the quality of the concrete in the joint and the amount of reinforcement were varied in the experiments.

Eurocode 2 chapter 6.2.5 has been used to calculate the shear strength in a joint. To estimate the stresses a beam subjected to bending in stadium one, two and three has been considered. Further, a literature study was performed, to show which factors that affect the bonding between concrete parts cast at different times.

The result of the experiments showed a shear stress of 1,38 MPa in the joint at fracture. The measured values were used to calculate a dimensioning shear strength of 0,52 MPa, which is three times higher than the Eurocode value used today. No actual value of the shear strength of the joint was obtained, since the limiting fracture mode was fracture in the slabs.

Keywords: hollow core slab, shear strength, diaphragm action, joint, concrete.



## **Förord**

Detta examensarbete har utgjort den avslutande delen av högskoleingenjör i byggt teknik vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Examensarbetet har omfattat 22,5 högskolepoäng och har bedrivits från januari till juni 2016. Arbetet har bedrivits i samarbete med Starka betongelement och avdelningen för byggnadsmekanik vid Lunds Tekniska Högskola.

Jag vill tacka min handledare, Susanne Heyden som varit ett enormt stöd i detta arbete. Ett stort tack ska även riktas mot Starka betongelement och Sven Persson som både bidragit med ekonomiskt stöd samt stor kunskap inom området. Jag vill även tacka Per-Olof Rosenqvist som varit till stor hjälp vid det praktiska genomförandet av provningen. Vidare vill jag tacka examinator Professor Per-Johan Gustafsson som delaktig under projektets framfart.

Litteratur har varit en bristvara i projektet, därför vill jag även tacka Svenska Betongföreningen, litteratursponsor.

Helsingborg, maj 2016

*Victor Herdmo*





# Innehållsförteckning

<b>1 Inledning</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 Bakgrund</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2 Syfte</b> .....	<b>1</b>
<b>1.3 Mål</b> .....	<b>1</b>
<b>1.4 Metod</b> .....	<b>2</b>
<b>1.5 Avgränsningar</b> .....	<b>3</b>
<b>2 Prefabricerade betongelement</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1 Förspända håldäckselement – HD/F</b> .....	<b>5</b>
2.1.1 Användningsområde och utformning .....	5
2.1.2 Tillverkning .....	7
2.1.3 Anslutningar .....	10
2.1.4 Montering .....	13
<b>3 Dimensionering</b> .....	<b>17</b>
<b>3.1 Dimensionering för vertikallast</b> .....	<b>18</b>
<b>3.2 Stomstabilisering</b> .....	<b>19</b>
3.2.1 Stabilisering med prefabricerade betongelement .....	20
<b>3.3 Fortskridande ras och olyckslast</b> .....	<b>21</b>
<b>3.4 Brottmoder i betongbalk</b> .....	<b>22</b>
3.4.1 Huvudspänningar i en betongbalk .....	22
3.4.2 Moment och tvärkraftsbrott i balk .....	24
3.4.3 Dymlingsverkan .....	24
3.4.4 Vidhäftningsbrott mellan prefabricerat håldäck och fog. ....	25
<b>3.5 Dimensionering av fog enligt Eurokod</b> .....	<b>25</b>
3.5.1 Eurokod 2, 10.9.3 .....	25
3.5.2 Eurokod 2, 6.2.5 .....	26
<b>4 Samverkan fog och HD/F-plattor</b> .....	<b>29</b>
<b>4.1 Betongens sammansättning och funktion</b> .....	<b>29</b>
<b>4.2 Samverkan betong-betong</b> .....	<b>29</b>
4.2.1 Differenskrämpning .....	30
4.2.2 Mikrosprickor .....	30
4.2.3 Gjuthud .....	30
4.2.4 Renhet .....	31
4.2.5 Vibrering och kompaktering .....	32
4.2.6 Härdning .....	32
4.2.7 Förvattning .....	33
4.2.8 Råhet .....	33
4.2.9 Vidhäftningsbruk .....	33
<b>5 Provning</b> .....	<b>35</b>
<b>5.1 Utformning</b> .....	<b>35</b>
5.1.1 Utformning av håldäcksbjälklag .....	35

5.1.2 Val av stålram.....	37
5.1.3 Utformning av stålram .....	39
<b>5.2 Genomförande .....</b>	<b>40</b>
<b>5.3 Provningsresultat och diskussion.....</b>	<b>47</b>
5.3.1 Försök 1 .....	48
5.3.2 Försök 2 belastning 1 .....	49
5.3.3 Försök 2 belastning 2 .....	52
5.3.4 Försök 3 .....	56
5.3.5 Tryckhållfasthet .....	61
5.3.6 Sammanfattning .....	62
<b>6 Slutsatser och förslag till vidare arbete.....</b>	<b>65</b>
6.1 Slutsatser .....	65
6.2 Förslag till vidare arbete.....	65
<b>7 Litteraturförteckning .....</b>	<b>67</b>
<b>Bilaga A Dimensionering av fogens skjuvhållfasthet.....</b>	<b>69</b>
<b>Bilaga B Dimensionering av provuppställning .....</b>	<b>85</b>
B.1 Dimensionering av håldäcksbjälklag .....	85
B.2 Dimensionering av ram.....	88
<b>Bilaga C Montageritningar och tillverkningsritningar. ....</b>	<b>113</b>

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Det senaste årtiondet har efterfrågan på prefabricerad betong ökat. Detta beror bl.a. på att prefabricerade betongelement ger minskat behov av arbetskraft samt minskad byggtid [1].

Med prefabricerade betongelement menas att elementen gjuts i fabrik och sedan levereras till byggarbetsplatsen där elementen kan monteras direkt. I betongbyggnader med prefabricerad betong används håldäcksplattor i allt större utsträckning. Detta på grund av elementets gynnsamma vikt jämfört med massiva element.

Ett håldäcksbjälklag består av 1,2 meter breda håldäcksplattor. Dessa håldäcksplattor har varierande tjocklek beroende på spännvidd och vertikallast. Håldäcksplattorna ska tillsammans skapa ett håldäcksbjälklag. När håldäcksbjälklaget utsätts för horisontell last från anslutande väggar som är utsatta för vindlast eller jordtryck, ska bjälklaget föra ut lasten till stomstabiliserande väggar som sedan ska föra lasten vidare till grunden. För att detta ska fungera krävs att skivverkan fungerar i bjälklaget. I detta sammanhang kan håldäcksbjälklaget betraktas som en liggande hög balk, med skarvarna mellan bjälklagsplattorna orienterade i balkens höjddled [3].

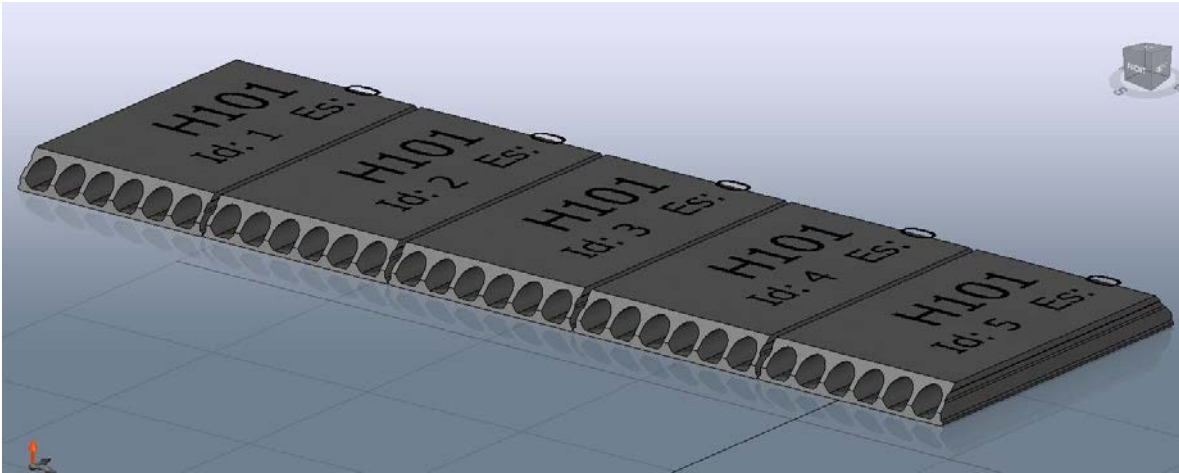
För att kunna föra ut horisontallasten till de stabiliserande väggarna måste skivan klara det moment och den tvärkraft som uppstår. För att klara momentet krävs ett dragband vid håldäckets upplag. Dragbandet består av armeringsstänger och dimensioneras för det moment som bjälklaget ska stå emot. Armeringen placeras i en så kallad K-ände. En K-ände är en håltagning vid håldäcksplattans upplag, Figur 1.1 visar principen. Denna håltagning samt fogarna mellan håldäcksplattorna gjuts igen efter montage. Tvärkraften i skivan måste kunna överföras via dessa igengjutna fogar mellan elementen [3].

## 1.2 Syfte

Arbetets syfte är att utreda bärförmågan med avseende på skjuvspänning längs fogen i fogarna mellan håldäcksplattorna i ett håldäcksbjälklag samt att utreda brottmoder för ett håldäcksbjälklag.

## 1.3 Mål

Målet med arbetet är att mäta skjuvhållfastheten i fogarna mellan håldäcksplattorna och jämföra värdet med normer som t.ex. Eurokod.

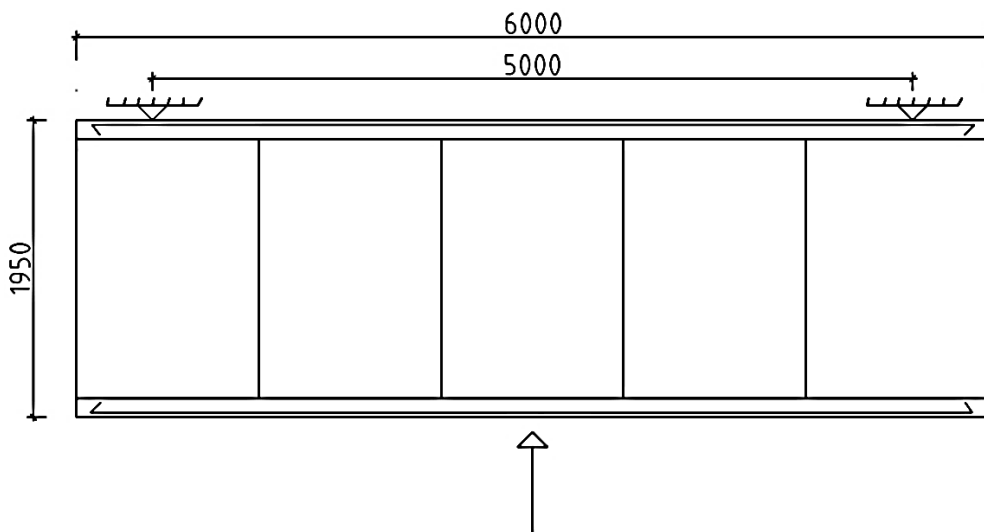


Figur 1.1: Håldäcksbjälklag med K-ände vid upplag.

## 1.4 Metod

En litteraturstudie har utförts för att belysa vilka faktorer som spelar in vid bedömning av ett bjälklags skjuvkraftskapacitet, som exempelvis inverkan av uppbyggnad, bearbetning och efterbehandling av den betongen som gjuts i. Litteraturstudiens uppgift var även att belysa bjälklagets uppgift vid stomstabilisering samt brottmoder.

Mätningar har utförts på tre håldäcksbjälklag. Håldäcksbjälklagen utfördes med K-ände och armering som tar upp det drag som skapas i skivans plan. Efter att armeringen placerats i K-ändan fylldes den med betong. Upplag i form av stålprofiler placerades i håldäckbjälklagets ändar. I motsatt riktning placerades en domkraft som med hjälp av mothåll från två stålprofiler skapade en punktlast på bjälklaget. Figur 1.2 visar provningens upplägg.



Figur 1.2: Principiell utformning av provuppställning.

Med hjälp av en deformationsmätare registrerades bjälklagets brott. Mätdata från experimentet räknades om till skjuvspänning. Detta värde jämfördes sedan med teoretiska metoder som anges i Eurokod.

### **1.5 Avgränsningar**

Fokus i detta arbete är att analysera skjuvhållfastheten i ett håldäcksbjälklag uppbyggt av håldäcksplattor som har en längd på 2 meter och tjockleken 0,2 meter tillverkade av Starka Betongelement. Håldäcksbjälklaget kommer att utsättas för en punktlast på maximalt 400 kN.



## 2 Prefabricerade betongelement

Prefabricering betyder att produktionen flyttas från en provisoriskt etablerad byggarbetsplats till industriell tillverkning där produkten kan produceras och sedan skickas till byggarbetsplatsen för montering. Prefabricering kan t.ex. ske av betong, stål och trä i utförande som balk, bjälklag, pelare och vägg.

Vid tillverkning av prefabricerade betongelement så kan kvalitén höjas hos slutprodukten jämfört med vid platsgjutning. Detta beror på att elementen serietillverkas och att ingående material kan kontrolleras effektivare före användning. Tillverkningen sker också i ett kontrollerat klimat. Arbetsmiljön vid industriell tillverkning är även bättre vilket resulterar i färre olyckor.

Elementen kan efter produktion transporteras till byggarbetsplatsen för montering. Montering sker som en byggsats där de ingående byggnadsdelarna har givna former och mått [1].

Att bygga med prefabricerade element i betong jämfört med platsbyggd stomme minskar behovet av arbetskraft vilket får till följd att produktiviteten på arbetsplatsen ökar vilket i sin tur medför att byggtiderna förkortas. Även rent ekonomiskt är valet av en prefabricerad betongstomme fördelaktigt då den korta byggtiden medför lägre räntekostnad samt lägre arbetsplatsomkostnader [6].

Prefabricerade betongelement kan liksom platsgjutna element dra nytta av betongens goda egenskaper som brandbeständighet, god absorption av luftljud, god värmelagrande förmåga och hög beständighet [1].

Likaså kommer den prefabricerade betongens egenskaper att sammanfalla med betongens dåliga egenskaper. Det gäller då egenskaper som stora koldioxidutsläpp, låg draghållfasthet samt känslighet för drastiska temperaturförändringar.

### 2.1 Förspända håldäckselement – HD/F

#### 2.1.1 Användningsområde och utformning

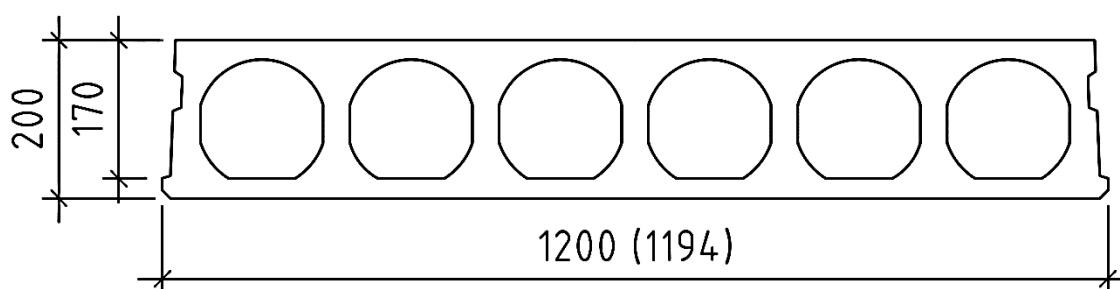
Betongens egentyngd talar emot materialet då egentyngden belastar elementen. Håldäckplattans egenvikt är i förhållande till massiva element dock liten, vilket gör att håldäcksplattor kan användas för en spännvidd på upp till 19 m [6]. Den låga vikten beror på att håldäcksplattan gjuts med cylindriska hålrum i plattans längsriktning. Antalet hål och deras storlek varierar och beror av plattans dimensioner [1].

Håldäcksplattan används som bjälklag och som takkonstruktion i bostäder, skolor, kontor, parkeringshus och industrilokaler [2].

I Tabell 2.1 anges de dimensioner av håldäcksplattor som tillverkas av Starka Betongelement. De mindre dimensionerna har en lägre egentyngd och är lämpliga vid mindre spännvidder i t.ex. bostäder. När spännvidderna ökar kan de grövre dimensionerna 32 och 38 användas, dock har dessa dimensioner en högre egentyngd vilket belastar underliggande konstruktioner mer [1].

Tabell 2.1: Dimensioner och typer av håldäcksplattor producerade av Starka Betongelement [2].

Håldäckstyper	Spännvidder	Beteckningar HD/F b/h
HD/F 120/20	10 m	H - Hål
HD/F 120/20-B	9-10 m	D - Däckelement
HD/F 120/27	12-14 m	F - Förspänt
HD/F 120/27-B	11,5-13 m	b - Elementbredd i cm
HD/F 120/32	15-17 m	h - Elementhöjd i cm
HD/F 120/38	17-19 m	B - Bostadsbjälklag



Figur 2.1: Tvärsnitt håldäcksplatta [2].

Figur 2.1 visar ett tvärsnitt på en håldäcksplatta av dimensionen 120/20. Inom parentes visas byggmått. Alla håldäcksplattor gjuts i betongkvalitet C50/60 [2].

Plattorna är efter tillverkning inte raka i längsriktningen utan har en överhöjning. Överhöjningen skapas då armeringslinorna vid ingjutning spänns upp och efter att betongen uppnått en hållfasthet på 35 MPa spänns armeringslinorna av. Detta medför att betongen dras ihop och en överhöjning skapas på plattorna. Överhöjningen minskar plattans nedböjningar då den vid stora belastningar kan nå en nollpunkt då plattan varken har en överhöjning eller är nedböjd [2].



Elementet tillverkas med en slät undersida som kan utgöra undertak utan vidare behandling. Kanalerna i håldäcksplattan kan användas för installationer av el, avlopp och vatten men även som luftkanal. På detta sätt kan mängden ventilationsrör minskas samt behovet av undertak i bästa fall undvikas. Sidorna av elementet gjuts utefter en speciell profil som möjliggör lyft. Ett speciellt lyftdon gjuts in om plattan sågas i längsgående riktning. Ovansidan av elementet får en borstad, rå yta som efter montering kan gjutas på med betong eller flytspackel för en jämnare yta till golvläggning [1].

Elementet tillverkas med olika armeringsalternativ beroende på last och spännvidd. Elementet tillverkas vanligtvis med förspänd underkantsarmering. Elementen kan även tillverkas med överkantsarmering om drag finns i ovankant, vilket kan förkomma om elementet används som konsol. Elementen kan även utföras med slakarmering över stöd eller armeras i fogarna mellan håldäcksbjälklagen samt i kanalerna för att få plattorna kontinuerliga [2].

Vilket armeringsalternativ som ska väljas bestäms utifrån vilket moment samt nedböjning som skapas av vertikal last. De tre armeringsalternativ som används för HD/F 120/20 visas i Tabell 2.2. F1 är alternativet med minst armering. Vertikal last kan även påverka tvärsnittet så att tvärkraften blir för stor, då kan kanaler i håldäcket gjas igen för att öka betongarean.

*Tabell 2.2: Armeringsalternativ för HD/F 120/20 [2].*

Armeringsalternativ	Armering
F1	7Ø9.3
F2	3Ø12.5 + 4Ø9.3
F3	5Ø12.5 + 2Ø9.3 (Ø9.3 i kanterna)

Håltagning i elementen kan behövas för installationer. Då detta är aktuellt utförs håltagningar i fabrik. Undantag finns då håltagningen är mindre än kanalens bredd minus 40 mm, då utförs håltagningen efter montering. Alla håltagningar bör planeras så att de hamnar i kanalerna för att hållfastheten hos håldäcket inte ska påverkas negativt. Alla håltagningar kontrolleras före utförandet med avseende på bärighet [9].

### 2.1.2 Tillverkning

Håldäcksplattor tillverkas enligt stränggjutningsmetoden. Metoden innebär att ett kontinuerligt element på 120 m gjuts. Elementet kan efter härdning kapas i önskade längder [2].



*Figur 2.2: Rengjord stålform.*

Elementen gjuts mot en stålform enligt Figur 2.2, som har måtten 120x1,2 m. Före gjutning rengörs stålformen från gamla betongrester så att inte oönskat material gjuts in. Ytan oljas sedan in och före gjutning beläggs även ytan med en vattenhinna. Detta utförs för att skapa en slät yta men även för att elementet enkelt ska lossa från formen efter gjutning [5].

Spännarmeringen monteras på banan. Spännarmeringen som används hos Starka Betongelement är av typ lågrelaxtion, en 7-trådig vajerlina av kvalitet Y1860S7. Specifikt för denna typ av lina är att den enbart förlorar 15 procent av sin spännkraft på 50 år [4]. Linan finns i diameter 9,3 och 12,5 mm och kan kombineras i tre olika armeringsalternativ, F1, F2 och F3, där armeringsalternativet bestäms av ansvarig konstruktör [2]. Linorna monteras i en linvagn som löper framför gjutningen. Linvagnens uppgift är att hålla armeringslinorna i rätt läge vid ingjutning [5].

Figur 2.3 visar att gjutmaskinen placeras på en räls som finns intill formen. Maskinen oljas in samt att dess funktion kontrolleras före gjutning [2]. Linorna spänns upp med en domkraft till 1160 MPa [5].



*Figur 2.3: Gjutmaskinen och de förspända linorna på formen.*

Betong blandas på intilliggande betongstation. Betongen som blandas är av kvalitet C50/60 och ska enligt Starkas anvisningar vara jordfuktig med cementhalt på 330-360 kg/m<sup>3</sup> och får max innehålla ballast på 16 mm. Betongen transporteras in i hallen med hjälp av en conveyor. Betongen dumpas i en tratt som med hjälp av en halvportalkran transporterar betongen vidare till gjutmaskinen. Gjutmaskinen glider fram på banan och skapar en komprimerad sträng av betong bakom sig. Betongsträngen kan sedan föras med förtagningar utefter konstruktörens ritningar enligt Figur 2.4. Elementen kontrolleras med avseende på komprimering, fuktighet och form [5].



*Figur 2.4: Borstning, hålltagning och härdning.*

Efter gjutning förses elementen med en täckande plastfilm enligt Figur 2.4 och banan värms upp. Elementens temperatur från inte överstiga 70°C [2]. När

betongen uppnått en hållfasthet på 35 MPa får linorna avspännas. Linorna kan sedan kapas utan att de drar ihop sig. Spänningen i armeringslinorna medför att håldäcksplattan får en överhöjning [5].

Stränggjutningen är fortfarande kontinuerlig och kan efter avspänning kapas upp i önskade längder. Sågning sker med en automatsåg som är försedd med en diamantklinga. Klyvning och snedsågning av elementen kan utföras [5]. Elementen kan efter kapning lyftas med travers och lyftdon. Elementen stuvats i montageordning och transporteras till lagret. Elementen är nu redo för transport till byggplatsen [5].

### 2.1.3 Anslutningar

En anslutning är den zon där två byggnadsdelar möter varandra. En anslutning har stor betydelse för byggnadens kraftspel. En anslutning kan t.ex. fungera som drag-, tryck- och skjувkraftsöverföring mellan olika byggnadsdelar. En anslutning utförs vid håldäcksbjälklag ofta med någon form av armering, placerad i en ursparing som efter montering av elementet gjuts igen [6].

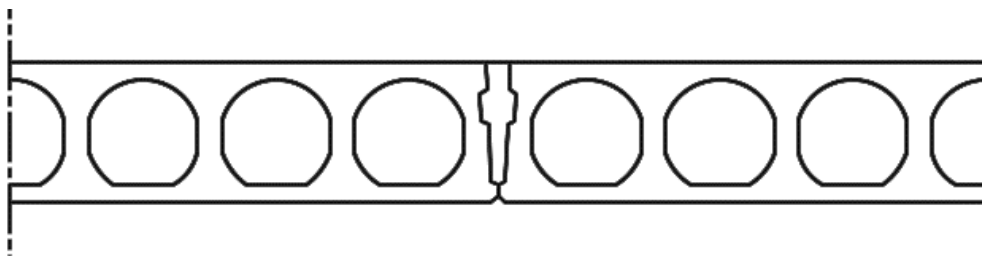
HD/F-plattor måste vara kopplade till varandra för att kunna fungera som en skiva, samtidigt som de måste vara anslutna till övriga byggnadsdelar så som balkar, väggar och pelare. Till skillnad från platsgjutna konstruktioner så har prefabricerade konstruktioner stor komplexitet när det gäller rasriskarmering. Detta då tillverkningsmetoden, stränggjutning, begränsar möjligheten att gjuta in fästplåtar, skruvfästen, kramlor och armering vid tillverkning. Komplexiteten beror även på att prefabricerade betongstommar består av sammansatta delar [6].

För att HD/F-plattorna ska samverka till ett bjälklag som kan överföra horisontalkrafter så krävs ett dragband. Ett dragband sammanfogar alla HD/F-plattorna och fungerar som dragkraftsöverföring tvärs HD/F-plattornas längsriktning. När HD/F-plattorna är upplagda på en stålbalk kan balken utnyttjas som dragband om dubbförbindning finns mellan stålbalk och bjälklag. När HD/F-plattorna är upplagda på en betongvägg eller betongbalk kan dragbandseffekten inte utnyttjas och därför måste istället HD/F-plattorna sammanfogas med armeringsstänger. Armeringsstängerna placeras vid upplaget i en ursparing som kallas K-ände som visas i Figur 2.5. K-änden fylls efter montering med armering och betong [1].



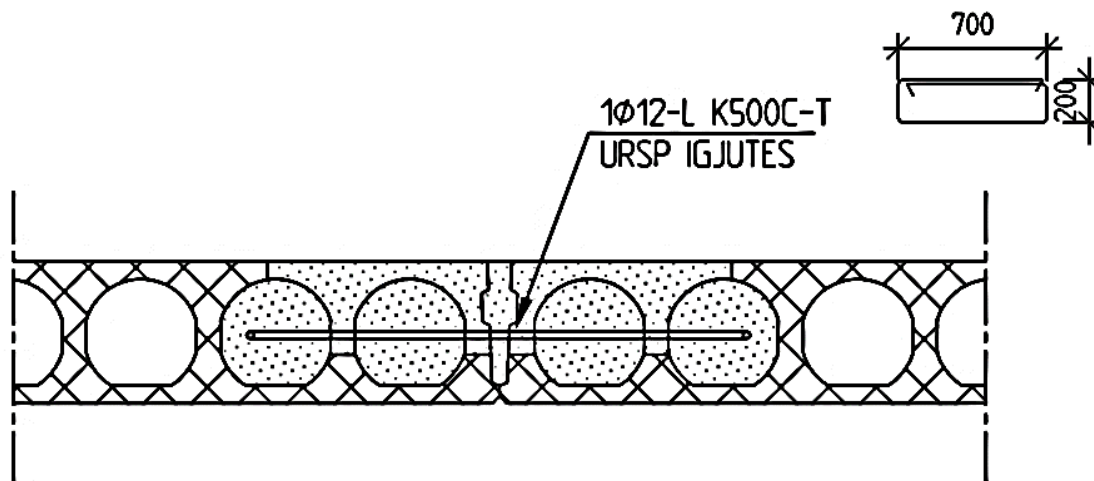
*Figur 2.5: K-ände – ursparing som efter montering fylls med längsgående dragbandsarmering och betong.*

Vid skivverkan i bjälklaget överför fogarna mellan HD/F-plattorna skjuvkraft. Fogen består av fogbruk eller betong. Fogens geometri visas i Figur 2.6 och den har denna form för att möjliggöra lyft med sax. Det är skjuvkraftsöverföring i fogarna som är huvudfokus i detta arbete.



*Figur 2.6: Geometri för ett oarmerat fogtvärsnitt.*

Vid extremt stora skjuvkrafter då fogens kapacitet inte räcker till kan plattor kopplas till varandra med skjuvfriktionsarmering [1]. Armeringen är ett L-järn som placeras vinkelrätt mot fogen i en ursparing som finns i de båda intilliggande håldäcksplattorna. Fogen breddas även till 200 mm, som tillsammans med besparingen fylls med betong efter montering, se Figur 2.7 [4].



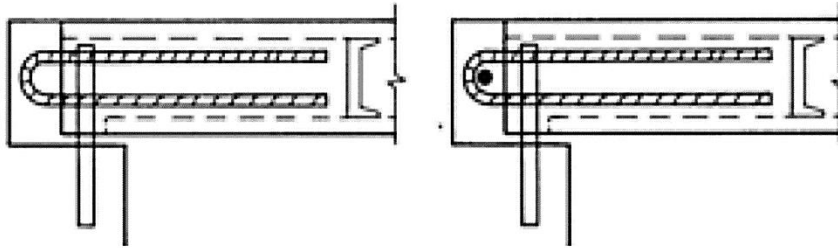
Figur 2.7: Skjuvfriktionsarmering i längsgående fog. Detaljen uppe till höger beskriver utformningen av ett L-järn [4].

Erforderlig upplagslängd för HD/F-plattor enligt svensk betong visas i Tabell 2.3 [7].

Tabell 2.3: Upplagslängder för håldäck.

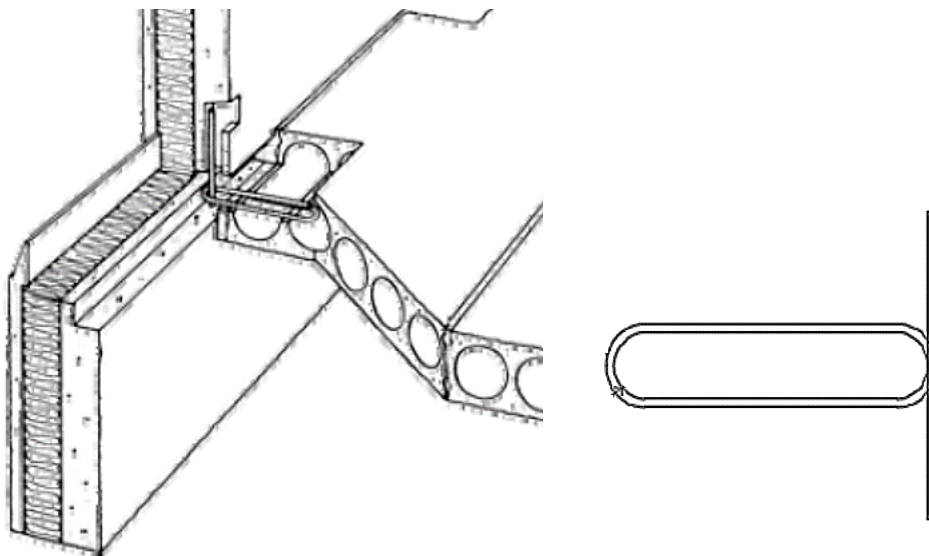
Håldäckstyp	Upplagslängd
HD/F 120/20	60 mm
HD/F 120/27	80 mm
HD/F 120/32 eller 120/38	100 mm

Vid HD/F-bjälklagets upplag måste en anslutning finnas som kopplar samman bjälklaget och upplaget. Infästningen ska överföra de dragkrafter som kan uppstå i håldäcksplattans längsled vid t.ex. ett ras. Anslutningen kan också användas för att förhindra vridning av balken vid osymmetrisk belastning. Anslutningen utförs med dubb och bygelarmering, S-bygel, som gjuts in i kanalerna vilket visas i Figur 2.8. Kanalen är försedd med en ursparing i ovankant så att S-bygeln enkelt kan placeras över dubben, därefter gjuts kanalen igen [6].



*Figur 2.8: Anslutning vid HD/F-bjälklagets upplag, höger bild visar hur dragbandsarmeringen omsluts av bygeln. Ingen K-ände finns då utrymme finns utanför plattan [6].*

HD/F-bjälklaget måste även kopplas samman med den vägg som är parallell med bärriktningen om denna fungerar som en stabiliserande vägg. Detta sker via en anslutning i HD/F-plattans långsida. Anslutningen ska överföra den horisontalkraft som vindlasten skapar till stabiliserande väggar. Anslutningen består av en dubb som fästs i intilliggande vägg eller balk. Över dubben placeras en bygel enligt högra delen av Figur 2.9. Bygeln binder samman bjälklagets kortsida och stabiliserande vägg. Bygeln placeras i längsgående kanal. För att underlätta montering av bygeln så förses håldäcksplattan med en håltagning i ovankant. Ursparingen gjuts sedan igen [3].



*Figur 2.9: Anslutning mellan HD/F-bjälklag kortsida och sandwichvägg samt förstoring av armeringsbygel [11] [2].*

#### 2.1.4 Montering

En montageplan upprättas före montering. Den ska innehålla arbetsmetoder samt metoder för att säkerställa byggnadens stabilitet vid montering. Då arbete med tunga byggelement är en risk för byggarbetarna så måste en arbetsmiljöplan upprättas och en riskanalys måste utföras innan arbetet påbörjas. Analysen ska innehålla:

- Riskinventering
- Riskbedömning
- Riskeliminering

Elementen kan efter produktion levereras med lastbil till byggarbetsplatsen. Elementen lastas på lastbilen i den ordning de ska monteras vilket medför att elementen kan lyftas av och monteras direkt vid leverans [8].

Vid transport kan skador och sprickor uppstå. Därför ska en kontroll utföras före montering. Skador ska bedömas enligt följande [2]:

1. Skador som kan misstänkas påverka bärförmågan såsom större krosskador, stora avflagningar, frilagd armering och sprickor som kan innebära att elementets bärförmåga är nedsatt. Kan skadan med säkerhet ej bedömas vara ofarlig, skall rapportering ske till montageledning och ansvarig konstruktör.
2. Småskador som t.ex. kantskador. Kan en skada med säkerhet betraktas som ofarlig, får den repareras vid lämplig tidpunkt. Ofta återkommande lika fel rapporteras till montageledningen.

Lyftet av HD/F-plattor är beroende av utformning. Lyft kan antingen utföras med sax eller ingjutna DEHA-kulankare. Lyft med sax måste utföras med säkerhetskedja som fångar upp plattan om saxens fäste släpper, vilket visas i Figur 2.10. Säkerhetskedjan får plockas bort då plattan är några centimeter över upplaget, detta för att möjliggöra mindre justeringar av plattans läge. Saxarna får inte placeras mer än 1,2 m från plattans ände. För stort överhäng medför ökad risk för olyckor då avbrytning av plattan kan förekomma eftersom den i regel bara har underkantsarmering.



Figur 2.10: Lyft med sax [8].



Lyft med DEHA-kulankare visas i Figur 2.11 och planeras redan i projekteringen då lyftanordningen gjuts in vid produktion. Plattor som är sågade i längsled eller är kortare än 3,5 m utförs alltid med kulankare, fler fall förekommer.



*Figur 2.11: Lyft med DEHA-kulankare [2].*

Plattorna läggs upp fritt på upplagen. Vid detta tillfälle består byggnaden av separata byggnadsdelar. För att bjälklaget ska fungera som styv skiva och för att last ska kunna föras över och ifrån bjälklaget krävs att HD/F-plattorna kopplas till varandra, detta sker med anslutningar enligt avsnitt 2.1.3.

Armering placeras i ursparingar över dubb. Ursparingar fylls med betong. Betongens hållfasthetsklass ska minst vara C25/30 med konsistens S5 samt kornstorlek på max 8 mm. Betongen vibreras så att alla utrymmen fylls. Vid gjutning av fog ska betongen vara av sådan konsistens att den fyller alla hålrum samtidigt som den inte ska rinna igenom fogen. Bruket komprimeras väl och bruk som runnit igenom fogen torkas bort på undersidan samtidigt som ovansidan av plattan rengörs [2].

Innan betongen härdat och uppnår hållfasthet så är konstruktionen känslig för belastning och risk för fortskridande ras föreligger. Konstruktionen får inte belastas och arbetet med överbyggnad får inte påbörjas förrän hållfastheten uppgår till motsvarande C20/25. Under betongens härdning ska den hållas fuktig så att processen inte medför krympsprickor mellan igjutning och element. Under följande kapitel benämns detta som differenskrämpning [13].

Håldäcksplattorna ska efter montering förses med dräneringshål, som ska finnas i varje kanal 1,2 m från upplaget. Hålens uppgift är att leda bort eventuell byggfukt eller annan fukt som samlats i kanalerna.

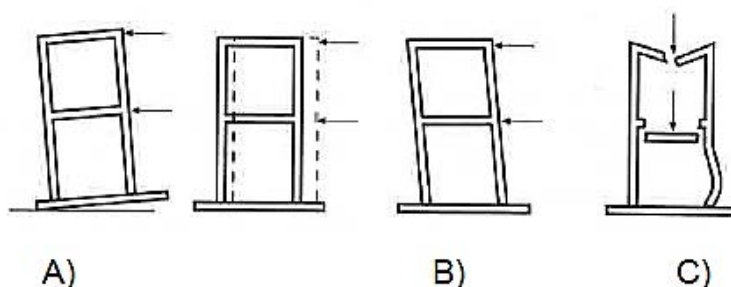


### 3 Dimensionering

Dimensionering innebär valet av dimensioner och materialkvaliteter samt en uppskattning av de faktorer som påverkar konstruktionens bärförmåga och användning.

Utformning och val av dimensioner grundas i de krav som ställs på konstruktionen. Krav kan delas in enligt följande;

- Krav som omfattar brott och svåra skador som inte får förekomma i konstruktionen. Detta kallas brottgränstillståndet.
- Krav på konstruktionens funktion vid normal användning, såsom t.ex. styvhet i bjälklag. Detta kallas bruksgränstillståndet.



Figur 3.1: Olika begränsande fenomen [12].

Figur 3.1 visar en sammanställning av olika begränsande fenomen för en konstruktion.

- A) Övergripande stabilitet – hela konstruktionen välter eller glider ifrån sitt underlag. Konstruktionen kan utformas med tung grundläggning eller förankring i undergrunden för att förbygga detta brottutfall.
- B) Inre stabilitet – handlar om att konstruktionen inte kan bibehålla sin form vid belastning. Konstruktionen faller ihop som en mekanism. Konstruktionen kan stabiliseras enligt avsnitt 3.2 med skivverkan, ramverkan och fackverk.
- C) Hållfasthet hos enskilda element – betyder att hållfastheten hos ett enskilt element överskrids och materialet går till brott. Brottet är beroende av lasttyp och kan vara drag- eller tryckbrott, knäckning, böjbrott, skjuvbrott eller vridning. Ett enskilt element kan även begränsas av att deformationerna blir för stora. [12]

Förutsättningar för dimensionering innehåller alltid ett visst mått av osäkerhet, vilket medför att dimensioneringen innehåller osäkerheter. En risk att kraven på byggnadsverket inte bli uppfyllda finns. Därför måste vikten av kravet anges.

Vid dimensionering används säkerhetsfaktorer som beaktar osäkerheten vid dimensionering, osäkerhet som uppkommer då exakt kunskap inte finns angående belastningar, lastöverföring och ingående materials hållfasthet. Exempelvis så dimensioneras en byggnadsdel med avseende på bruks- och brottgränstillstånd där den dimensionerande lasten är en summa av säkerhetsfaktor multiplicerat med karakteristiska laster, där säkerhetsfaktorerna är olika beroende på dimensioneringstillstånd.

Krav som kan medföra risk för brott och därmed påverka människors liv och hälsa regleras enligt lagen och offentliga förordningar. Detta behandlas av Boverket som bestämmer regler vid uppförande, tillbyggnad samt ändring av byggnadsverk. Boverkets regler ansluter till sameuropeiska konstruktionsstandarder, Eurokod, som innehåller internationella bestämmelser [11].

### 3.1 Dimensionering för vertikallast

Håldäcksplattor dimensioneras för vertikal last för att säkerställa deras hållfasthet. Vertikala laster uppkommer t.ex. av konstruktionens egentvungd och nyttig last. Storleken av den nyttiga lasten beror av byggnadens användning, där byggnader med stor rörelse av människor eller t.ex. lagerlokaler utsätts för mer last. I bostäder dimensioneras bjälklagen för en karakteristisk last på  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Värdet ökar succesivt med antalet människor i byggnaden och i butiker dimensioneras bjälklagen för en karakteristisk last på  $4,0 \text{ kN/m}^2$ .

En håldäcksplatta av dimensionen 120/20 har en egenvikt på  $261 \text{ kg/m}^2$  och då håldäcken är fogade uppskattas egenvikten till  $273 \text{ kg/m}^2$ .

Håldäcksplattor dimensioneras för moment, tvärkraft och nedböjning, där moment- och tvärkraftsdimensionering sker i brottgränstillståndet och nedböjningen beräknas i bruksgränstillståndet. Tabell 3.1 visar bärförmåga för olika armeringsalternativ för HD/F 120/20.

*Tabell 3.1: Dimensionerande moment- och tvärkraftskapacitet för en håldäcksplatta av dimension 120/20.*

HD/F 120/20				
Försp.	Antal linor	$M_u$ (kN/m)	$M_r$ (kN/m)	$V_u$ (kN)
F1	7Ø9.3	90	80	88
F2	3Ø12.5 + 4Ø9.3	115	94	89
F3	5Ø12.5 + 2Ø9.3	130	102	90

$M_u$  är momentkapaciteten i brottgränstillståndet.

$M_r$  är momentkapaciteten i bruksgränstillståndet.

$V_u$  är tvärkraftskapacitet i brottgränstillståndet.

Tabell 3.1 förutsätter att plattans egentygnd inte räknas med vid framtagning av föreliggande moment eller tvärkraft.

Momentet som uppstår i plattan medför ett drag i underkanten. Draget tas upp av armeringslinor. Tabell 3.1 visar att momentkapaciteten ökar med ökad armeringsmängd. Storleken på tvärkraftskapaciteten är beroende av mängden betong som plattan innehåller. Bostadsplattan 120/20-B innehåller mer betong och lika mängd armering, vilket medför att tvärkraftskapaciteten uppgår till 142 kN istället för 90 kN samtidigt som momentkapaciteten förblir konstant.

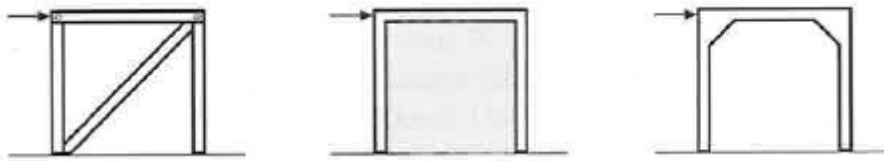
Nedböjningen är ett funktionskrav och bestäms av beställaren. Gränsvärden för nedböjningen nämns även i Eurokod. Nedböjning kontrolleras med avseende på kort- och långtidsdeformationer.

### **3.2 Stomstabilisering**

Med stomstabilisering menas att den bärande konstruktionen ska stå emot horisontella krafter. Horisontella krafter uppkommer t.ex. av vind, jordtryck och snedställningskrafter. Stomstabilisering utförs för att bibehålla inre stabilitet hos konstruktionen.

Principer för stomstabilisering är fackverk, ramverkan och skivverkan, Figur 3.2. Vanligt förekommande är att alternativen kombineras för att ge stabilitet till en konstruktion. Hallbyggnader kan t.ex. stabiliseras genom skivverkan i taket samt bjälklag och fackverk i väggarna eller så kan konstruktionen utföras med fackverk i både väggar och tak [11].

Då horisontell last som vindlast angriper en byggnads väggar skall denna last via det stomstabiliserande systemet föras ner till grunden. Då horisontell last exempelvis belastar långsidan förs den över till grund respektive takkonstruktion beroende på långsidans infästningsförhållanden. Lasten överförs via infästning till takkonstruktionen. Takkonstruktionen överför via skivverkan eller vindförband lasten till stomstabiliserande gavelväggar. Gavelväggarna ska sedan föra lasten vidare ned i grunden.



Figur 3.2: Stomstabilisering med fackverk, skivverkan och ramverkan [12].

### 3.2.1 Stabilisering med prefabricerade betongelement

I hus med prefabricerade betongelement utnyttjas ofta skivverkan i horisontella och vertikala element. En skiva kännetecknas av att den är styv vid belastning i sitt eget plan men mycket vekare vinkelrät skivans plan, dessa egenskaper utnyttjas vid stabilisering med prefabricerade betongelement.

Vid stomstabilisering med prefabricerade betongelement överförs horisontalkrafter från vägg via tak och bjälklag till stabiliserande vertikala element och vidare ner i grunden. De vertikala elementen kan bestå av väggskivor, trapphus och hisschakt där de alla har den gemensamma nämnaren att de medför skivverkan. Principer för stomstabilisering med vertikala skivor är följande [11]:

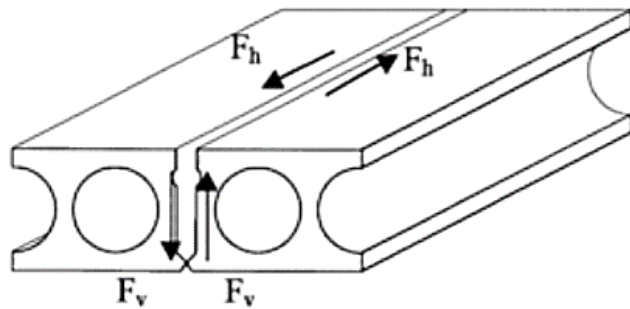
- Det ska finnas minst tre väggskivor eller fackverksenheter som inte får skära varandra i samma punkt
- De stabiliserande elementen ska placeras så långt från byggnadens centrum som möjligt.

För att de olika elementen ska kunna överföra krafter via skivverkan krävs att de kopplas till varandra [11]. Anslutningarna sker enligt kapitel 2.1.3.

När det gäller stomstabilisering med horisontella element i prefabricerade betonghus används håldäck som bjälklag och takkonstruktion. Håldäcket ska överföra de horisontella krafter som skapats mot anbläst vägg till stomstabiliserande vägg. När håldäcket ska dimensioneras för horisontella krafter kan håldäcksskivan beaktas som en balk upplagd på gavelväggarna, där vind skapar en jämnt utbredd last på balken. Kraftfördelningen mellan tak och grund eller grund och bjälklag beror av väggpartiets infästning. Om väggen antas vara fritt upplagd i grund och topp så kan linjelasten,  $q$  (kN/m) på bjälklagsskivan beräknas som  $Q$  (kN/m<sup>2</sup>) multiplicerat med halva våningshöjden.

Momentet i skivan beräknas enligt  $M_{max} = \frac{qL^2}{8}$ , där  $L$  är längden på skivan. Ett håldäcksbjälklag består av håldäcksplattor och för att de ska samverka krävs ett dragband som tar upp det drag som uppstår i skivans plan.

Då skivan utsätts för en linjelast blir tvärkraftsfördelningen över skivan linjär och störst vid upplagen [11]. Tvärkraftsöverföringen sker i fogen mellan HD/F-plattorna. För att överföring ska ske krävs att fogen mellan håldäcksplattorna fylls med fogbruk eller betong. Figur 3.3 visar den vertikala och horisontella tvärkraftsöverföringen i fogen.



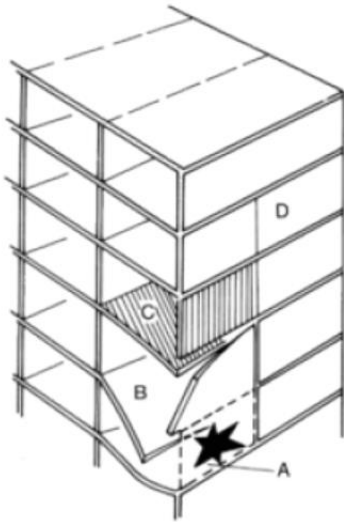
Figur 3.3: Krafter i fogen orsakade av horisontell och vertikal last [6].

Kraftöverföring sker mellan fog och prefabricerade betongelement. Kraftöverföringen sker mellan betonger gjutna vid olika tillfällen vilket medför försvagningar jämfört med en solid gjutning. Fogen ska överföra den tvärkraft som horisontell och vertikal last skapar. En svag länk i detta sammanhang är tvärkraftsöverföringen i horisontell led  $F_h$ .  $F_h$  är tvärkraften i fogen som skapats av horisontella krafter. Tvärkraften skapar skjuvspänning i fogen. När skjuvhållfastheten i fogen överskridits glider plattorna i förhållande till varandra. Bindningen mellan prefabricerad betong och senare igjuten betong har då släppt. Skivans förmåga att bära tvärkraft har då gått förlorad.

Denna förmåga hos håldäcksbjälklag att överföra skjuvkraft i fogarna, som är nödvändig för bjälklagets stomstabiliserande funktion, är fokus för detta arbete. Kommande kapitel kommer behandla faktorer som påverkar samverkan mellan betong och betong gjutna vid olika tillfällen.

### 3.3 Fortskridande ras och olyckslast

Vid dimensionering och val av anslutning mellan prefabricerade betongelement skall risken för olyckslast och fortskridande ras beaktas. Principen är att anslutningarna ska dimensioneras för den olyckslast som kan uppstå vid t.ex. explosion eller vid påkörning av fordon. Skada som uppstår vid olyckslast får inte leda till ett fortskridande ras, d.v.s. att de delar av byggnaden som inte är i omedelbar anslutning till skadan får inte kollapsa. För att en stomme av prefabricerad betong inte ska rasa då ett element faller bort krävs att omgivande konstruktionsdelar samverkar och kan bära lasten även om ett bärande element faller bort [11]. Figur 3.4 beskriver hur en konstruktion ska fungera vid olyckslast för att undvika fortskridande ras.



- A) Primärt skadeområde med element som är direkt utsatt för olyckslast.
- B) Sekundärt skadeområde stor risk för personskada.
- C) Område med stora permanenta deformationer och liten risk för personskada.
- D) Område som förblir opåverkat [1].

Figur 3.4: En konstruktions funktion vid olyckslast [1].

Dimensionering av håldäckens anslutningar görs även med avseende på fortskridande ras. Plattor som förankras mot upplaget ska dimensioneras för en kraft på minst 20 kN/m [1].

Dragband dimensioneras även med avseende på fortskridande ras. Vid en yttervägg ansluter håldäcksplattor till upplaget från ett håll och därför dimensioneras håldäcksplattorna för en last på [2]:

$$F = 10 \text{ kN/m} \cdot l \geq 70 \text{ kN}$$

Där  $l$  är spännvidden på anslutande håldäcksplattor.

Ett dragband över ett upplag där håldäcksplattor ansluter från två håll är vanligt förekommande över en bärande innervägg. Ett dragband av detta slag ska dimensioneras för en kraft på [2]:

$$F = 20 \text{ kN/m} \cdot \frac{(l_H + l_V)}{2} \geq 70 \text{ kN}$$

Där  $l_H$  och  $l_V$  är spännvidden på anslutande håldäcksplattor till höger och till vänster.

### 3.4 Brottmoder i betongbalk

I de försök som genomförs belastas ett håldäcksbjälklag i sitt eget plan. Bjälklaget kan betraktas som en balk, och olika brottmoder i en betongbalk kan därför ge information om möjliga brottmoder även i bjälklaget.

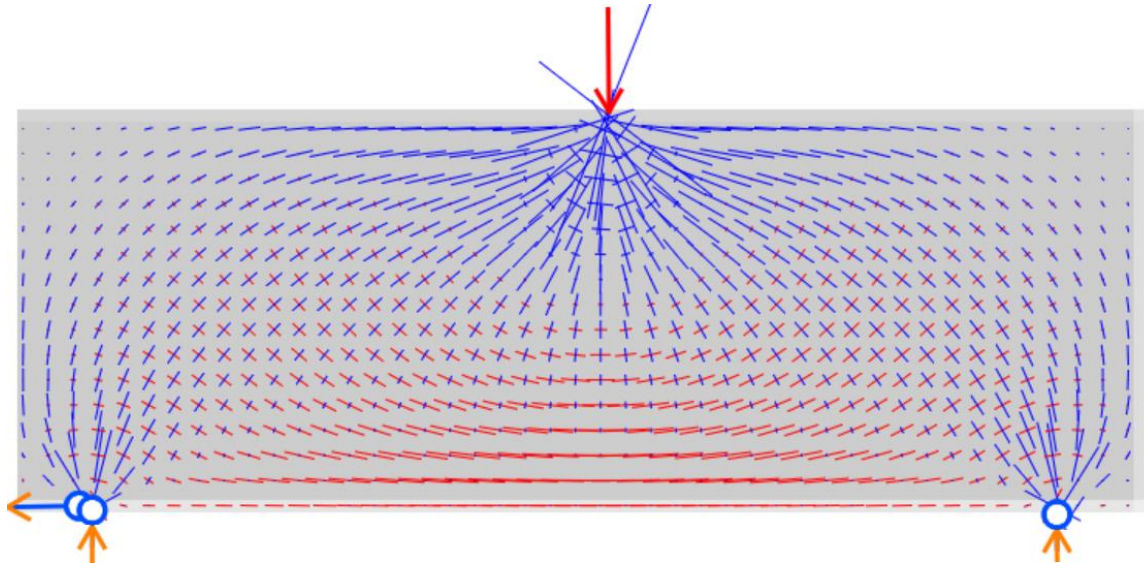
#### 3.4.1 Huvudspänningar i en betongbalk.

Brottet som förväntas vid provningen är beroende av spänningarnas storlek samt deras riktning i håldäcksbjälklaget. Håldäcksbjälklaget kan förenklat ses som en balk. Då ett bjälklag utsätts för en punktlast kommer dragspänningar

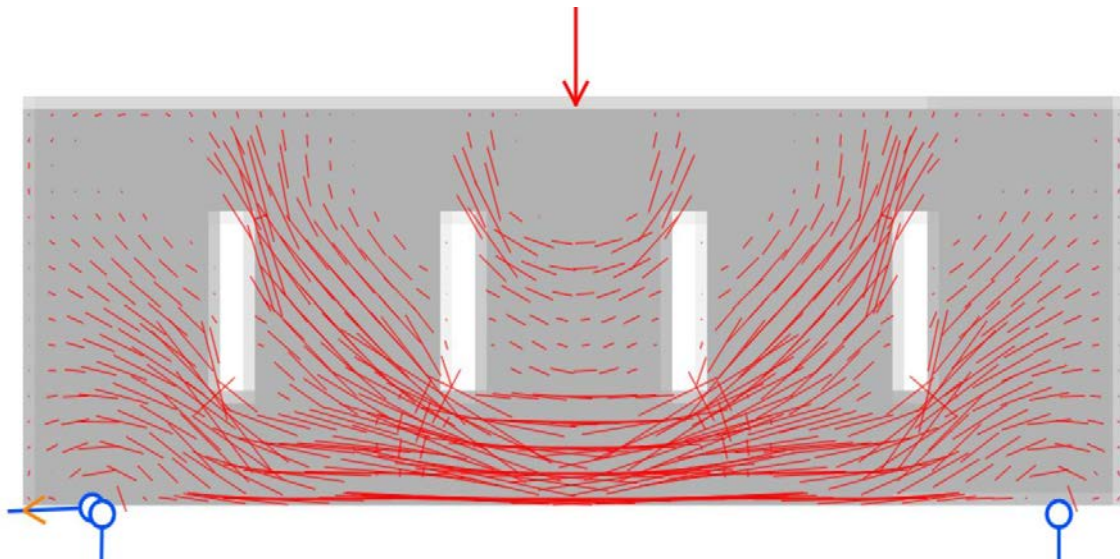


att uppstå i balkens underkant och tryckspänningar i balkens ovkant. Figur 3.5 visar huvudspänningarna i ett homogent gjutet bjälklag, där dragspänningarna är röda och tryckspänningarna blåa. Huvudspänningarnas riktning anges av linjernas riktning och spänningarnas storlek beskrivs av linjernas längd. Tryckspänningarna är stora vid punktlasten och vid upplag och i mitten på balkens underkant finns stora dragspänningar.

I Figur 3.5 och 3.6 visas huvudspänningarna som tagits fram med hjälp av ForcePAD [18], för bjälklag med form enligt provkropparna i detta arbete.



Figur 3.5: Huvudspänningar i ett betongbjälklag.



Figur 3.6: Huvuddragspänningar i ett håldäcksbjälklag med igjutning endast kring K-ände.

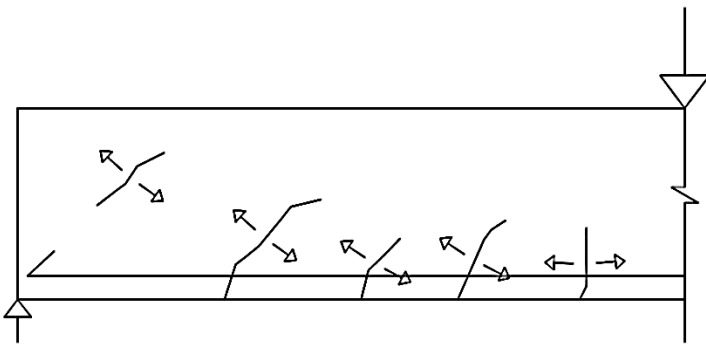
När dragspänningen överskrider draghållfastheten uppkommer sprickor, som om armering saknas kan leda till brott. Figur 3.6 beskriver dragspänningarna i ett håldäcksbjälklag då igjutningen minskats till 50 procent av total foglängd.

Brottet kan inträffa där momentet är som störst, mitt på balken, eller så kan brottet uppkomma av sprickor som spricker upp mellan punktlast och upplag. Då betongen är svag mot drag uppkommer sprickor då betongens draghållfasthet uppnåts. Sprickor kommer att uppstå vinkelrätt mot draghuvudspänningarnas riktning i Figur 3.5. Sprickornas riktning är olika beroende på var på balken de uppkommer, böjsprickor uppkommer mitt på balken där momentet är stort och skjuvsprickor uppkommer av samverkan mellan moment och tvärkraft och uppkommer därför mellan upplag och punktlast [11].

### 3.4.2 Moment och tvärkraftsbrott i balk

Rena böjsprickor uppkommer i balkens underkant där momentet är som störst och växer sedan uppåt, se Figur 3.7. Då sprickan uppkommer blir armeringen verksam och begränsar sprickvidden. Sprickorna blir då fler eller så ökar sprickvidden. Armeringen tar allt drag och då armeringens flytspänning uppnås ökar risken för dragbrott i armeringen. Betongen tar i detta tillstånd nästan enbart tryckspänning och då tryckspänningarna ökar och betongen tryckhållfasthet överstigs krossas betongen i ovankant.

Böjskjuvsprickor är sprickor med sned lutning som uppkommer mellan upplag och punktlast. Böjskjuvsprickor är ett utfall av samverkan mellan moment och tvärkraft. Även rena skjuvsprickor uppkommer runt upplaget där tvärkraften är som störst.



Figur 3.7: Sprickbildning i balk.

### 3.4.3 Dymlingsverkan

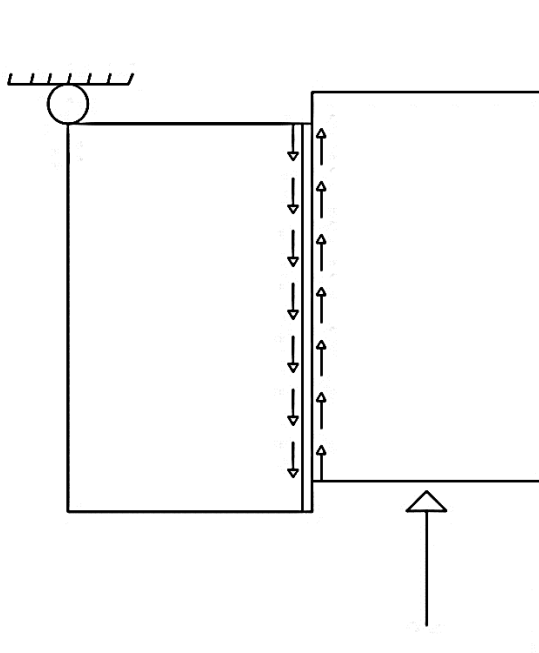
När skjuvsprickor uppstår kan nya kraftöverföringsmekanismer uppstå som medför att balken fortfarande kan bära last. Exempel på sådana kraftöverföringsmekanismer är [11]:

- Dymlingskrafter i dragarmeringen, tvärkraft som armeringsjärnet kan bära. Begränsas av den kraft som skjuvar armeringsjärnet.
- Friktion mellan ytor i sprickan.

- Motstånd i tryckspänningszon, avskjuvning och avknäckning av betong i tryckt zon medför motstånd.

### 3.4.4 Vidhäftningsbrott mellan prefabricerat håldäck och fog.

Bjälklaget består inte av en homogent gjuten betong utan av håldäcksplattor där fogen mellan håldäcksplattorna sammanbinder plattorna med senare igjuten betong. Fogen mellan håldäcksplattorna ska överföra tvärkraft som skapats i bjälklaget p.g.a. horisontella krafter. Tvärkraften skapar skjuvkrafter mellan håldäcksplattorna som fogen ska överföra mellan dem. Figur 2.6 beskriver fogens tvärsnitt. Vidhäftningsbrott kan uppstå mellan igjutning och prefabricerad håldäcksplatta, brottet uppstår då vidhäftningens skjuvhållfasthet överskrids, vilket medför att håldäcksplattorna glider i förhållande till varandra, Figur 3.8 beskriver brottet. Faktorer som påverkar vidhäftningen mellan betong gjuten vid olika tidpunkter beskrivs i kapitel 4 [14]. Om vidhäftningen i fogen är mycket god skulle brott även kunna ske i den igjutna betongen.



Figur 3.8: Vidhäftningsbrott mellan håldäcksplatta och igjutningsbetong i fog.

## 3.5 Dimensionering av fog enligt Eurokod

I Eurokod 2 finns beskrivet hur betongkonstruktioner ska dimensioneras. Det finns två olika avsnitt som kan vara relevanta för att beakta skjuvspänningen mellan betong gjuten vid olika tidpunkt [16].

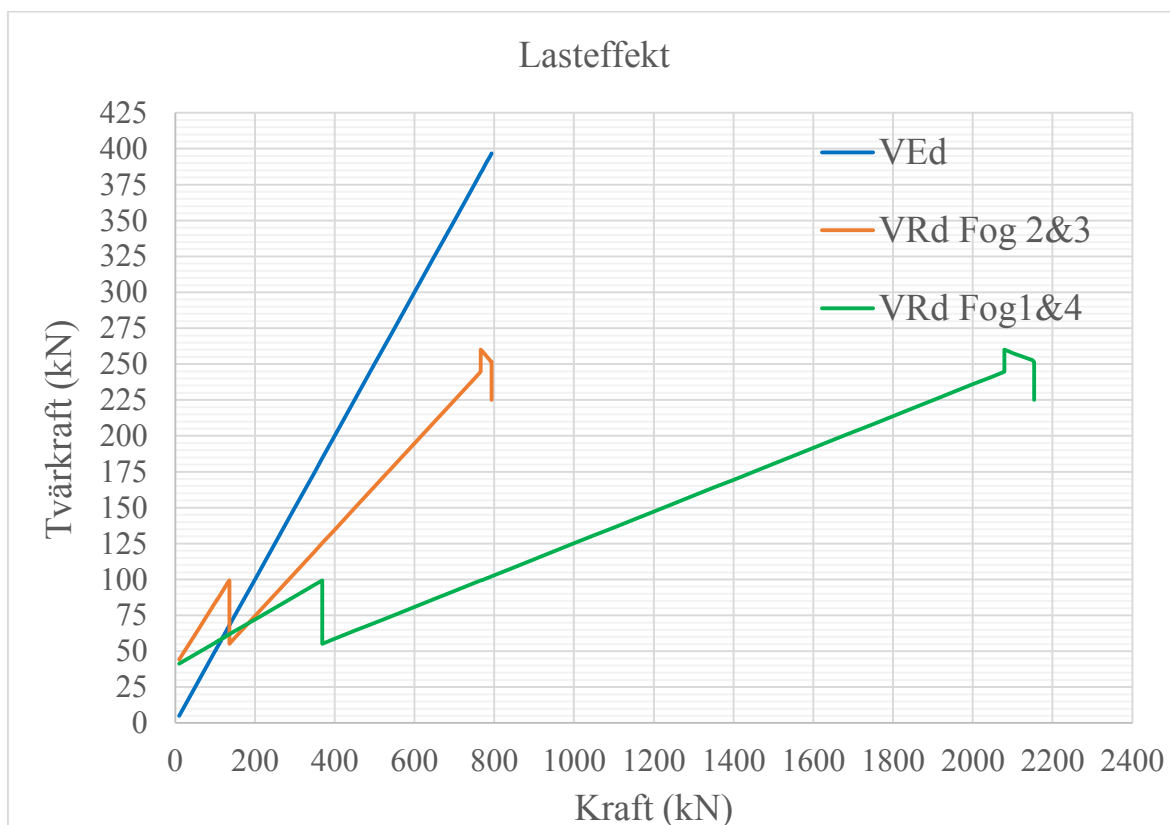
### 3.5.1 Eurokod 2, 10.9.3

I Eurokod 2, kapitel 10.9.3 beskrivs att en fog mellan förtillverkade bjälklagselement kan bära en skjuvspänning längs med fogen på 0,10 MPa vid

en mycket slät skjuvyta och 0,15 MPa vid slät och rå skjuvyta. Definition av ytans kategorisering sker i tabell 8.1 i normen, där det framgår att en yta som gjuts med stränggjutningsmetod, som en håldäcksplatta, kategoriseras som en slät yta och därmed får en skjuvhållfasthet på 0,15 MPa tillgodoräknas.

### 3.5.2 Eurokod 2, 6.2.5

Skjuvspänningen i en fog mellan betong gjuten vid olika tillfällen kan även dimensioneras enligt kapitel 6.2.5 i Eurokod 2. Avsnittet är inriktat mot pågjutning av ett nytt lager betong på t.ex. ett bjälklag, men det anges även att synsättet kan tillämpas på fogar mellan prefabricerade betongelement. Med hjälp av Eurokod 6.25 beräknas skjuvhållfastheten för fogarna, beräkningarna presenteras i Bilaga A. I Figur 3.9 visas tvärkraft (lasteffekt) och tvärkraftskapacitet som funktion av den yttre lasten. Där tvärkraftskurvan skär kurvan för bärförmåga uppstår alltså brott enligt denna teori. För alla fogar inträffar detta redan i stadium 1.



Figur 3.9: Tvärkraftskapaciteten,  $V_{Rd}$  för samtliga fogar i förhållande till föreliggande tvärkraft  $V_{Ed}$  alla som funktion av lasten, kapaciteten baserad på betongens dimensionerandedraghållfasthet.

I Tabell 3.2 visas en sammanställning över vid vilken tvärkraft och genomsnittlig skjuvspänning brott sker. Denna beräkning är på osäkra sidan på så sätt att skjuvkraften har antagits fördela sig över fogenslängd på samma sätt som bärförmågan varierar längs med fogens längd.

*Tabell 3.2: Tvärkraften då tvärkraftskapaciteten överstigs.*

Fog	Tvärkraft	Skjuvspänning
1 och 4	59 kN	0,178 MPa
2 och 3	68 kN	0,205 MPa



## 4 Samverkan fog och HD/F-plattor

### 4.1 Betongens sammansättning och funktion

Betong är ett kompositmaterial, en sammansättning av cementpasta och ballast. Cementpastan består av cement och vatten och utgör bindemedel mellan ballasten i betongen. Ballasten består av grus och sten. Kombination av kornfraktioner i betongen ska utföras så att hålrum minimeras. Hålrum mellan stenar ska fyllas med mindre stenar. Hålrum mellan mindre stenar ska fyllas med grus o.s.v. Hålrum som återstår efter en jämn kornfaktionsuppdelning fylls med cementpasta, som även omsluter varje korn [13].

Hydratation är en kemisk reaktion som sker mellan vatten och cement. Reaktionen medför att betongen stelnar och uppnår hållfasthet. Förhållandet mellan andelen vatten och cement kallas vattencementtal och förkortas *vct*. Förhållandet mellan vatten och cement ska vara på sådant sätt att reaktionen mellan dem blir fulländad. I genomsnitt binder 1 kg betong 0,25 kg vatten vid fullständig hydratation. Detta medför ett *vct* på 0,25 [13].

Andelen cement styr värmeutvecklingen under reaktionsprocessen. Då för stor mängd cement används kan höga temperaturer uppstå i betongen och vid avsvälning krymper betongen och då skapas sprickor. Sprickor som kan förekomma är ytsprickor men även genomgående sprickor [13].

Då andelen vatten är för liten medför detta en ökad risk för uttorkning hos betongen. Vatten ska finnas i rätt mängd och under tillräckligt lång tid annars blir uttorkning en konsekvens. Uttorkning sker då den relativa fuktigheten i betongen understiger 80 procent. Uttorkningen medför bristande härdning vilket medför lägre hållfasthet än avsett [13].

Reaktionen mellan cement och vatten innebär att fritt vatten övergår till kemiskt bundet vatten. För stor vattenmängd medför ökad andel hålrum, kapillärporer, i cementpastan. Detta medför att permeabiliteten ökar och betongens hållfasthet samt beständighet minskar [13].

Ballastpartiklarna är i allmänhet starkare än cementpastan. Om betongen är ordentligt komprimerad blir betongen hållfasthet helt beroende av cementpastans hållfasthet [13].

### 4.2 Samverkan betong-betong

Under en intervju med Johan Silfwerbrand [15] berättar han att fogens brott med avseende på skjuvning kan delas in i två stadier. Det första stadiet är beroende av vidhäftningen mellan fogyta och igjuten betong. Andra stadiet uppkommer då vidhäftningen helt är bruten. I andra stadiet beaktas ren

friktion mellan fogyta och igjutning, där råheten hos fogytan, förtagningar och tvärgående armering i fogen spelar in.

Mycket litteratur inom området behandlar pågjutningar vid renovering och avjämning av håldäcksplattor i planet. Denna litteratur är ändå relevant då den behandlar vidhäftningen mellan två ytor som gjutits vid olika tillfällen vilket detta arbete också behandlar, dock vidhäftning mellan två vertikala fogytor.

Vidhäftning mellan befintlig betong och pågjutning beror på igjutningens egenskaper, ytornas renhet, betongens bearbetning, efterbehandling samt härdningstid [14].

#### 4.2.1 Differenskrämpning

I en betongkonstruktion gjuts två prefabricerade betongelement ihop. Konstruktionen kommer att bestå av betong gjuten vid olika tillfällen samt att betongen kommer att ha olika recept. Byggnadsdelarna kommer att få olika krämpning då de befinner sig olika långt in i härdningsprocessen men även på grund av att deras uppbyggnad är olika. Skillnaden mellan den befintliga betongen och den igjutna betongens krämpning kallas differenskrämpning [14].

Om vidhäftningen mellan fogyta och igjuten betong ska kvarstå krävs att ytorna rör sig lika mycket. Igjutningen strävar efter att förkorta sig då den vid krämpning svalnar och avger fukt. Samma strävan finns inte hos den befintliga fogytan då denna yta befinner sig längre in i härdningsprocessen. Dragspänningar kommer att uppstå i igjutningen då den rör sig mindre än vad den strävar efter. Tryckspänningar kommer att uppstå i den befintliga fogytan. Då betong är stark mot tryck och svag mot drag kommer detta att medföra att den dragna igjutningen spricker [14].

Igjutningens krämpning kan begränsas genom att styra dess uppbyggnad. Uppbyggnad bör väljas så att betongreceptet överensstämmer med fogytans. Om samma bergart väljs så fås ingen skillnad i längdutvidgning och därmed inga inre spänningar vid temperaturförändringar. Om elasticitetsmodulerna är lika blir följderna en jämn lastfördelning [14].

#### 4.2.2 Mikrosprickor

Mikrosprickor är sprickor i den befintliga betongens fogyta som försvagar ytskiktet hos motgjutningen. Skiktet av sprickor kan lossna från befintlig betong före vidhäftningen spricker. Motgjutningsytan ska därför före gjutning vara ren och fri från mikrosprickor vilket kan uppnås genom vattenbilning som följs av renspolning [14].

#### 4.2.3 Gjuthud

Vid gjutning skapas ett lager av lägre hållfasthet närmst överytan. Lagret kallas gjuthud och skapas på grund av densitetsskillnader mellan cementbruket



och ballastmaterialet. Ytan består av cementpasta som stigit till ytan, vars hållfasthet är lägre. Gjuthuden har lägre hållfasthet än betongen och måste därför avlägsnas för att god vidhäftning ska uppnås mellan betongytorna. Gjuthuden är bara några millimeter tjock och sandblästring används för att avlägsna den. Figur 4.1 beskriver gjuthuden uppe på en håldäcksplatta och i fogen [14].



*Figur 4.1: Gjuthud uppe på och i fogen på en håldäcksplatta.*

#### 4.2.4 Renhet

Smuts och lösa partiklar kan helt förstöra vidhäftningen då partiklar kommer mellan igjutning och befintlig fogyta. Ytans renhet är alltså en viktig faktor för en lyckad pågjutning [14]. Figur 4.2 beskriver smuts och lösa partiklar i fogen på en håldäcksplatta. Figuren visar även ballast som är omsluten av cementpasta men som hamnat mot formytan och därför inte blivit en del av elementets betong.



*Figur 4.2: Smuts, lösa partiklar och ballast i fogen på en håldäcksplatta.*

#### 4.2.5 Vibrering och kompaktering

Att gjutningen vibreras och kompakteras väl är ytterligare en viktig faktor för en framgångsrik vidhäftning. En väl vibrerad betong medför att betong rinner ut och fyller upp hålrum i motgjutningen. Om fogytan har grov yta ökar risken för att betongen inte kan nå dessa område vilken medför att luftfickor uppstår i den grova ytans lågpunkter [14].

#### 4.2.6 Härdning

En långsam härdningsprocess minskar riskerna för krympsprickor samt uttorkningssprickor. Förhållandet mellan vatten och cement,  $vct$ , ska vara så att inte en kraftig värmeutveckling uppstår samt att uttorkning inte sker. Krympningen hos igjutningen får ett långsammare förlopp vilket medför att spänningarna från differenskrampningen minskar samt att betongen vid detta skede har större draghållfasthet [14].

#### 4.2.7 Förvattning

Vidhäftningen är även beroende av fukttillståndet hos fogytan vid gjutningstillfället. En allt för torr fogyta skulle vid igjutning suga till sig vatten från den igjutna betongen vilket skulle medföra att fukttinnehållet i betongen skulle minska. Minskad vattenmängd skulle i så fall innebära porer i den pågjutna betongen och därmed minskad vidhäftning.

För att undvika att fogytan suger upp vatten rekommenderas förvattning av fogytan. Fogytan ska hållas fuktig minst två dygn före gjutning och vid gjutningstillfället ska ytan vara fuktmättad och får då inte innehålla något fritt vatten.

Metoden med förvattning medför även en risk. En alltför fuktig yta kan ge ett lokalt högt *wct* som kan medföra låga hållfastheter hos betongen samt att förekomsten av fritt vatten kan medföra att vidhäftningen helt går förlorad [14].

#### 4.2.8 Råhet

Teorier om att fogytans råhet har stor betydelse för vidhäftningen har funnits men har enligt Johan Silverbrand visat sig vara felaktiga. Under en intervju berättar han att ytans råhet inte har särskilt stor betydelse för vidhäftningen [15].

#### 4.2.9 Vidhäftningsbruk

I försök att försöka förbättra vidhäftningen mellan fogyta och igjuten betong har primer eller vidhäftningsbruk använts. I dessa fall så har två ytor för vidhäftning funnits istället för en, vilket har medfört två svaghetszoner, en mellan fogyta och primer samt en mellan primer och igjutning. Primer och vidhäftningsbruk har högt vattencementtal och låg hållfasthet vilket medför att brott kan ske i materialet även om vidhäftningen är god [14].



## 5 Provning

I detta kapitel diskuteras faktorer som leder fram till utformningen av försöket. Genomförandet av försöket kommer därefter att redovisas. Resultatet av provningen redovisas och diskuteras sedan.

### 5.1 Utformning

Detta avsnitt kommer att belysa vilka förutsättningar och krav som finns när det gäller provningen. Kunskapen kommer sedan att användas för att utforma tre försök som syftar till att bedöma tvärkraftskapaciteten hos ett håldäcksbjälklag.

#### 5.1.1 Utformning av håldäcksbjälklag

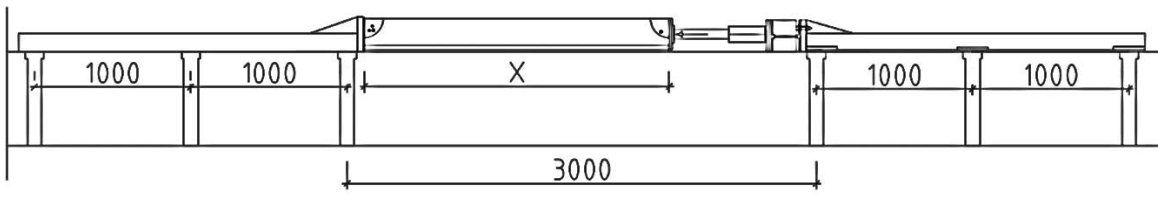
Storlek, dimension och armeringsmängd ska bestämmas för ett håldäcksbjälklag som belastas för att ge skjuvspänning i fogarna. Lasten på bjälklaget skapas med hjälp av två domkrafter som vardera max kan generera 200 kN. Håldäcksbjälklaget och provuppställningen ska utformas på sådant sätt att brott uppnås med minimal kraft, detta då en större kraft medför större krav på stålramen och laboratoriet samt att en kraft på 2x200 kN max kan genereras av domkrafterna.

Under verkliga förhållande skapar horisontella krafter som vind och jordtryck en linjelast på långsidan av ett håldäcksbjälklag. Liknande förhållanden är svårt att skapa i laboratoriet då en väldigt styv balk eller många domkrafter krävs. Istället kommer domkrafterna att placeras intill varandra för att skapa effekten av en punktlast. Att bjälklaget utsätts för en punktlast är ovanligt förekommande i verkligheten men medför att tvärkraften får en konstant fördelning, vilket medför att alla fogar utsätts för en lika stor tvärkraftkraft. Tvärkraften bestämmer vilken skjuvspänning som skapas i tvärsnittet. Högre tvärkraft medför högre genomsnittlig skjuvspänning under förutsättning att skjuvarean är konstant, detta samband gäller då ekvationen  $\tau = \frac{F}{A}$  tillämpas.

Skjuvarean har även inverkan på när håldäckskivan går till brott. Om tvärkraften i snittet hålls konstant är skjuvspänningens storlek beroende av areans storlek, mindre area ger större skjuvspänning. Fogens skjuvarean bör minimeras, eftersom det medför att det krävs mindre last för att håldäcksbjälklaget ska gå till brott.

Skjuvarean beräknas via håldäcksplattans längd multiplicerat med höjden, där höjden är olika beroende på håldäcksplattans dimension. Den minsta håldäcksplatta kallas HD/F 120/20 och är 0,20 m hög med en verksam foghöjd på 0,17 m. Håldäckplattans längd har begränsats till minst 1,8 m lång för att armeringslinorna ska vara verksamma för vertikal last [3]. Längden på

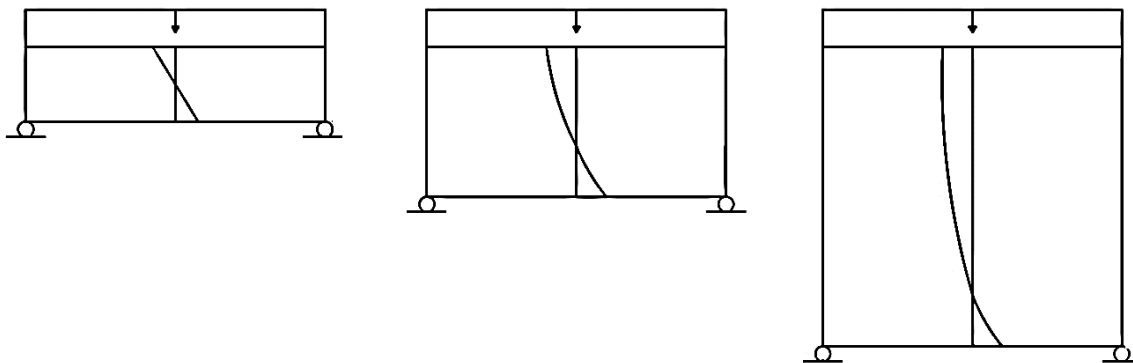
håldäcksplattan begränsas även av stålramens utformning för ett av de provningsalternativ som utretts. Detta alternativ bygger på infästning av mothåll i befintliga hål i bjälklaget. Dessa hål sitter med ett centrumavstånd på 1 m. I Figur 5.1 sätts avståndet mellan de båda innersta infästningarna till 3 m. HEA-balk och domkraft bygger 1,0 m och håldäckens längd,  $x$ , blir då 2,0 m. Ställplats på 0,05 m föreskrivs vilket medför att plattornas längd blir 1,95 m om principen med mothåll väljs.



Figur 5.1: Sektion av provuppställning med mothåll som stålram.

Utrymmet i laboratoriet begränsar bjälklagets längd till 6 m vilket ger rum för 5 håldäcksplattor. Detta ger ett längd/höjdförhållande på ungefär 3. Detta är ett realistiskt förhållande för verkliga konstruktioner och gör att bjälklaget kan ses som en hög balk. Skillnaden mellan skiva (hög balk) och balk att den tryckta zonen blir längre om balkens höjd i förhållande till längd ökar. Figur 5.2 beskriver hur den tryckta zonen längd ökar med en ökad höjd på balken [10].

Teorin avser elastiskt homogent material. Betong är ett elastiskt/plastiskt material där ett prefabricerat håldäcksbjälklag inte är en homogen konstruktion utan en sammansättning av delar, men effekten kan antas gälla även om den inte gäller i samma utsträckning. En ökad tryckzon kan medföra att fogens tvärkraftskapacitet ökar och då krävs en större last för att håldäcksbjälklaget ska gå till brott. Beräkningarna i avsnitt 3.5.2 (Eurokod) bygger dock på en linjär spänningsfördelning i osprucket stadium.

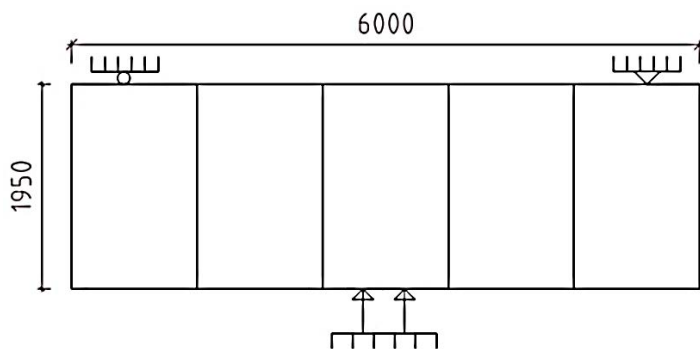


Figur 5.2: Storleken av den tryckta zonen för olika balkhöjder.

Armering placeras i skivans bortre del för att ta upp det drag som uppstår i skivans plan. Då bjälklag i praktiken förses med armering i båda kanterna kommer även bjälklagsskivan vid försöket att armeras i båda kanter, dock en betydligt mindre mängd armering i den tryckta sidan av bjälklaget. Den dragna armeringen dimensioneras för brott, dimensionering sker i bilagan B1.

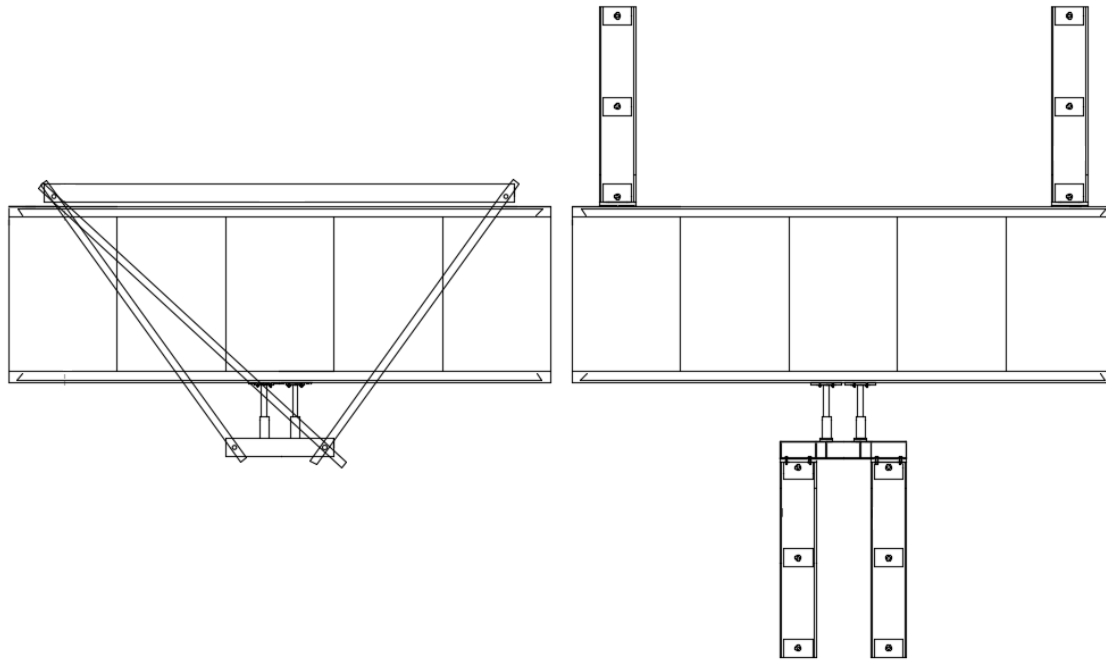
### 5.1.2 Val av stålram

Stålramen ska utformas så att den är upplag för håldäcksbjälklaget och utgör mothåll för punktlasten som orsakas av två domkrafter. Figur 5.3 beskriver uppgifter som stålramen ska uppfylla.



*Figur 5.3: Stålramen ska utgöra mothåll för upplag och laster.*

Två alternativ av stålramar som uppfyller villkor enligt Figur 5.3 har diskuterats vid framtagandet. En stålram som utgörs av fackverk som ligger under och ovanför håldäcksbjälklaget uppe på laboratoriets golv samt ett utförande av stålram som består av mothåll som monteras på befintligt bjälklag i hål som finns i laboratoriets golv. Figur 5.4 beskriver utförandet av stålramen med fackverk till vänster och utförandet med mothållen till höger.



*Figur 5.4: Design av de två stålramarna.*

Stålramen till vänster i Figur 5.4 består av två fackverk, ett under och ett ovanpå håldäcksbjälklaget, konstruktionen placeras uppe på laboratoriets golv. Fackverken utformas av två plattstål som utgör dragna stänger, där ett extra plattstål monteras för att säkra konstruktionen vid snedbelastningar. Mothåll för domkraft och upplag till håldäcksbjälklaget utgörs av ett VKR-rör. De dragna plattstålen monteras till VKR-röret via bultar och muttrar. För att få effekten av en fritt upplagd balk monteras rullager mellan VKR-rör och håldäcksplattan vid VKR-rörets ändar.

En fördel med fackverkskonstruktionen är att den ligger fritt uppe på laboratoriets golv och medför att befintligt bjälklag inte belastas av några krafter som domkraften skapar på håldäcksbjälklaget.

En nackdel för utförandet är att övre delen av stålramen måste plockas bort då nya håldäcksplattor ska placeras i stålramen.

Stålramen som består av mothåll infästa i laboratoriets golv utformas av UPE-balkar som placeras på befintligt bjälklag i laboratoriet. I befintligt bjälklag finns genomgående hål till underliggande våning. Mellan våningsplanen, genom hålen placeras en genomgående gängad stång som skruvas fast från båda hållen vilket möjliggör infästning av UPE-balken från ovansidan. Krafter mellan bjälklag och mothåll respektive domkraft överförs via plattstål eller HEA-balk till UPE-balken som för lasten vidare ner i den gängade stången och vidare ner i befintligt bjälklag. Nackdelen med utförandet är att befintligt bjälklag blir belastat av den kraft som domkraften genererar på håldäcksbjälklaget. Fördelar med utformningen är att genomförandet av

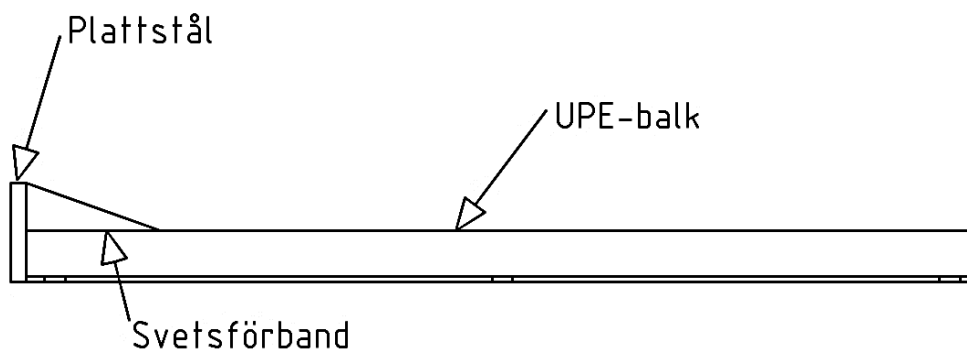


provningen sker enklare samt att upplagen kan flyttas i sidled för att skapa ett osymmetriskt lastfall med större tvärkraftsbelastning.

Alternativet med mothåll väljs, belastningen av befintligt betongbjälklag kontrolleras i bilaga B.2 under rubriken utformning av hylsa.

### 5.1.3 Utformning av stålram

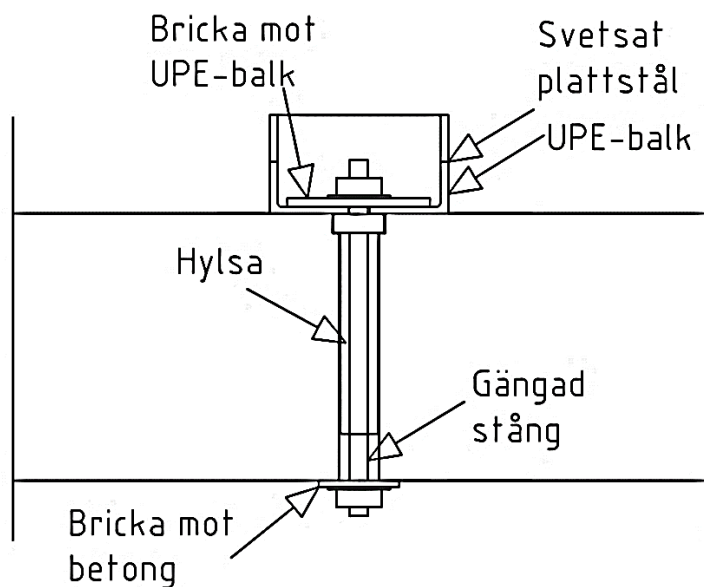
Stålramen som valts består av mothåll som utgörs av UPE-balkar. För att kraften ska överföras mellan håldäcksbjälklaget och UPE-balken så svetsas ett plattstål på UPE-balkens tvärsnittsytta. Plattstålet är 200 mm högt för att trycket ska fördela sig jämnt över kontaktytan på betongen. UPE-balken är endast 115 mm hög vilket medför att plattstålet kommer utsättas för böjning i ovankant. För att motverka denna effekt svetsas en sträva, ett triangelformat plattstål, mellan UPE-balken och plattstålet. Figur 5.5 beskriver hur de olika delarna är kopplade till varandra.



Figur 5.5: Utformning av mothåll.

Mothållen placeras på befintligt bjälklag i laboratoriet. Mellan betongen och mothållet placeras ett gummiband som ska öka friktionen mellan betonggolv och mothåll. Kraftöverföring mellan mothåll och befintligt betongbjälklag sker genom friktion och via infästningen till befintligt bjälklag. Infästningen sker via genomgående hål i befintligt bjälklag ner till underliggande våning och beskrivs i Figur 5.6. Hålen är 600 mm djupa och har en diameter på 120 mm i den övre delen och 90 mm för resterande. För att kraftöverföring ska ske mellan mothåll och befintligt betongbjälklag så måste en gängad stång med diameter på 42 mm och en längd på 800 mm placeras i hålet mellan våningsplanen. Den gängade stången har en diameter på 42 mm och hålet i betongbjälklaget har en diameter på 90 mm vilket skapar ett glapp som kan medföra att stången får en stor utböjning. En hylsa måste där för tillverkas, som placeras mellan den gängade stången och befintligt bjälklag. Hylsan har till uppgift att överföra krafterna från den gängade stången till befintligt betongbjälklaget, tryckspänningar. Hur spänningarna fördelar sig på betongytan i hålet är ovisst och det krävs en uppskattning av

kraftfördelningen, se bilaga B.2. För stora lokala tryck har inverkan på betongen och kan medföra kantkross eller längsgående sprickor i betongen. För att undvika kantkross tillverkas hylsan så att tryckspänningarna fördelas på den djupa delen av hålet. Detta uppfylls genom att glappet mellan hylsa och betong är mindre i den djupare delen.



Figur 5.6: Infästning mellan betongbjälklag och mothåll.

En HEA-balk med livavstyvning tillverkas som kraftöverförande förbindelse mellan mothåll och domkraft. HEA-balken monteras till mothållen med bultar.

Dimensionering av stålramens delar visas i bilaga B.2. Dimensionering sker av:

- UPE-balken
- Plattstål på upplag
- Svetsförband mellan plattstål och UPE-balk
- Hylsan
- Gängad stång
- Bricka mot UPE-balk
- Bricka mot betong
- HEA-balk

Tillverkningsritningar och monteringsritningar har upprättats och finns redovisade i Bilaga C.

## 5.2 Genomförande

Provningarna genomfördes i april 2016 i laboratoriet i V-huset på Lunds tekniska högskola i Lund.

Leveransen inventeras med hjälp av montagegodslista (Bilaga C). Stålprofilerna kontrolleras mot tillverkningsritningarna K1-K4 som finns bifogade under samma avsnitt. Leveransen innehåller allt enligt montagegodslistan och ståldetaljerna är korrekt tillverkade. Montering kan påbörjas.

Hylsorna placeras i hålen som finns i befintligt bjälklag. Hylsorna placeras ut med hjälp av monteritningen som visar deras placering (Bilaga C). Figur 5.7 visar hylsornas utformning.



*Figur 5.7: Hylsans utformning.*

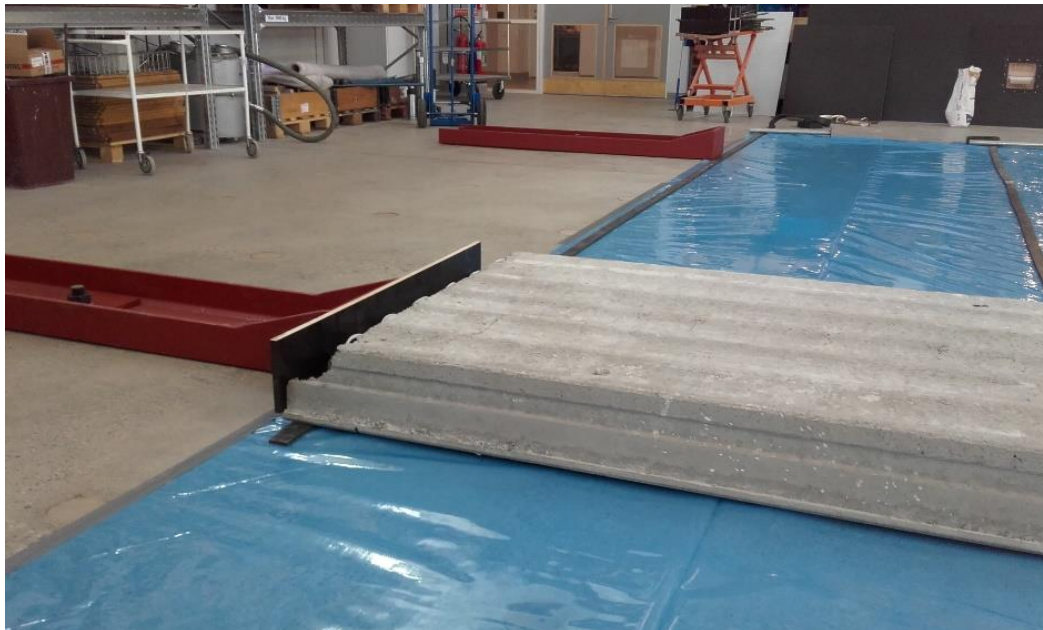
Arbetsytan rengörs och stålprofilerna lyfts på plats med hjälp av en travers. Profilernas placering finjusteras med hjälp av kofot så att hålen i UPE-profilen ligger i lod med hålet på hylsan. Mutter och bricka monteras på den gängade stången som därefter monteras på UPE-balken i hylsan. Mutter och bricka monteras därefter från undersidan. Innan konstruktionen spänns åt så placeras gummiband under UPE-balken mot betongen för att öka friktionen mellan ytorna. Därefter spänns konstruktionen åt med hjälp av två fasta nycklar av storlek 65. Figur 5.8 visar stålprofilens infästning mot betonggolvet samt hur konstruktionen spänns åt.



*Figur 5.8: Stålprofilens infästning mot betonggolvet.*

Då stålprofilerna monterats kan HEA-balken monteras på de stålprofiler som ska verka som upplag för domkraften. HEA-balken monteras till plattstålet på stålprofilerna med hjälp av fyra bultar. På HEA-balken monteras därefter två fästen till de båda domkrafterna. Domkrafterna monteras efter att gjutning skett.

När stålramen är monterad kan montering av håldäcksplattorna påbörjas. Innan håldäcksplattorna lyfts på plats så rengörs fogen från smuts, lösa partiklar och gjuthud som kapitel 4 beskriver. Håldäcksplattorna lyfts på plats med hjälp av sax och travers. Lyft med sax beskrivs i kapitel 2.1.4. För att håldäcken inte ska ligga direkt på befintligt betongbjälklag så används neopren som upplag för håldäcksplattorna. Neoprenremsan är 10 mm tjock och medför att inte grus skapar friktion mellan golv och håldäcksplatta. Under neoprenen placeras en plastfilm som skyddar befintligt betongbjälklag vid igjutning av håldäcksbjälklaget. Figur 5.9 visar hur håldäcksplattan placeras på neoprenen som är utrullad på plastfilmen.



*Figur 5.9: Håldäcksplattan placeras mot stålprofil.*

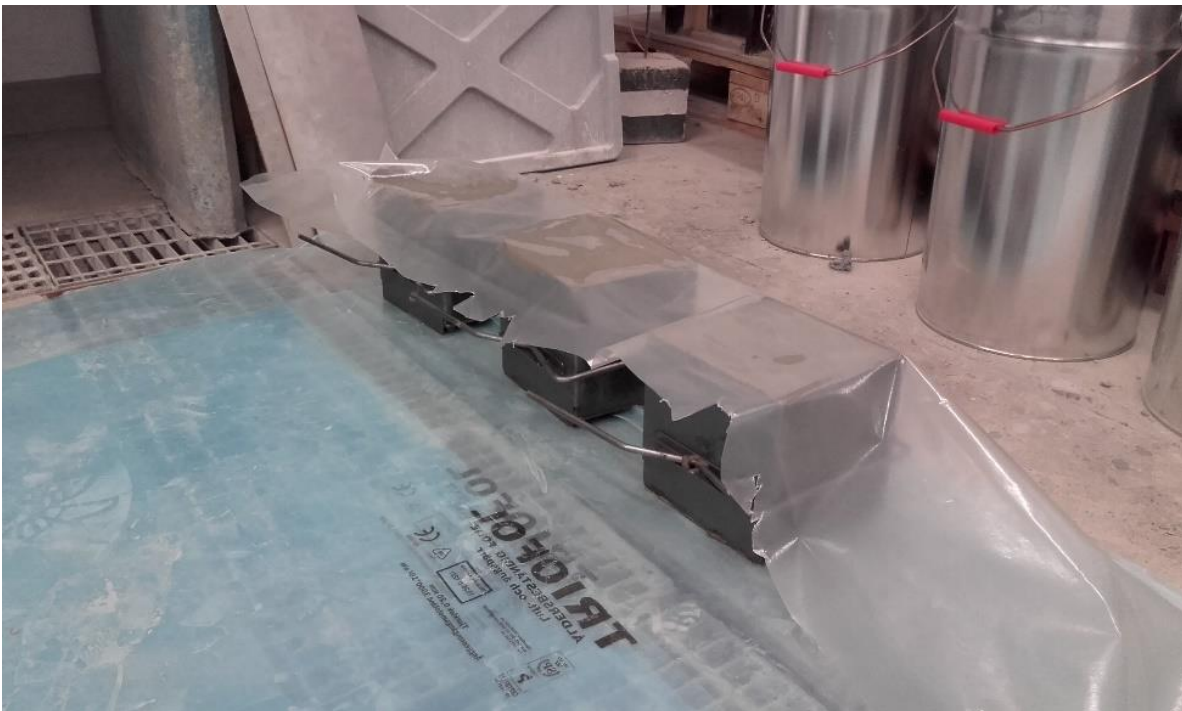
Mellan håldäcksplattan och stålprofilen placeras en plywoodskiva som form för gjutningen, Figur 5.9 visar plywoodens placering. När alla håldäcksplattorna placerats efter varandra lyfts plywooden bort och en längre form som sträcker sig över hela håldäckets upplag tillverkas av plywood. Formen lyfts på plats och skruvas med hjälp av plugg och skruv till håldäcksbjälklagets långsida. Därefter placeras en mindre bit plywood på håldäcksbjälklagets gavel. Armeringen placeras i k-änden och brädor monteras mellan de båda formsidorna för att hålla ihop dem. Najtråd binds mellan armering och brädorna för att hålla armeringsstängerna på avstånd från varandra. Figur 5.10 visar formen före gjutning.



*Figur 5.10: Formens utseende före gjutning.*

Betongen blandas på en betongstation och levereras till laboratoriet med betongbil. Betongbilen dumpar betongen i en balja som transporteras in till håldäcksbjälklaget med truck. Betongen placeras i formarna med skyffel. Då betongen placerats i formarna och mellan fogarna vibreras den så att alla hålrum kan nås av betong. En plastfilm läggs över betongen och härdningen påbörjas.

Tre kub-former av stål med sidlängd 150 mm fylls med betong och vibreras. Kuberna får härda under en plastfilm i 2 dygn, därefter avformas kuberna och placeras i ett vattenbad. Kuberna får ligga i vattenbadet tills de ska provtryckas i samband med provningen av håldäcksbjälklaget. Figur 5.11 visar härdning av kuber.



*Figur 5.11: Betongkuber.*

Efter ett dygn kontrolleras tillgång på vatten hos igjutningen på håldäcksbjälklaget och vid behov vattnas betongen. Betongen får härda i ytterligare 2 dygn då plastfilmen plockas bort samt betongen avformas. Mellan håldäcksplatta och stålprofil blir ett glapp på 15 mm efter formen, där ett rullager placeras. Funktionen av ett rullager framställs genom att placera fett mellan två gummiytor. Figur 5.12 beskriver utförandet.



*Figur 5.12: Gummiytor med fett emellan.*

Givare som registrerar deformation monteras över samtliga fogar. Infästningen av givaren sker via ett plattstål som fästs till närmaste håldäcksplatta via plugg och skruv. I den motsatta håldäcksplattan monteras en vinkel som ska vara mothåll för givaren. Figur 5.13 beskriver hur givaren monteras över fogen.



*Figur 5.13: Deformationsmätare över fog.*

En givare som registrerar den totala deformationen på bjälklaget monteras mitt på HEA-balken. Domkrafter monteras på HEA-balken och plattstål placeras vid kontaktytan mellan domkraft och håldäcksbjälklag.

Domkrafterna och deformationsmätarna kopplas samman till en dator som registrerar deformationen som funktion av lasten. Givare 1 och 4 är placerade över de båda yttersta fogarna och givare 2 och 3 är placerade över fogen på vardera sidan om den mittersta plattan. Under försökens gång kontrolleras håldäcksbjälklagen kontinuerligt för eventuella sprickor som uppkommit, lasten då sprickorna uppstår noteras.

Tre försök utförs på tre håldäcksbjälklag som alla har måtten 1,95x6,0 m. Under de tre försöken varieras längden på den igjutna fogen, igjutningens kvalitet, armeringsmängden och försökens variation presenteras i Tabell 5.1.

Tabell 5.1: Håldäcksbjälklagets utformning i de olika försöken.

Försök	Armeringsmängd	Foglängd (m)	Betongkvalitet
Försök 1	Uk 3Ø 20 mm Ök 1Ø 20 mm	1,95	C25/30
Försök 2	Uk 3Ø 20 mm Ök 1Ø 20 mm	0,975	C25/30
Försök 3	Uk 2Ø 20 mm Ök 1Ø 20 mm	0,8	C20/30

För provkropp 2 genomförs dessutom en extra belastning då bjälklaget inte gick till brott vid första försöket. I detta andra försök flyttades ett av upplagen för att uppnå en större tvärkraft.

Igjutningen av fogen begränsas till delar av fogen kring upplaget, för att vidhäftningen mellan igjutningen och prefabricerat håldäck ska utsättas för en större skjuvkraft, vilket har verkställts för att framkalla brott. Figur 5.14 beskriver avgränsning av verksamt fog före gjutningen.



Figur 5.14: Avgränsning av verksamt fog.

Betongkvaliteten som anges i tabell 5.1 är enligt leverantören och kontrolleras i samband med provtryckning av håldäcksbjälklagen. I en betongpress undersöks tryckhållfastheten hos kuber av storlek 150x150x150 mm som har gjutits i samband med igjutningen av håldäcksbjälklaget. Figur 5.15 visar provtryckningen av en betongkub.





*Figur 5.15: Betongkub i betongpress.*

Betongens tryckhållfasthet undersöks efter varje gjutning i samband med provtryckningen av håldäcksbjälklaget och resultatet redovisas i tabell 5.2 kapitel 5.3.6.

### **5.3 Provningsresultat och diskussion**

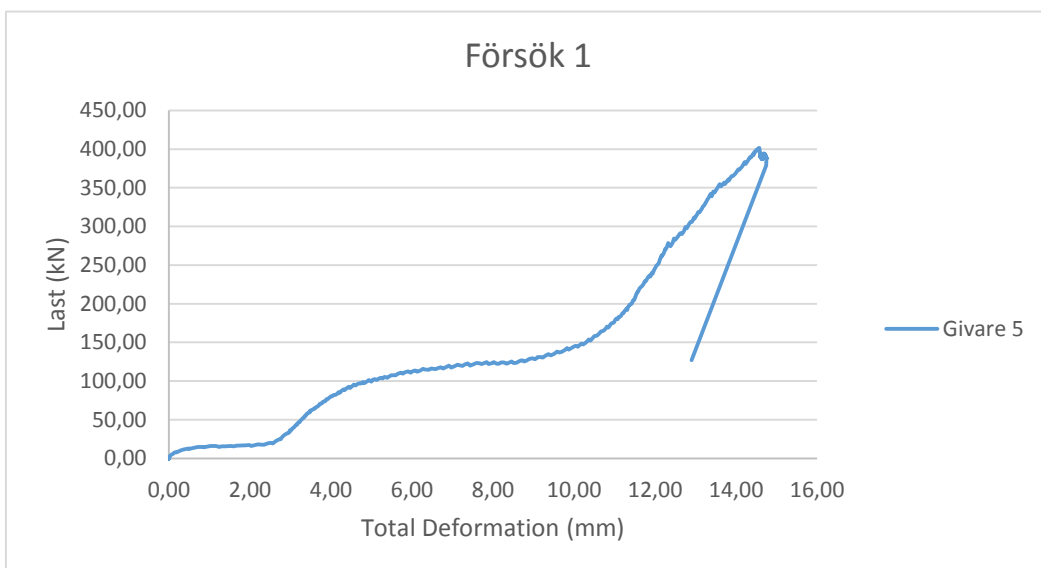
Under detta avsnitt kommer resultatet av provningarna att presenteras, diskuteras och jämföras mot övrigt material i denna rapport.

Figur 5.16 visar tydliga plastiska krympsprickor som uppstår efter härdning. Sprickorna kännetecknas av en lång eller många mindre sprickor i fogen mellan igjutning och prefabricerad håldäcksplatta och syns på ytan av fogen, sprickornas djup är okänt.

### 5.3.1 Försök 1



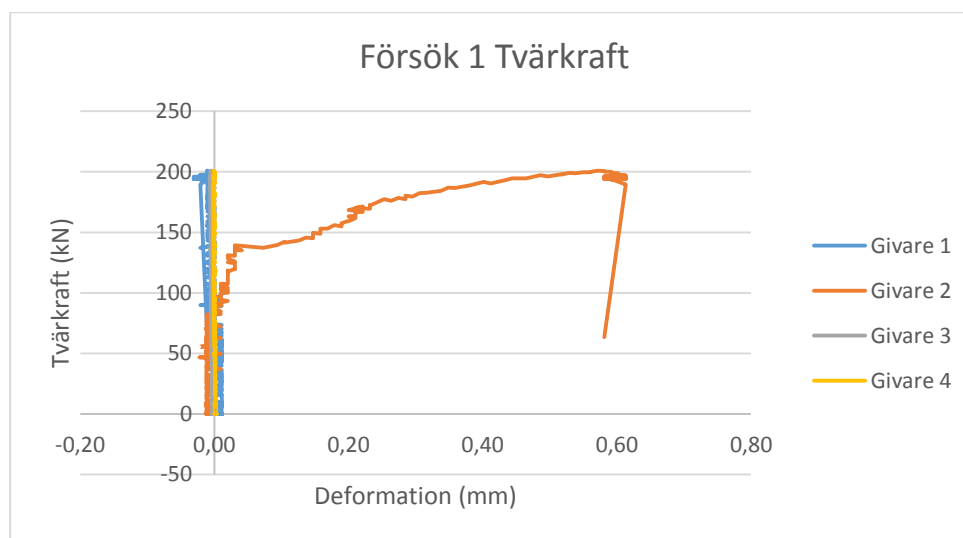
*Figur 5.16: Sprickor efter gjutning över fog 2.*



*Figur 5.17: Lasten från domkraften som funktion av bjälklagets utböjning.*

Givare 5 är placerad vid domkraften för att mäta den totala utböjningen av bjälklaget under försöket, se Figur 5.17.

Mellan 0 och 20 kN sker stora deformationer vilket beror på att utrymme mellan håldäcksbjälklag och upplag finns efter det att gjutformen plockats bort och ersatts med mellanlägg som inte täcker upp utrymmet, komprimering av utrymme mellan upplag och håldäcksplatta sker. Lasten ökar därefter utan större deformationer. Vid 100 kN knackar det till i upplagen och stora deformationer sker vilket troligen beror på att utrymmet som finns mellan gängad stång och hylsa samt mellan hylsa och befintlig betong försvinner genom att bult och hylsa deformeras, hylsan uppnår anliggning mot betongbjälklaget. Vid 150 kN följer en linjär kurva mellan last och deformation tills det att maxlast på 400 kN har uppnåtts, bjälklaget avlastas. Ingen antydning till sprickor finns i fogarna.



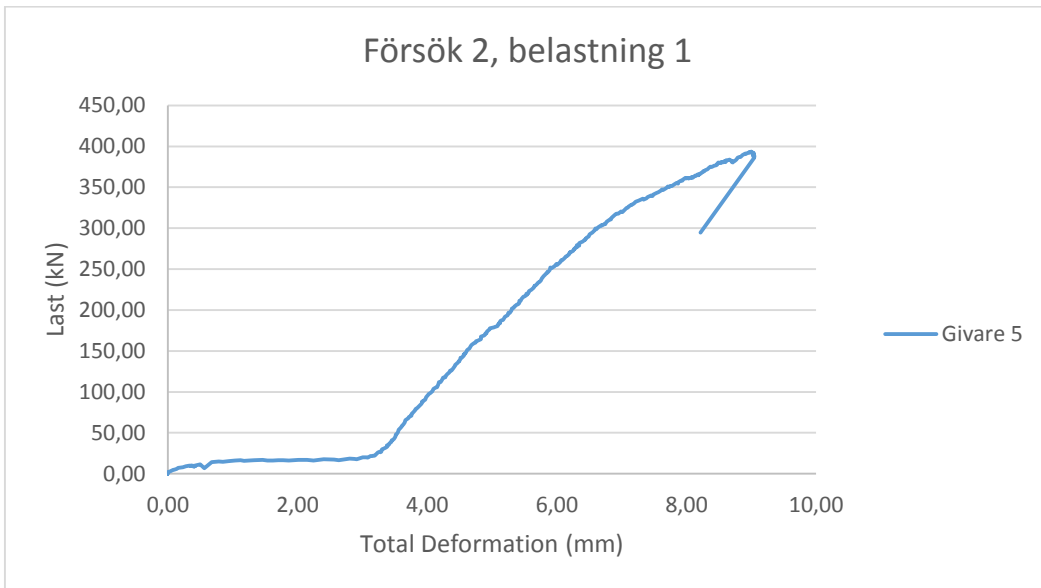
Figur 5.18: Registrerad utböjning i fogarna vid tvärkraftsbelastning.

Figur 5.18 visar tvärkraften i fogarna som funktion av deformationen i fogarna. Vid en tvärkraft på 100 kN uppstår rörelser i fog 2, deformationen inleds. Vid en tvärkraft på 140 kN avtar kurvans lutning, vilket kan tyda på att brott närmar sig men vid tvärkraftsbelastning på 200 kN finns ingen antydning till brott eller synlig sprickbildning. Bjälklaget avlastas. Fog 2 har registrerat en deformation på 0,6 mm utan sprickor. Ingen rörelse registreras i fog 1, 3 och 4 vid en tvärkraft på 200 kN.

### 5.3.2 Försök 2 belastning 1

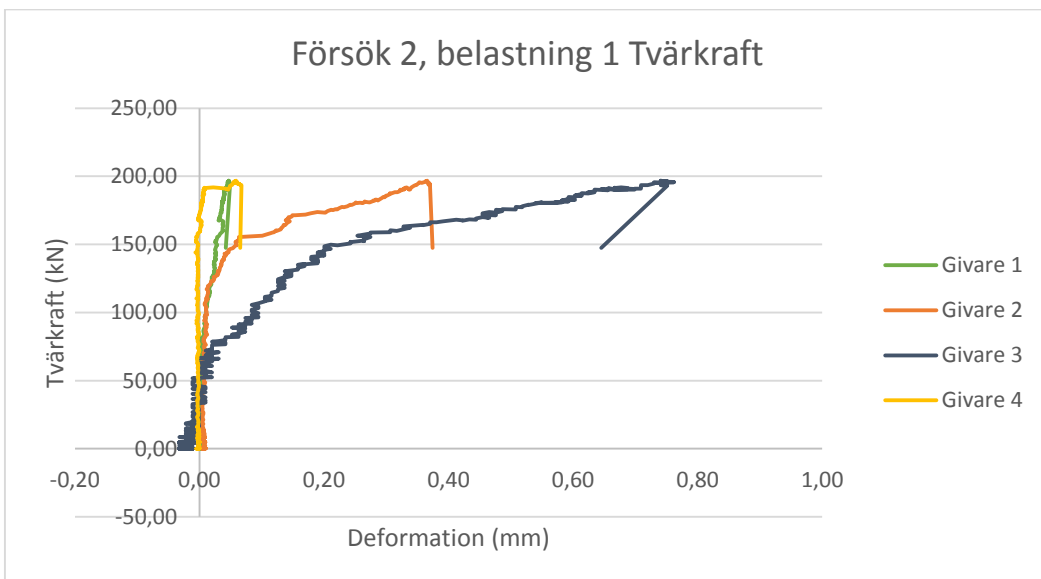
För att minska krympsprickor vid gjutning vattnas fogytorna på håldäcket vid detta försök och plastfilmen trycks ner mot den färska betongen. Krympsprickor som uppkommer i samband med gjutningen är mindre i längd och bredd.

I detta försök har bjälklaget försvagats genom att minska foglängden, vilket medför att den genomsnittlig skjuvspänning samt chansen för brott ökar.



Figur 5.19: Lasten från domkraften som funktion av bjälklagets utböjning.

Figur 5.19 visar den totala utböjningen av bjälklaget som funktion av lasten. Mellan 0 och 20 kN sker stora deformationer vilket beror på komprimering av utrymme mellan upplag och håldäcksbjälklag. Anliggning mellan hylsa och betong finns redan då upplagen inte flyttats sedan tidigare försök, vilket medför att ett linjärt samband mellan last och deformation inleds vid 20 kN. Vid en last på 320 kN avtar lutningen och större deformationer registreras, den minskade lutningen kan tyda på att brott närmar sig. Maxlast på 390 kN uppnås, vilket följs av att bjälklaget avlastas.



Figur 5.20: Registrerad utböjning i fogarna vid tvärkraftsbelastning.

Figur 5.20 visar tvärkraften i fogarna som funktion av deformationen i fogarna. Vid en tvärkraft på 75 kN inleds deformationerna i fog 3 och då tvärkraften uppgått till 150 kN avtar lutningen på kurvan vilket tyder på att större deformationer inleds. Maxlast på 195 kN uppnås och fog 3 har en total deformation på 0,8 mm, vid max-last uppkommer sprickor längs med fogen, i balkens underkant och början till en spricka med en vinkel på 45 grader ut från fogen finns. Figur 5.21 beskriver sprickornas utformning.



*Figur 5.21: Sprickbildning över fog 3 dragen sida.*

Enligt Figur 5.20 startar deformationen i fog 2 vid en tvärkraftsbelastning på 100 kN och ökar vid en tvärkraft på 150 kN, vilket medför att kurvans lutning minskar. Maxlast på 195 kN uppnås och fog 2 har en registrerat en total deformation på 0,4 mm, vid maxlast uppkommer sprickor längs med fogen.

Vid en tvärkraftsbelastning på 186 kN inleds rörelser i fog 1 och 4. Då maxlast på 195 kN nås har försumbar deformation uppkommit.

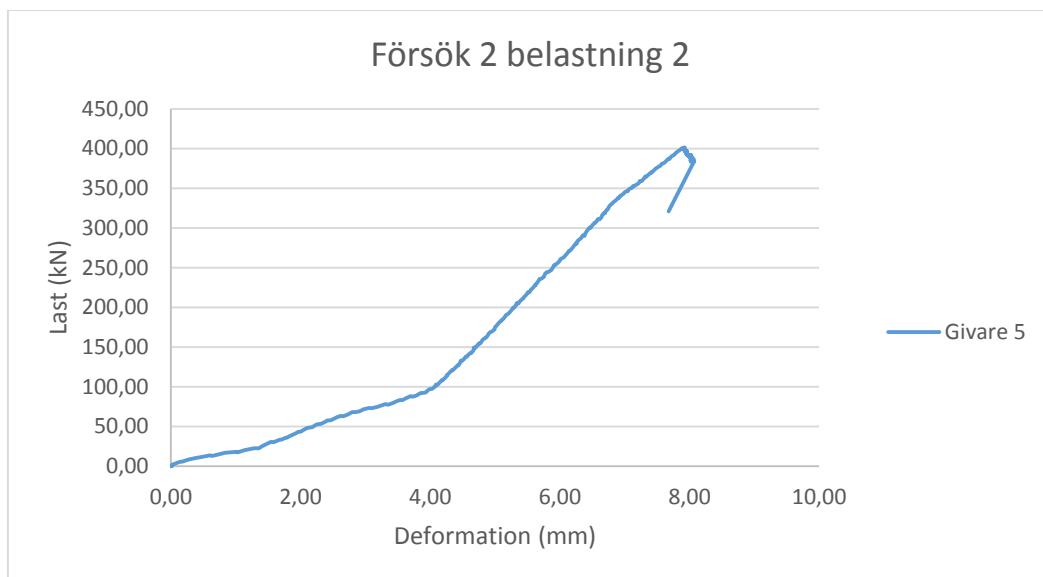
Sprickor vid fog 3 i balkens underkant skapas vinkelrätt bjälklagets längdutsträckning. Enligt Figur 3.6 ligger dragspänningarna vid fog 3 parallellt med dragbandsarmeringen och bjälklagets längdutsträckning. Figur

3.6 förutspår därmed att sprickor uppstår vinkelrätt bjälklagets längdutsträckning vilket har visat sig stämma. Stor likhet finns mellan sprickan och en böjsprickas utseende.

Början till spricka i fog 3 har en vinkel på 45 grader ut från fogen. En bit upp från bjälklagets underkant kan det förekomma dragspänningar som ligger med en liten lutning upp mot bjälklagets ovankant. Sprickan tyder på att dragspänningarna en bit upp från balkens underkant ligger med en större vinkel än den som figur 3.6 beskriver. Sprickan är en kombination av moment och tvärkraft och liknar en böjskjuvspricka.

### 5.3.3 Försök 2 belastning 2

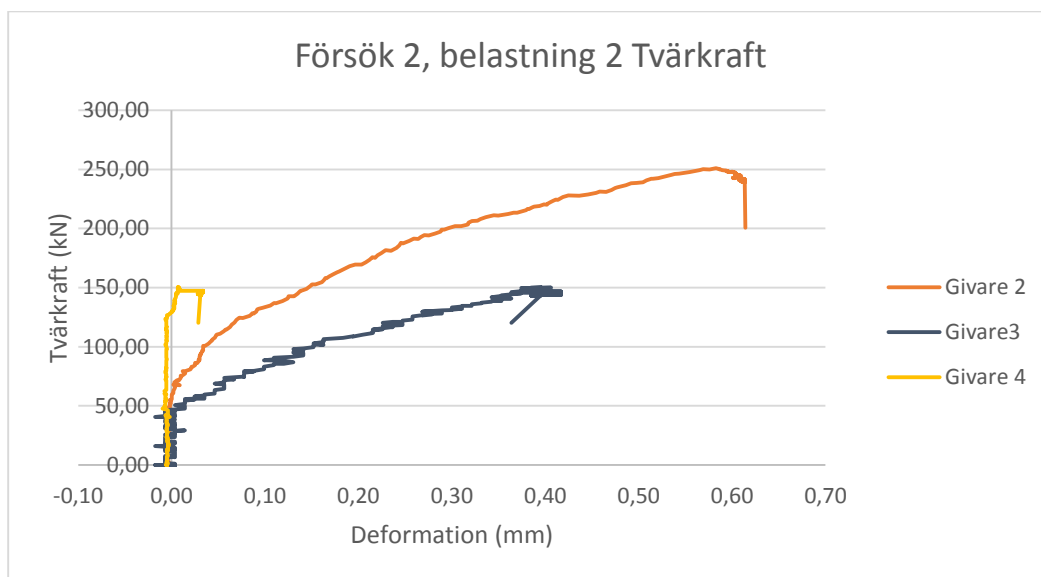
Fog 2 och 3 är försvagade från tidigare försök, då sprickor uppkommit längs med fogarna samt att början till sprickbildning finns vid fog 3. Vid detta försök flyttades det ena upplaget 1 m inåt för att uppnå större tvärkraft i en del av plattan.



Figur 5.22: Lasten från domkraften som funktion av bjälklagets utböjning.

Figur 5.22 visar den totala utböjningen av bjälklaget som funktion av lasten. Givare 5 är placerad mellan de båda domkrafterna 1,5 m och 2,5 m från vardera upplaget. Givaren är placerad mitt på bjälklaget, men den maximala deformationen är för detta fall inte mitt på, vilket medför att den maximala deformationen är större än den som visas i Figur 5.22.

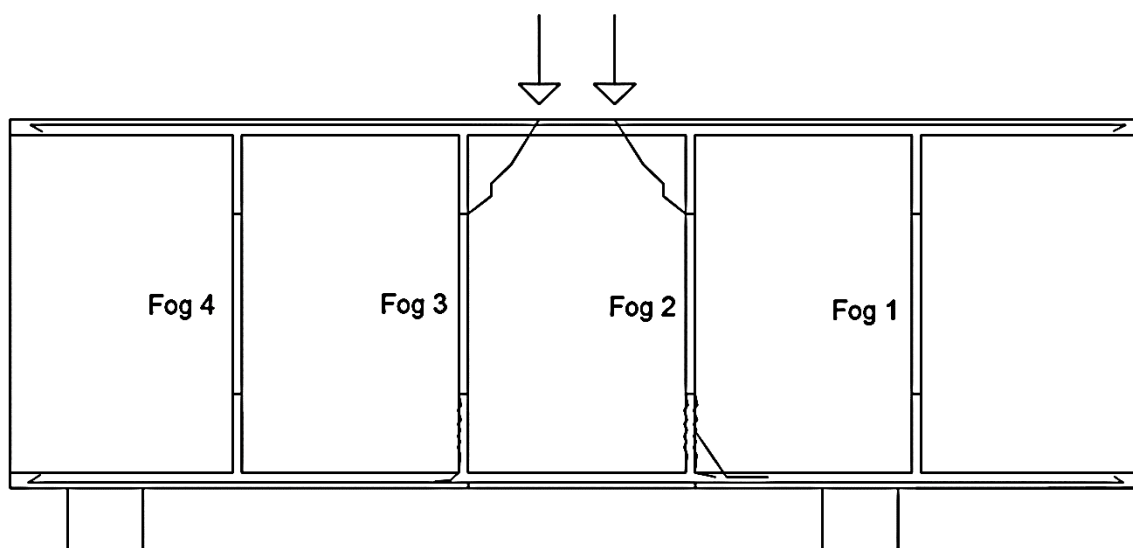
Ståluupplagets omplacering medför att stora deformationer sker mellan 0 och 100 kN, vilket beror på att hylsan uppnår anliggning mot betongen. Därefter följer en linjär kurva mellan last och deformation till 330 kN där kurvans lutning avtar. Vid max-last på 400 kN avlastas bjälklaget.



Figur 5.23: Registrerad utböjning i fogarna vid tvärkraftsbelastning.

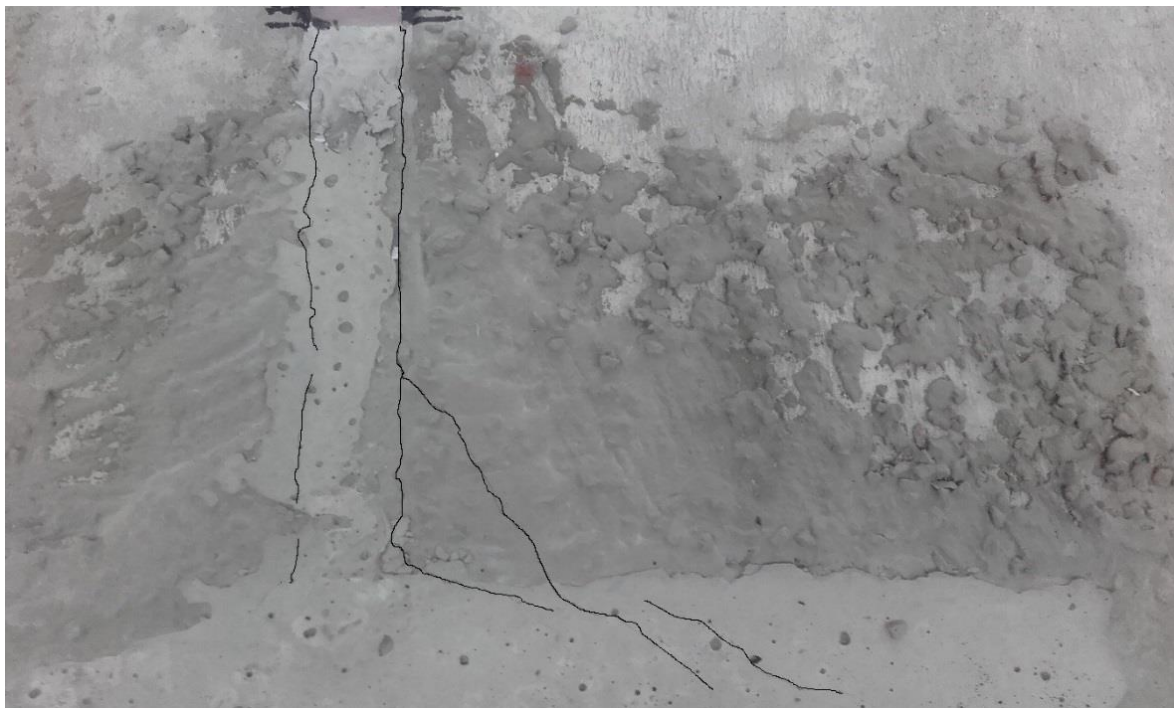
Figur 5.23 visar tvärkraften i fogarna som funktion av deformationen i fogarna. Vid en tvärkraft på 50 kN inleds deformationerna i fog 2 och då tvärkraften ökar, ökar även deformationen gradvis tills det att max tvärkraft på 250 kN uppnås och fogen har då en total deformation på 0,6 mm. Under slutskedet uppstår sneda sprickor på håldäcksplattan, en spricka uppkommer även i bjälklagets underkant.

Vid en tvärkraft på 50 kN inleds även rörelser i fog 3 som följs av ett linjärt samband mellan last och deformation, den snabba deformationsökningen kan tyda på att plastiska deformationer skett under första belastningen. Vid en tvärkraft på 150 kN uppkommer sprickor i fogen som lutar 45 grader ut från fogen på håldäcksplattan, en spricka uppkommer även i bjälklagets underkant. Figur 5.24 beskriver översiktligt den sprickbildning som skapas.



Figur 5.24: Översikt av sprickbildningen i håldäcksbjälklaget.

På håldäcksplattorna uppstår sneda sprickor som pekar ut från fogen mot upplaget eller domkraften. Sprickorna uppstår först i balkens underkant där sprickbildningen inleds i fog 2 och kort därefter i fog 3. När sprickorna uppkommit i dragen zon uppkommer sprickorna i tryckt zon. Figur 5.25 visar sprickbildningen i fog 2 och Figur 5.26 sprickbildningen i fog 3.



*Figur 5.25: Sprickbildning i fog 2, dragen sida. Närmsta upplaget är placerat nedanför bilden till höger.*

Den sneda sprickan uppkommer på håldäcksplattan. Sprickan i Figur 5.25 uppstår vinkelrätt huvuddragspänningen, huvuddragspänningen bör då ligga med en liten vinkel upp mot överkanten vilket även Figur 3.6 förutspår. Den sneda sprickan uppkommer mitt i igjutningen vilket kan tyda på att delar av sprickan längs med fogen uppkommit före den sneda sprickan. Sprickorna längs fogen fortsätter mot underkant balk och grenar där av mot armeringen, sprickan längs armeringen är inte parallell med dragspänningarna utan tyder istället på att sprickan uppkommit då armeringen börjar verka.

Sprickan i fog 3 har en vinkel på 45 grader ut från fogen. Enligt Figur 3.6 ligger dragspänningarna en bit upp från bjälklagets underkant med en liten lutning upp mot bjälklagets ovankant. Sprickan i fog 3 tyder på att dragspänningarna i bjälklagets underkant ligger med en lutning på 45 grader vilket är större än det som förutspås i Figur 3.6. En spricka som är parallell med fogen uppstår i bjälklagets underkant och uppkommer vinkelrätt mot dragspänningarna som förutspås i Figur 3.6. Figur 5.26 beskriver sprickbildningen i fog 3.





*Figur 5.26: Spricka i fog 3 dragen sida. Närmaste upplaget är placerat nedanför bilden till vänster.*

Sprickan uppkommer vid en tvärkraftsbelastning på 150 kN men har vid första belastningen av bjälklaget visat sig hålla för en tvärkraft på 200 kN utan större sprickbildning, vilket tyder på att fogen blir tydligt försvagad under första belastningen.

I fog 2 och 3, tryckt sida uppkommer även sneda sprickor på håldäcksplattorna som börjar vid igjutningen och pekar snett ut från fogen mot punktlasten/domkraften. Figur 3.6 visar att kanten där sprickan börjar utsätts för dragspänningar som lutar med en vinkel på 45 grader, Figur 5.27 beskriver dragspänningarnas lutning från huvudaxeln, huvudaxeln går parallellt med bjälklagets längdutsträckning. Sprickorna i fog 2 och 3 uppstår vinkelrätt dragspänningarna som förutspås i figur 3.6, sprickbildningen och dragspänningar beskrivs i Figur 5.27.

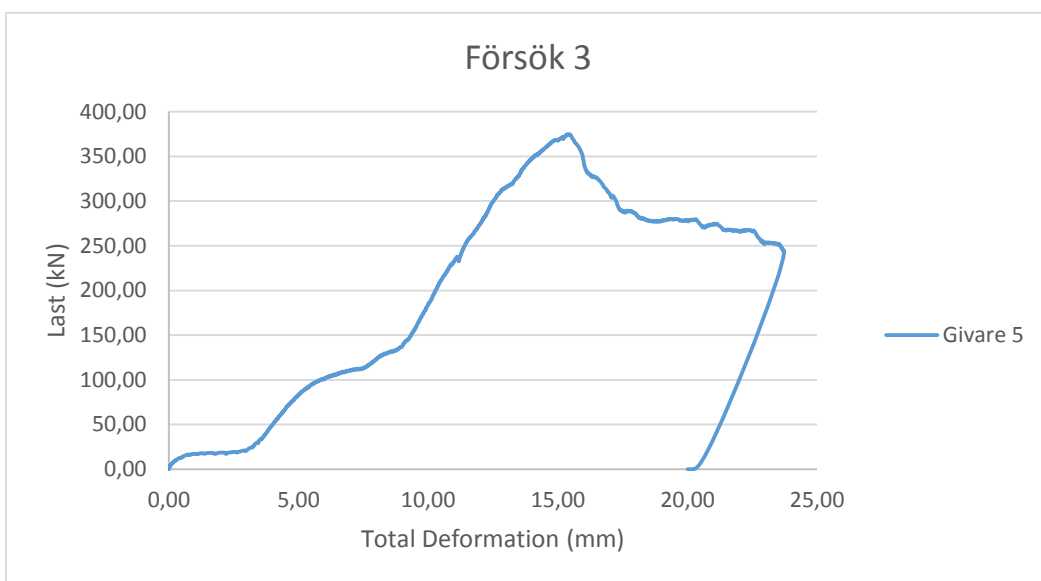


*Figur 5.27: Sprickbildning och dragspänningar i fog 2, tryckta sida. Domkraften ansluter nedanför bilden till höger.*

Vid en tvärkraftsbelastning på 150 kN inleds deformationerna av fog 4, vilket även är den maximala tvärkraften som kan åstadkommas på fogen, brott uteblir i fog 4, ingen synlig sprickbildning förekommer.

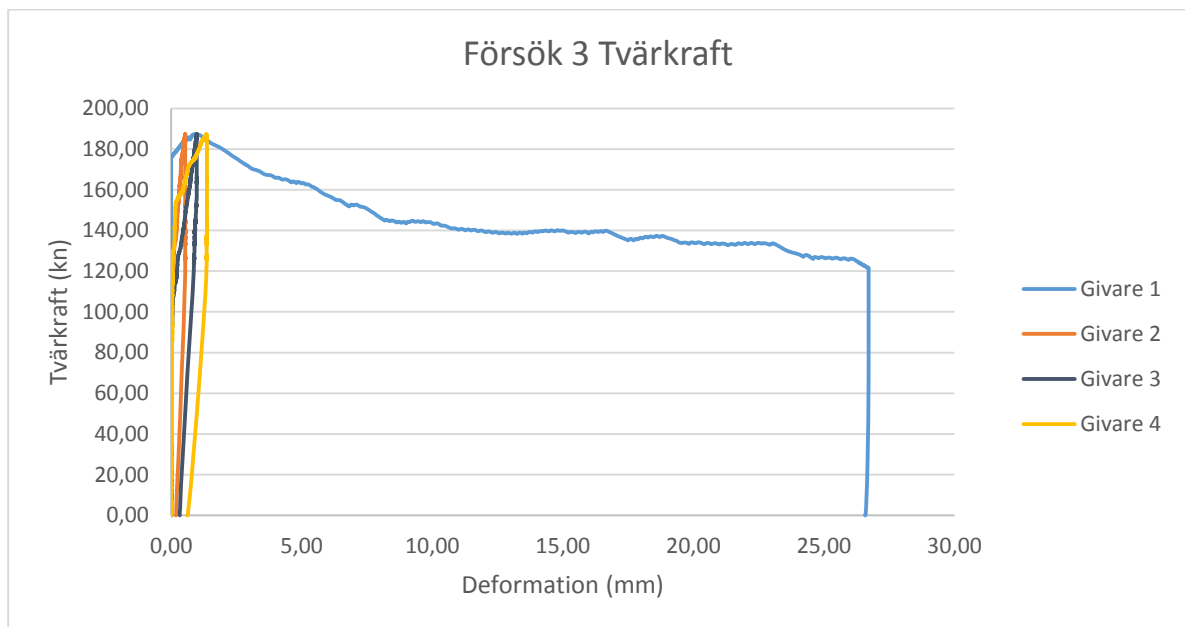
### 5.3.4 Försök 3

I försök 3 har fogens längd minskats ytterligare, igjutningens betongkvalitet minskats samt dragbandsarmeringen minskats för att åstadkomma brott.



*Figur 5.28: Lasten från domkraften som funktion av bjälklagets utböjning.*

Figur 5.28 visar den totala utböjningen av bjälklaget som funktion av lasten. Mellan 0 och 20 kN sker stora deformationer vilket beror på komprimering av utrymme mellan upplag och håldäcksbjälklag. Lasten ökar därefter utan större deformationer. Vid 100 till 140 kN sker stora deformationer vilket beror på hylsan uppnår anliggning mot betongen. Mellan 140-350 kN följer en linjär kurva mellan last och deformation. Därefter avtar lutningen mellan 350 till 370 kN, vilket beror på att större deformationer sker och brott närmar sig. Vid en last på 370 kN uppnås brott och lasten avtar drastiskt samtidigt som stora deformationer sker. Bjälklaget tappar gradvis mindre last fram tills en punkt där bjälklaget inte tappar last även om deformationer kan ske. Förloppet följs av att bjälklaget fortsätter att tappa last under stora deformation. Avlastning inleds och en deformation på 24 mm har uppstått.



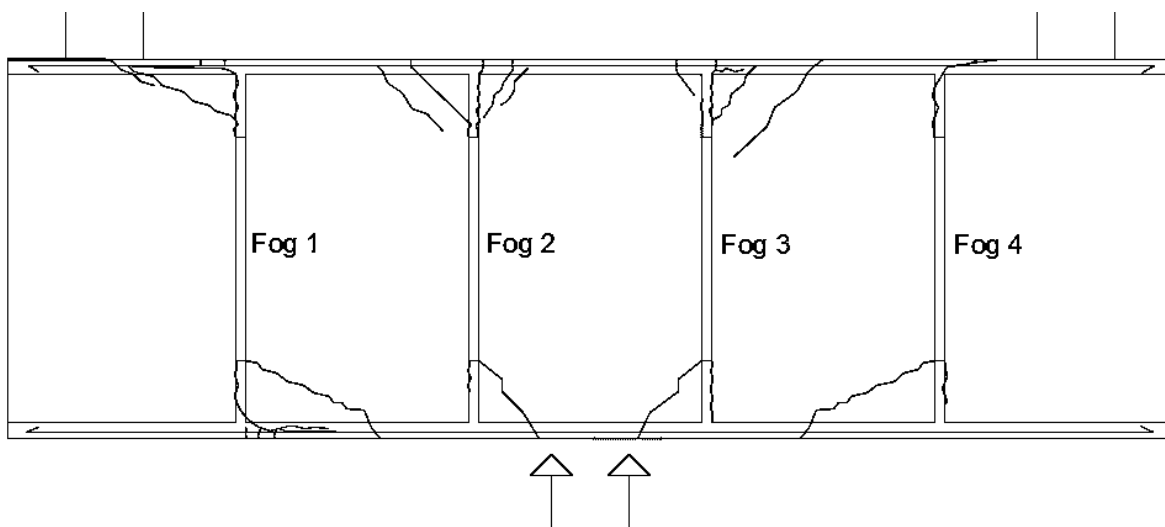
Figur 5.29: Registrerad utböjning i fogarna vid tvärkraftsbelastning.

Figur 5.29 visar tvärkraften i fogarna som funktion av deformationen i fogarna. Vid en tvärkraft på 70 kN inleds rörelserna i fog 4, små deformationer sker. Vid tvärkraften 154 kN avtar kurvans lutning då större deformationer inleds. Vid en tvärkraft på 187,4 kN har deformationen i fogen uppgått till 1,37 mm och sneda sprickor finns vid fogen på håldäcksplattan.

Vid en tvärkraft på 90 kN inleds små rörelser i fog 3, deformationerna ökar och vid en tvärkraft på 117,5 kN uppstår sneda sprickor på håldäcksplattan vid fogen. Sprickorna medför inget brott utan fogen kan fortfarande bära last och vid en tvärkraft på 187,5 kN har deformationen i fogen uppgått till 0,98 mm.

Vid en tvärkraft på 115 kN inleds deformationerna i fog 2, deformationerna ökar och vid en tvärkraft på 140 kN uppstår sprickor, fogen kan fortfarande bära last och vid en tvärkraft på 187,5 kN har deformationerna i fogen uppgått till 0,54 mm utan brott.

Vid en tvärkraft på 176 kN inleds rörelserna i fog 1, fogen får stora deformationer och sprickor uppkommer. Vid en tvärkraft på 187,4 kN tappar fogen last. Förloppet sker drastiskt och fogen tappar last från 187,4 till 144 kN och får stora deformationer. Därefter avtar lastförlusterna successivt till en punkt då bjälklaget inte tappar last längre men stora deformationer sker. Bjälklaget fortsätter att tappa last under stora deformationer fram till avlastning sker, deformationen av fogen har då uppgått till 26,7 mm. Figur 5.30 beskriver sprickbildningen i bjälklaget.



Figur 5.30: Översikt över sprickbildning i håldäcksbjälklaget.

Sprickbildning inleds som det övriga försöken i underkanten av bjälklaget i fog 2 och 3 med sneda sprickor som uppkommer på håldäcksplattorna. Omfördelning av spänningsfördelningen sker och ospruckna delar i fog 1 och 4 blir hårt belastade. Sprickbildning uppstår även i fog 1 och 4. Spänningarna omfördelas och kraftig sprickbildning utvecklas i fog 1, brott utvecklas vid en tvärkraft på 187,5 kN. Figur 5.31 beskriver sprickbildningen vid upplaget i fog 1.



*Figur 5.31: Sprickbildning i fog 1 dragen sida, upplag till vänster i figuren.*

En sned spricka skapas på håldäcksplattan, den uppstår vinkelrätt dragspänningarna som förutspås enligt Figur 3.6 och beror på att draghållfastheten i håldäcksplattan överskrids. Sprickan har stora likheter med en skjuvspricka.

Enligt Figur 3.6 går dragspänningarna i bjälklagets underkant parallellt armeringen och sprickor förutspås enligt denna figur att uppkomma vinkelrätt spänningarna vilket provresultatet styrker. Sprickor förekommer även i bjälklagets underkant som går längs med armeringen och dragspänningarna, sprickorna tyder på att armeringen börjar verka.

När lasten ökar och sprickbildningen ökar tappar fogen last och stora deformationer sker. Nya kraftöverförande mekanismer som friktion i skjuvsprickor, dymlingskrafter i dragbandsarmering samt motstånd från tryckzon medför att bjälklaget fortfarande kan bära last. Den tryckta zonen blir kraftigt belastad och kraftig sprickbildning utvecklas. Skjuvsprickor blir bredare och friktionen mellan ytorna i sprickorna avtar. Stora krafter behövs för att överskrida armeringens skjuvhållfasthet tvärs armeringen vilket medför att dymlingskrafter skapas i armeringen. Detta leder till dragspänningar i betongen tvärs armeringen, som orsakar sprickan längs armeringen. Armeringslinorna som finns ingjutna i underkanten på prefabricerade håldäcksplattan hindrar undre delen att spricka. Figur 5.32 beskriver igjutningens förskjutning i förhållande till håldäcksplattan.



*Figur 5.32: Sprickbildning mellan håldäck och igjutning.*

Efter att sprickor uppkommit i dragna sidan uppkommer sprickor i den tryckta. Sprickbildningen i fogarna liknar den som uppstår i dragna sidan. Sprickbildningen består av sneda sprickor på håldäcksplattorna. De sneda sprickorna uppstår vinkelrätt dragspänningarna, där dragspänningarnas riktning förutspås i figur 3.6.

I fog 1 uppstår en lång spricka med en stor vinkel från bjälklagets huvudaxel. Figur 3.6 visar att kanten på igjutningen där sprickan börjar utsätts för dragspänningar som lutar med en stor vinkel från huvudaxeln vilket skapar sprickan i figur 5.33. Figur 3.6 visar även att dragspänningar finns över fogen och att dragspänningarna i balkens ovkant ligger vinkelrätt bjälklagets längdutsträckning vilket försöket även påvisar då sprickor uppstår vinkelrätt bjälklagets längdutsträckning. Figur 5.33 beskriver sprickbildningen i fog 1.



Figur 5.33: Sprickbildning i fog 1 tryckt sida, domkraft ovanför till vänster.

Fog 4 har en liknade spricka som den som visas i Figur 5.33.

### 5.3.5 Tryckhållfasthet

Tabell 5.2: Tryckhållfasthet vid de olika försöken.

Försök	Betongkvalitet, enligt leverantör	Kraft	Spänning	Medel-spänning
1	C25/30	820 kN	36,4 MPa	34,5 MPa
1	C25/30	690 kN	27,6 MPa	
1	C25/30	820 kN	36,4 MPa	
2	C25/30	820 kN	36,4 MPa	35,7 MPa
2	C25/30	800 kN	35,6 MPa	
2	C25/30	790 kN	35,1 MPa	
3	C20/25	520 kN	23,1 MPa	25 MPa
3	C20/25	585 kN	26,0 MPa	
3	C20/25	585 kN	26,0 MPa	

Medeltryckhållfastheten för den igjutna betongen vid försök 1 och 2 ligger på 34,5 respektive 35,7 MPa och runt 25 MPa i försök 3. Brott uppnås vid en skjuvhållfasthet på 1,38 MPa då betongens medeltryckhållfasthet är 25 MPa och vid en skjuvspänning på 1,5 MPa har inte brott uppkommit då betongen har en medeltryckhållfasthet på 35,7 MPa.

### 5.3.6 Sammanfattning

Tabell 5.3: Jämförelse av skjuvspänning mellan norm och provresultat.

Skjuvspänning (MPa)					
	Ek2 (MPa)		Ek2 (MPa)	Provresultat (MPa)	
Försök (Skjuvarea m <sup>2</sup> )	Kap: 6.2.5		Kap: 10.9.3	Sprickor	Brott
	Fog 2&3	Fog 1&4			
Försök 1 (0,17x1,95)	0,21	0,18	0,15		>0,6
Försök 2,1 (0,17x0,975)	0,21	0,18	0,15	1,17	>1,17
Försök 2,2 (0,17x0,975)	0,21	0,18	0,15	0,9-1,5	>1,5
Försök 3 (0,17x0,80)			0,15	0,86-1,03	1,38

Provresultatet visar att vid en skjuvspänning på 1,5 MPa uppstår sprickor men inget brott. För att uppnå brott försvagas bjälklaget ytterligare genom minskad betongkvalité, minskad armeringsmängd och minskad foglängd. Brott uppstår då vid en skjuvspänning på 1,38 MPa. Vilken faktor som medförde att bjälklaget gick till brott är svårt att förutspå men teorier redovisas. Enligt bilaga A flyter inte armeringen under försöket vilket medför att armeringens inverkan på skjuvhållfastheten kan antas vara liten, armeringen börjar dock verka då skjuvhållfastheten överskridits, dymlingskrafter skapas i armeringen. Genom att minska betongkvalitén minskas även betongen draghållfasthet, sprickor och brott uppkommer p.g.a. att betongens draghållfasthet överskrids, om draghållfastheten sänks uppstår sprickor och brott tidigare. Genom att minska igjutningen längd koncentreras spänningarna till en mindre yta vilket medför en större skjuvspänning men följderna kan även bli en annorlunda spänningsfördelning som medför att brott uppkommer tidigare.

Skjuvhållfastheten enligt Eurokod 6.2.5 är ett dimensionerande värde på skjuvhållfastheten. Under beräkningarna gjordes antagandet om en betong med en kvalitet C25 med en medeltryckhållfasthet på 33 MPa. Under försök 3 uppmäts betongens tryckhållfasthet till 25 MPa vilket inte matchar antagandet som den beräknade skjuvhållfastheten baseras på, detta medför att beräknat värde inte kan jämföras med provresultat under försök 3 och rutan är därför tom i tabell 5.3.

Skjuvhållfastheten som anges i Eurokod 10.9.3 är ett dimensionerat värde på skjuvhållfastheten. Värdet avser ett oarmerat tvärsnitt och är inte beroende av betongkvalité.



Att göra en jämförelse mellan värde i tabell 5.3 är svårt då värdena som anges på skjuvspänningen är av olika typ. Ett försök görs att räkna om provresultatet till dimensionerande värde och jämföra mot Eurokod 6.2.5 med hjälp av Eurokod bilaga D7 avsnitt D7.3 "Direkt bestämning av dimensioneringsvärde för verifieringar i brottgränstillstånd" [16].

Provresultatet  $x$ : 0,6 1,17 1,38 1,5

Undre gränsvärde 0,6 plockas bort då ingen antydning på sprickor finns.

1,17 och 1,5 är värde som inte beaktar brott vilket medför att resultatet är på säkra sidan. Värdena 1,17 och 1,5 kommer från olika belastningar, men dessa utförs på samma provkropp vilket gör det något oegentligt att räkna dem som två separata värden.

$$\text{Medelvärde } m_x = \frac{\sum x_i}{n} = \frac{1,17+1,5+1,38}{3} = 1,35$$

$$\text{Standardavvikelse } S_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2$$

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{3-1} ((1,17 - 1,35)^2 + (1,38 - 1,35)^2 + (1,5 - 1,35)^2)}$$

$$S_x = 0,167$$

$$\text{Variationskoefficient } V_x = \frac{S_x}{m_x} = \frac{0,167}{1,35} = 0,124$$

$$\text{Karakteristiskt värde } \sigma_k = m_x (1 - k_n V_x)$$

$k_n = 3,37$  Värde som beror på antalet prover, i det här fallet fyra prover.

$$\text{Karakteristiskt värde } \sigma_k = 1,35(1 - 3,37 \cdot 0,124) = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensionerande värde } \sigma_d = \frac{\sigma_k}{\gamma_c}$$

$$\text{Dimensionerande värde } \sigma_d = \frac{0,79}{1,5} = 0,52 \text{ MPa}$$

Efter en omräkning av provresultatet uppfyller alla värdena samma dimensioneringskriterium och kan jämföras. Provresultatet visar en dimensionerande skjuvhållfasthet på 0,52 MPa och Eurokod 10.9.3 anger ett värde på den dimensionerande skjuvhållfastheten till 0,15 MPa. Provresultatet tar hänsyn till värden som ej visar brott, vilket medför att värdet på 0,52 MPa har goda säkerhetsmarginaler, värdet är på säkra sidan. Eurokod 10.9.3 har verifierats. Värdet på 0,15 MPa som normen anger har under provningen visats vara ett undre gränsvärde för skjuvhållfastheten för vidhäftningen mellan prefabricerat håldäck och igjuten betong.

Eurokod 6.2.5 anger ett värde på 0,178 MPa och 0,205 MPa, där det lägre värdet avser skjuvhållfastheten för de yttersta fogarna 1 och 4. Under provresultatets framgick att sprickor uppkom först i de innersta fogarna 2 och 3 och efter en omfördelning av spänningarna i bjälklaget blev ospruckna delar hårt belastade. Kraftig sprickbildning utvecklades då i en av de yttersta fogarna där även brott uppkom. Värdet som Eurokod 6.2.5 förutspådde förutsatte att de båda yttersta fogarna 1 och 4 skulle vara svagare, vilket även provresultatet visade då brott uppkom i fog 1.

## **6 Slutsatser och förslag till vidare arbete.**

### **6.1 Slutsatser**

Provresultatet visar att fogen har en högre hållfasthet än håldäcksplattans draghållfasthet. Dragsprickor på håldäcksplattorna blev begränsande brottmoder. Sprickorna på håldäcksplattorna uppkom då dragspänningar översteg draghållfastheten. Brottet framkallades genom att skjuvspänningarna koncentrerades till en mindre yta av fogen och genom att betongens kvalitet minskades. Dessa försvagningar avviker från verkligheten och dess inverkan är okänd. Detta kan antas bero på att igjutningens kvalitet har stor inverkan och armeringen är mindre viktig då stålet ej flyter i försöken.

Vidhäftningens skjuvhållfasthet kunde inte bestämmas då brottmoder relaterade till att dragspänningarna överskreds för håldäcksplattorna var begränsande.

Provningen gav en uppmätt skjuvspänning vid brott på 1,38 MPa. Värdena från provningen räknades om till dimensionerande skjuvspänning på 0,52 MPa, som är tre gånger större än vad provresultatet skulle behöva visa för att uppfylla nuvarande dimensioneringskrav i Eurokod.

### **6.2 Förslag till vidare arbete**

Försöket visar att brottet sker i håldäcksplattan. Då deformationerna ökar delas igjutningen i två delar, där tvärsnittets övre del böjer ut. Undre delen av tvärsnittet består av håldäcksplatta och igjutning. Den undre delen böjer inte ut p.g.a. att armeringslinorna i håldäcket motverkar utböjningen. Om kanalen närmast fogen fylls med betong och godtycklig mängd armering längs med kanalen kan effekten kanske motverkas. Vidare forskning måste utföras för att förhindra att skjuvsprickor uppstår på håldäcksplattorna. Om brottet kan motverkas kan vidhäftningen mellan fog och håldäcksplatta belastas ytterligare.

Inverkan av dubb och armeringsbygel som kopplas till dragbandsarmeringen i yttersta kanalen bör därför undersökas.

Eurokod samt andra normer som boverkets byggregler, BBR uppger att igjutningens kvalitet är avgörande för skjuvhållfastheten i vidhäftningen mellan betonger gjutna vid olika tillfällen. Provresultatet visar inte brott i vidhäftningen men brott uppkommer i bjälklaget ändå och provresultatet antyder att ett håldäcksbjälklags skjuvhållfasthet är beroende av igjutningens tryckhållfasthet. Spridningen samt att antalet värden är för litet för att avgöra om igjutningens tryckhållfasthet har inverkan på bjälklagets skjuvhållfasthet och effekten bör därför undersökas vidare.



## 7 Litteraturförteckning

- [1] Prefabsystem Entreprenad Svenska AB, ”prefabsystem.se”, 2012 [Online]. Available: <http://www.prefabsystem.se/wp-content/uploads/2012/11/Bygga-med-prefab.pdf> [Hämtad 2016-01-23]
- [2] Starka betongelement AB, ”Typgodkännande för HD/F enligt Eurokod, ” Kristianstad, 2014-12-30.
- [3] S. Persson, interviewee. *Konstruktör Starka betongelement AB*. [intervju] 11 februari 2016.
- [4] C. Nilsson, interviewee. *Konstruktör Starka betongelement AB – konversation per mail*. [intervju] 22 mars 2016.
- [5] P. Axelsson, interviewee, *Produktionsansvarig Starka betongelement AB*. [intervju] 28 januari 2016.
- [6] Betongelementföreningen, *Bygga med prefab*, Bromma 1998.
- [7] Svensk betong, ”svenskbetong.se” [Online]. Available: <http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/statik/haldack/upplag-av-haldack> [Hämtad 2016-02-23].
- [8] Svensk betong, ”svenskbetong.se” [Online]. Available: <http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/transport-och-montering/montering> [Hämtad 2016-02-23].
- [9] Svensk betong, ”svenskbetong.se” [Online]. Available: <http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/statik/haldack/hal-och-infastningar-i-hd-f-plattor> [Hämtad 2016-02-23].
- [10] Arbetsmiljöverket, ”av.se” [Online]. Available: <https://www.av.se/produktion-industri-och-logistik/bygg/risker-vid-byggnad--och-anlaggningsarbeten/arbetsmiljoplan-och-dess-risker/> [Hämtad 2016-02-25].
- [11] T. Isaksson, A. Mårtensson och S. Thelandersson, *Byggnadskonstruktion*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [12] S. Heyden, O. Dahlblom och A. Olsson, *Introduktion till strukturmekaniken*, Lund: Studentlitteratur AB, 2007.
- [13] P-G. Burström, *Byggnadsmaterial-Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [14] Svenska Betongföreningen, ” – Industrigolv, Betongrapport nummer 13 – Kap 8: Pågjutningar”, 2008.

- [15] J. Silfwerbrand, interviewee, *Professor KTH – Konversation via telefon*. [intervju]. 3 mars 2016.
- [16] ”Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: allmänna regler och regler för byggnader, 2008.
- [17] T. Isaksson, A. Mårtensson och S. Thelandersson, *Byggkonstruktion – regel- och formelsamling*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [18] ForcePAD 2 version 2.5.2, framtagen av Lunds Universitet, Institutionen för Bygghälsa, maj 2014.

Alla bilder som ej hänvisats är fotograferade eller ritade av författaren.

## Bilaga A Dimensionering av fogens skjuvhållfasthet

Dimensioneringskriteriet är

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad \text{Eurokod 2 (6.23), där}$$

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i} \quad \text{Eurokod 2 (6.24)}$$

$v_{Edi}$  - fogens dimensionerande skjuvspänning

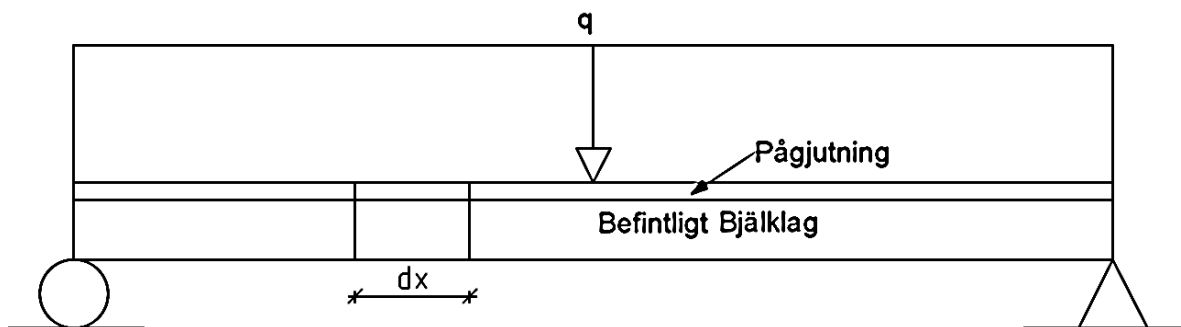
$\beta$  - kvoten mellan längsgående kraft i den nya betongen och total längsgående kraft i tryckt eller dragen zon, där båda beräknas för aktuellt snitt.

$V_{Ed}$  - tvärkraft

$z$  - sammansatta tvärsnittets inre hävarm

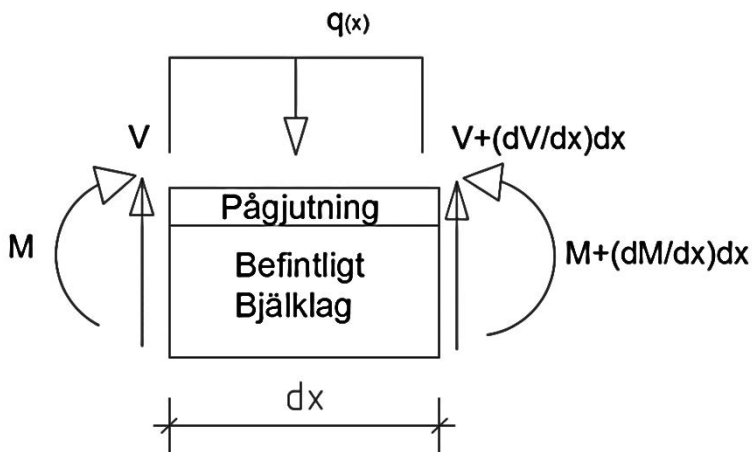
$b_i$  - fogens bredd

För att förstå hur  $v_{Edi}$  skall beräknas i den aktuella belastningssituationen behöver man titta närmare på (6.24).



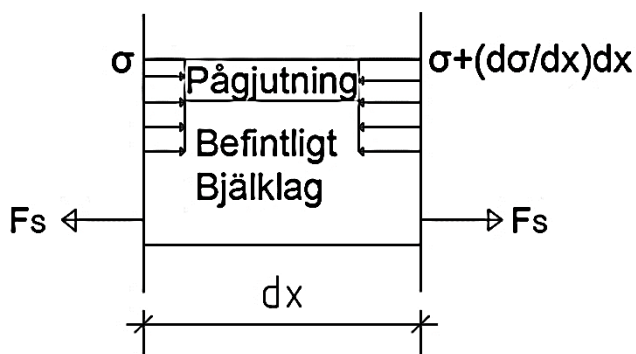
Figur A1: Horisontell fog mellan pågjutning och befintligt bjälklag med balkdelen  $dx$ .

I Figur A1 visas en balkdel med längd  $dx$ . Momentet är högre i höger snitt än till vänster. Figur 2 beskriver krafter på balkdelen  $dx$ .

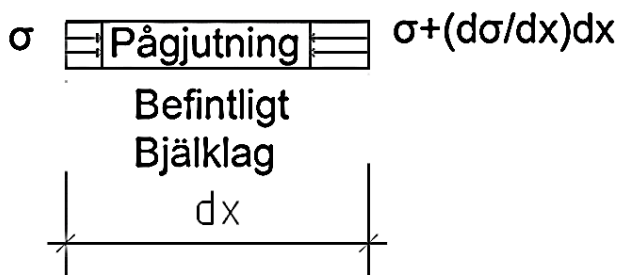


Figur A2: Friläggning av balkdelen  $dx$ .

Momentet är större till höger om balkdelen, vilket medför att även spänningarna blir större i höger snitt. Figur A3 beskriver spänningsfördelningen.



Figur A3: Tryck och dragspänningar på balkdelen  $dx$ .



Figur A4: Friläggning av pågjutningen.

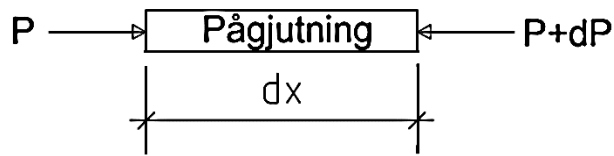
Figur A4 visar tryckspänningarna i pågjutningen. Tryckspänningens resultant blir en tryckkraft som beräknas enligt:

$$P = \sigma A$$

Där  $A$  är den area som spänningen  $\sigma$  verkar på.

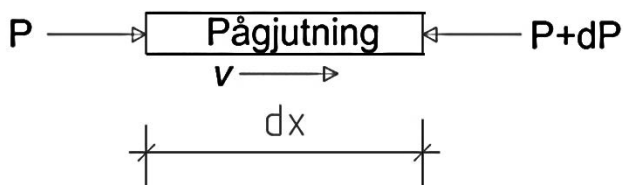


Spänningen till höger och till vänster om balkdelen fördelar sig på lika stor yta vilket medför att den resulterande kraften av spänningen blir större till höger om snittet då spänningen är större där, Figur A5.



Figur A5: Resulterande krafter på pågjutningen orsakade av normalspänning.

Pågjutningen är inte i jämvikt. En kraft per längdenhet  $v$  som är riktad från vänster till höger måste finnas för att nå jämvikt, Figur A6.



Figur A6: Krafter på pågjutningen inklusive skjuvflöde  $v$ .

Horisontell jämvikt medför:

$$(\leftarrow): 0 = -P + P + dP - vdx$$

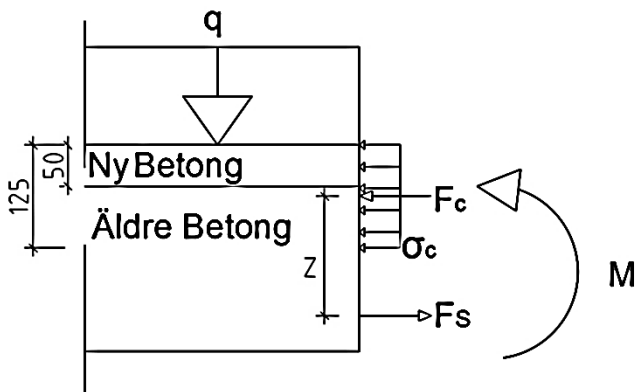
$$vdx = dP$$

$$v = \frac{dP}{dx}$$

där  $P$  är tryckkraften i pågjutningen. Tryckkraften i pågjutningen kan uttryckas som

$$P = \beta F_c$$

där  $\beta$  är kvoten mellan tryckkraften i den nya betongen och total tryckkraft i betongen, alltså samma som i 6.24:



Figur A7: Krafter på ett betongtvärsnitt.

$z$  är avståndet mellan kraften i armeringen  $F_s$  och  $F_c$  som är resultanten av tryckspänningen i betongen, alltså den inre hävarmen i tvärsnittet, se Figur A7.

En utbredd last  $q$  skapar momentet  $M$  som påverkar tvärsnittet som är statiskt ekvivalent med krafterna  $F_s$  och  $F_c$ .

Horisontell kraftjämvikt i Figur A7 ger att  $F_c = F_s$

Momentjämvikt kring punkten mitt mellan kraftresultanterna ger att:

$$0 = F_c \frac{z}{2} + M + F_s \frac{z}{2}$$

$$0 = F_s z + M \rightarrow F_s = \frac{M}{z} \rightarrow F_c = F_s = \frac{M}{z}$$

Nu kan vi skriva

$$v = \frac{dP}{dx} = \frac{d(\beta F_c)}{dx} = \frac{d\left(\frac{\beta M}{z}\right)}{dx}$$

Utbygning av konstanter som inte är beroende av  $x$  ger

$$v = \frac{\beta}{z} \frac{dM}{dx}$$

Derivatans av momentet med avseende på  $x$  kan skrivas som [12]:

$$V = \frac{dM}{dx}$$

där  $V$  är tvärkraften.

$$\rightarrow v = \frac{\beta}{z} \frac{dM}{dx} = \frac{\beta V}{z}$$

Om skjuvflödet  $v$  antas vara jämt fördelat på bredden  $b$  så kan skjuvspänningen  $\tau$  beräknas genom att dividera skjuvflödet med bredden.

$$\tau = \frac{\beta V}{zb}$$

Detta är alltså samma uttryck som 6.24 fast med beteckningen  $\tau$  för skjuvspänning istället för  $v_{Edi}$ . Ekvationen innebär alltså att man skall beräkna skjuvspänningen enligt konventionell teori för ett balktvärsnitt.

I en balk av homogent material varierar skjuvspänningen längs med ett vertikalt snitt som motsvarar fogen mellan håldäcksplattorna.

Bärförmågan för fogen i 6.23 betecknas  $v_{Rdi}$ . Denna skjuvhållfastheten i en fog mellan betonger gjutna vid olika tillfällen beräknas enligt Eurokod 2, ekvation 6.25.

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5vf_{cd} \quad \text{Eurokod 2, (6.25)}$$

Den första termen är relaterad till betongens draghållfasthet, den andra till effekten av tryckspänning tvärs fogen och den sista beaktar inverkan av armering tvärs fogen.

$c$  och  $\mu$  - faktorer som beror av ytans råhet, se Tabell A1.

Håldäcksplattor tillverkas genom stränggjutningsmetod, därför sätts  $c$  till 0,2 och  $\mu$  till 0,6.

Tabell A1: Beskrivning av koefficienterna  $c$  och  $\mu$ .

Typ av yta	Beskrivning	$c$ och $\mu$
Mycket slät yta	Yta gjuten mot form av material som stål, plast eller specialbehandlat trä.	$c = 0,025-0,10$ $\mu = 0,5$
Slät yta	Glidformsgjuten eller stängpressad yta eller en fri yta som inte behandlas efter vibrering.	$c = 0,2$ $\mu = 0,6$
Skrovlig yta	Yta med ojämnheter på minst 3 mm med ett avstånd på 40 mm. Åstadkoms genom krattning eller friläggning av ballast.	$c = 0,4$ $\mu = 0,7$
Yta med förtagningar	Bedöms enligt Figur 6.9 i Eurokod 2	$c = 0,5$ $\mu = 0,9$

$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c}$  - dimensionerande draghållfasthet Eurokod 2 (3.1.6)

$\alpha_{ct} = 1,0$  - koefficient som beaktar långtidseffekten på draghållfasthet och ogynnsam effekt av last påföring.

$\gamma_c = 1,5$  - partialkoefficient för betong i brottgränstillstånd Eurokod 2 (2.4.2.4)

$f_{ctk0,05} = 1,8$  MPa - karakteristiskt värde på draghållfastheten av kvalitet C25.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{1,8 \cdot 10^6}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_n$  – minsta yttre kraft per ytenhet som verkar vinkelrätt mot fogen samtidigt som skjuvkraften. Gynnsam vid tryck, dock inte större än  $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ , negativt vid drag och då bör  $cf_{ctd}$  sättas till 0. Vid dragspänning över fogen får man alltså inte tillgodoräkna sig någon hållfasthet om ingen armering finns.

Nedan görs en beräkning av hur stor tvärkraft en fog i håldäcksbjälklaget kan klara baserat på ovanstående uttryck. Eftersom tryckspänningen tvärs fogen kan variera kan också skjuvhållfastheten i fogen variera. Tvärkraftskapaciteten antas här vara integralen av skjuvhållfastheten över fogarean. Inverkan av armering över fogen försummas eftersom armering bara finns längst ut i kanterna.

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n$$

$$dV_{Rd} = v_{Rdi} \cdot 0,17 \cdot dx$$

där 0,17 är fogens djup och  $x$  är läget i den tryckta zonen. Detta ger:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \int_0^{x_{tot}} v_{Rdi} 0,17 \cdot dx = \int_0^{x_{tot}} (cf_{ctd} + \mu\sigma_n) \cdot 0,17 \cdot dx = \\ &= \int_0^{x_{tot}} cf_{ctd} \cdot 0,17 \cdot dx + \int_0^{x_{tot}} \mu\sigma_c \cdot 0,17 \cdot dx \end{aligned}$$

Där  $x_{tot}$  är längden på den tryckta zonen och  $\sigma_c(x)$  är tryckspänningarna i betongen.

Tryckspänningen  $\sigma_c$ , beräknas olika beroende på vilket stadium tvärsnittet befinner sig i. Därför delas beräkningen in i tre olika delar, stadium 1, stadium 2 och stadium 3. I samtliga stadier förutsätts att plana tvärsnitt förblir plana [11].

→  $V_{Rd} = 0,17x_{tot}(cf_{ctd} + \mu\sigma_c 0,5)$  tillämpas vid linjär spänningsfördelning över fogen, som föreligger under stadium 1 och 2.

→  $V_{Rd} = 0,17x_{tot}(cf_{ctd} + \mu\sigma_c)$  tillämpas vid konstant spänningsfördelning över fogen, som föreligger under stadium 3.

**Stadium 1** – Osprucken betong som kan förväntas ta dragkrafter.

Vid små moment då dragspänningarna är mindre än draghållfastheten förblir betongen osprucken. Armeringens inverkan försummas i stadium 1.

Neutrala lagets placering är i mitten av tvärsnittet, vilket medför att den tryckta och dragna zonen är lika stor, halva tvärsnittets höjd.

$$M = \frac{\sigma \cdot I}{y}$$

$$\sigma = f_{ctd} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 1,95^3}{12} = 0,1050 \text{ m}^4$$

$y$  - avståndet från tvärsnittets tyngdpunkt till det läge där spänningen ska bestämmas.

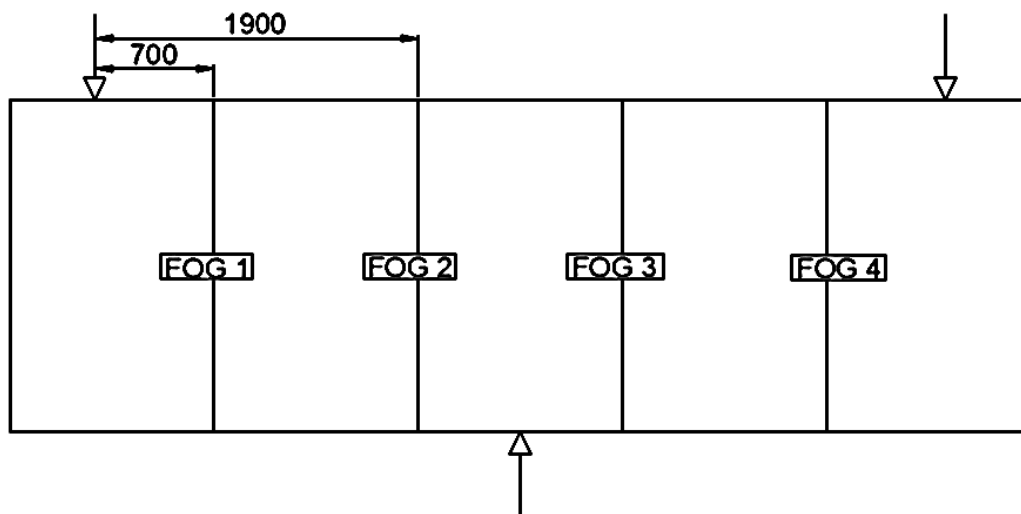
$$y = \frac{1,95}{2} = 0,975 \text{ m}$$

$$\rightarrow M = \frac{1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,1050}{0,975} = 129,23 \text{ kNm}$$

Momentet då dragspänningarna är större än draghållfastheten är 129 kNm, stadium 1 upphör och betongen spricker i dragzonen.

Kraften då momentet på 129,23 kNm uppnås söks.

$$M(x) = P \cdot \frac{x}{2}$$



Figur A8: Fogarnas placering samt avstånd från upplag

Fog 2 & 3 är fogen närmast punktlasten och den är 1,9 meter från upplaget, se Figur A8.

$$M_{2\&3} = P \cdot \frac{1,9}{2} = P \cdot 0,95$$

$$129,23 \cdot 10^3 = P \cdot 0,95 \rightarrow P = \frac{129,23 \cdot 10^3}{0,95} = 136 \text{ kN}$$

Fog 1 & 4 är närmast upplaget och den är 0,7 m från upplaget.

$$M_{1\&4} = P \cdot \frac{0,7}{2} = P \cdot 0,35$$

$$129,23 \cdot 10^3 = P \cdot 0,35 \rightarrow P = \frac{129,23 \cdot 10^3}{0,35} = 369 \text{ kN}$$

Spänningarna i fogens tryckta kant beräknas via:

$$\sigma_{2\&3} = \frac{M_1 \cdot y}{I} = \frac{P \cdot 0,95 \cdot 0,975}{0,1050} = 8,8214P$$

$$\sigma_{1\&4} = \frac{M_2 \cdot y}{I} = \frac{P \cdot 0,35 \cdot 0,975}{0,1050} = 3,25P$$

Tabell A2 visar tryckspänning vinkelrät fogen vid tryckt kant som funktion av last, förloppet begränsas av den last då betongen spricker.  $V_{Rd}$  också i tabellen.

*Tabell A2: Maxspänning, tryckzonens längd och tvärkraftskapacitet i stadium 1.*

Spänningsfördelning stadium 1								
P (kN)	M2&3(kNm)	X2&3	$\sigma_{2\&3}$ (MPa)	VR2&3 (kN)	M1&4(kNm)	X1&4	$\sigma_{1\&4}$ (MPa)	VR1&4 (kN)
10	9,5	0,975	0,09	44,2	3,5	0,975	0,03	41,4
50	47,5	0,975	0,44	61,7	17,5	0,975	0,16	47,9
100	95,0	0,975	0,88	83,6	35,0	0,975	0,33	55,9
136	129,2	0,975	1,20	99,4	47,6	0,975	0,44	61,8
150					52,5	0,975	0,49	64,0
200					70,0	0,975	0,65	72,1
250					87,5	0,975	0,81	80,2
300					105,0	0,975	0,98	88,3
350					122,5	0,975	1,14	96,3
369					129,2	0,975	1,20	99,4

**Stadium 2** – Betongen är sprucken och antas inte kunna ta någon dragspänning.

Spänningen i betongen på den tryckta sidan antas variera linjärt. Stålet antas inte flyta. Dubbelarmerat tvärsnitt med 3 Ø 20 mm i underkant och 1 Ø 20 mm i ovkant.

Neutrala lagrets avstånd från tryckta kanten betecknas  $\varphi d$ .  $\varphi d$  fås som [11].

$$\varphi = \left[ (\rho + \rho')^2 \alpha^2 + 2 \left( \rho + \rho' \cdot \frac{d'}{d} \right) \cdot \alpha \right]^{0,5} - (\rho + \rho') \alpha$$

$A_s = 3 \cdot 10^2 \cdot \pi = 942 \text{ mm}^2$  – armeringsarea för underkantsarmeringen

$A'_s = 1 \cdot 10^2 \cdot \pi = 314 \text{ mm}^2$  – armeringsarea för överkantsarmeringen

$b = 0,17 \text{ m}$  – tvärsnittets bredd

$d = 1,95 - 0,06 = 1,89 \text{ m}$  – effektiv höjd

$d' = 0,06 \text{ m}$  – avstånd från ovankant till överkantsarmeringen

$E_s = 200 \text{ GPa}$  – elasticitetsmodul stål

$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$  – elasticitetsmodul betong

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = \frac{31}{1,2}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{942 \cdot 10^{-6}}{0,17 \cdot 1,89} = 0,002932$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{314 \cdot 10^{-6}}{0,17 \cdot 1,89} = 0,0009773$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{200 \cdot 1,2}{31} = 7,742 \text{ – förhållandet mellan E-modulen i stål och betong}$$

$$\varphi = \left[ (0,002932 + 0,0009773)^2 \cdot 7,742^2 + 2 \left( 0,002932 + 0,0009773 \cdot \frac{0,06}{1,89} \right) \cdot 7,742 \right]^{0,5} - (0,002932 + 0,0009773) \cdot 7,742 = 0,186$$

$$\varphi d = 0,186 \cdot 1,89 = 0,352 \text{ m}$$

Den tryckta zonen är 352 mm lång.

### Spänningsfördelning i stadium 2.

$$M = 0,5 \sigma_c b \varphi d \left( d - \frac{\varphi d}{3} \right) + \sigma'_s \cdot A'_s (d - d')$$

$$\sigma'_s = \frac{(\varphi d - d') \cdot \sigma_c \cdot \alpha}{\varphi d}$$

$$M = 0,5 \sigma_c b \varphi d \left( d - \frac{\varphi d}{3} \right) + \frac{(\varphi d - d') \cdot \sigma_c \cdot \alpha}{\varphi d} \cdot A'_s (d - d')$$

$$\frac{M}{\sigma_c} = 0,5 \cdot 0,17 \cdot 0,352 \left(1,89 - \frac{0,352}{3}\right) + \frac{(0,352-0,06) \cdot 7,742}{0,352} \cdot 314 \cdot 10^{-6} (1,89 - 0,06)$$

$$\frac{M}{\sigma_c} = 0,056728593 \rightarrow \sigma_c = 17,63M$$

Detta gäller så länge stålet inte flyter. När stålet börjar flyta så minskar längden på den tryckta zonen. För att ta reda på när detta inträffar så måste kraften bestämmas då stålet börjar flyta.

$$0,5\sigma_c b \varphi d + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

Överkantsarmeringen antas att inte flyta.

$$\sigma'_s = \frac{\varphi d - d'}{\varphi d} \sigma_c \alpha$$

$$\sigma_s = f_y = 435 \cdot 10^6$$

$$0,5 \cdot 0,17 \cdot 0,352 \cdot \sigma_c + \frac{0,352 - 0,06}{0,352} \cdot \sigma_c \cdot \frac{200 \cdot 1,2}{31} \cdot 314 \cdot 10^{-6}$$

$$= 435 \cdot 10^6 \cdot 942 \cdot 10^{-6}$$

$$0,02992\sigma_c + 0,002016598\sigma_c = 409770$$

$\sigma_c = 12,83$  MPa – Spänningen i betongen då stålet börjar flyta.

$$M = 0,5\sigma_c b \varphi d \left(d - \frac{\varphi d}{3}\right) + \sigma'_s A'_s (d - d')$$

$$M = 0,5 \cdot 12,83 \cdot 10^6 \cdot 0,17 \cdot 0,352 \cdot \left(1,89 - \frac{0,352}{3}\right) + \frac{(0,352 - 0,06)}{(0,352)} \cdot 12,83 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{200 \cdot 1,2}{31}\right) \cdot 314 \cdot 10^{-6} (1,89 - 0,06)$$

$$M = 727,8 \text{ kNm}$$

Momentet då armeringen börjar flyta är 727,8 kNm. Brottlasten ska beräknas.

$$M = P \cdot 0,95 \rightarrow P_1 = \frac{M}{0,95} = \frac{727,8 \cdot 10^3}{0,95} = 766,1 \text{ kN}$$

$$M = P \cdot 0,35 \rightarrow P_2 = \frac{M}{0,35} = \frac{727,8 \cdot 10^3}{0,35} = 2079,4 \text{ kN}$$

Spänningsfördelningen undersöks även i stadium 2 då stålet i underkant flyter. Tryckta zonen längd,  $x$  söks då underkansarmeringen flyter. För att förenkla räkningen har i denna del ett enkelarmerat tvärsnitt studerats.



$$0,5\sigma_c b \varphi d = \sigma_s A_s$$

$$\sigma_s = f_y = 435 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_c = \frac{(435 \cdot 10^6 \cdot 942 \cdot 10^{-6})}{(0,5 \cdot 0,17 \cdot 1,89)} \cdot \frac{1}{\varphi}$$

Momentet,  $M$ :

$$M = 0,5\sigma_c b d^2 \varphi \left(1 - \frac{\varphi}{3}\right)$$

$$M = 0,5 \cdot 0,17 \cdot 1,89^2 \varphi \left(1 - \frac{\varphi}{3}\right) \cdot \frac{(435 \cdot 10^6 \cdot 942 \cdot 10^{-6})}{(0,5 \cdot 0,17 \cdot 1,89)} \cdot \frac{1}{\varphi}$$

$$M = 774465,3 \left(1 - \frac{\varphi}{3}\right)$$

$$\varphi = \frac{(-M + 774465,3)}{258155,1}$$

$$M = P_1 \cdot 0,95$$

$$M = P_2 \cdot 0,35$$

$$\sigma_c = \frac{2550700,3}{\varphi}$$

Resultatet från ekvationerna ovan presenteras i tabell 3.

Tabell A3: Maxspänning och tryckzonens längd i stadium 2.

Spänningsfördelning stadium 2								
$P$ (kN)	$M_{2\&3}$ (kNm)	$x_{2\&3}$ (m)	$\sigma_{c2\&3}$ (Mpa)	$\varphi_{R2\&3}$ (kN)	$M_{1\&4}$ (kNm)	$x_{1\&4}$ (m)	$\sigma_{c1\&4}$ (Mpa)	$\varphi_{R1\&4}$ (kN)
136	129,2	0,352	2,278	55,3	47,6	0,352	0,84	29,4
150	142,5	0,352	2,512	59,5	52,5	0,352	0,93	31,0
200	190,0	0,352	3,350	74,5	70,0	0,352	1,23	36,5
250	237,5	0,352	4,187	89,5	87,5	0,352	1,54	42,1
300	285,0	0,352	5,025	104,6	105,0	0,352	1,85	47,6
350	332,5	0,352	5,862	119,6	122,5	0,352	2,16	53,1
369	350,6	0,352	6,180	125,3	129,2	0,352	2,28	55,2
369	350,6	0,352	6,180	125,3	129,2	0,352	2,28	55,2
400	380,0	0,352	6,699	134,6	140,0	0,352	2,47	58,7
450	427,5	0,352	7,537	149,7	157,5	0,352	2,78	64,2
500	475,0	0,352	8,374	164,7	175,0	0,352	3,09	69,7
550	522,5	0,352	9,212	179,7	192,5	0,352	3,39	75,3
600	570,0	0,352	10,049	194,8	210,0	0,352	3,70	80,8
650	617,5	0,352	10,887	209,8	227,5	0,352	4,01	86,4
700	665,0	0,352	11,724	224,8	245,0	0,352	4,32	91,9

750	712,5	0,352	12,561	239,9	262,5	0,352	4,63	97,4
766,1	727,8	0,352	12,831	244,7	268,1	0,352	4,73	99,2
766,1	727,8	0,342	14,109	259,8	268,1	0,352	4,73	99,2
770	731,5	0,315	15,326	258,7	269,5	0,352	4,75	99,7
780	741,0	0,245	19,676	255,9	273,0	0,352	4,81	100,8
790	750,5	0,175	27,476	253,0	276,5	0,352	4,87	101,9
793,5	753,8	0,151	31,902	252,0	277,7	0,352	4,90	102,3
800					280,0	0,352	4,94	103,0
850					297,5	0,352	5,24	108,5
900					315,0	0,352	5,55	114,1
950					332,5	0,352	5,86	119,6
1000					350,0	0,352	6,17	125,1
1050					367,5	0,352	6,48	130,7
1100					385,0	0,352	6,79	136,2
1150					402,5	0,352	7,10	141,8
1200					420,0	0,352	7,40	147,3
1250					437,5	0,352	7,71	152,8
1300					455,0	0,352	8,02	158,4
1350					472,5	0,352	8,33	163,9
1400					490,0	0,352	8,64	169,4
1450					507,5	0,352	8,95	175,0
1500					525,0	0,352	9,26	180,5
1550					542,5	0,352	9,56	186,1
1600					560,0	0,352	9,87	191,6
1650					577,5	0,352	10,18	197,1
1700					595,0	0,352	10,49	202,7
1750					612,5	0,352	10,80	208,2
1800					630,0	0,352	11,11	213,8
1850					647,5	0,352	11,42	219,3
1900					665,0	0,352	11,72	224,8
1950					682,5	0,352	12,03	230,4
2000					700,0	0,352	12,34	235,9
2050					717,5	0,352	12,65	241,4
2079,4					727,8	0,352	12,83	244,7
2079,4					727,8	0,342	14,11	259,8
2090					731,5	0,315	15,33	258,7
2100					735,0	0,289	16,68	257,7
2150					752,5	0,161	29,98	252,4
2153,7					753,8	0,151	31,86	252,0

**Stadium 3** nås då betongens brottöjning uppnås i tryckt kant. Stålet i underkant antas flyta och överkantsarmeringen antas inte flyta.

Tryckta zonen längd,  $x$ , söks.

$$A_s \sigma_s = f_{cm} 0,8 x b + A'_s \sigma'_s$$

$\sigma_s = f_y = 435 \text{ MPa}$  – medelvärde på flytspänningen.

$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$  - Betongens dimensionerande tryckhållfasthet, för betong av kvalitet C25

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} = 200 \cdot 10^9 \cdot 0,0035 \cdot \frac{x - 0,06}{x}$$

$$\rightarrow 942 \cdot 10^{-6} \cdot 435 \cdot 10^6 = 16,7 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,17x$$

$$+ 314 \cdot 10^{-6} \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 0,0035 \cdot \frac{x - 0,06}{x}$$

$$409770 = 2271200 \cdot x + \frac{219800x - 13188}{x}$$

$$\rightarrow 0 = 2271200 \cdot x^2 + 219800x - 409770x - 13188$$

$$\rightarrow 0 = x^2 - \frac{189970x}{2271200} - \frac{13188}{2271200}$$

$$x = + \frac{189970}{2271200 \cdot 2} \mp \sqrt{\left(\frac{189970}{2271200 \cdot 2}\right)^2 + \frac{13188}{2271200}}$$

$$x = 0,04182 \mp 0,08692$$

$$x_1 = 0,1287 \text{ m}$$

$$x_2 = -0,0451 \text{ m}$$

Tryckta zonen är 129 mm

Kontroll görs av antagandet att stålet i underkant flyter och att stålet i överkant inte flyter.

Kontroll av överkantsarmeringen:

$$\text{Villkor: } \varepsilon'_s < \varepsilon'_{sy}$$

$$\varepsilon'_{sy} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{435 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 0,002175 - \text{Flyttöjning}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} = 0,0035 \cdot \frac{(129 - 60)}{129} = 0,00187$$

Villkoret är uppfyllt, flyttöjningen är större än töjningen i överkantsarmeringen.

Kontroll av underkantsarmering:

Villkor:  $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{435 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 0,002175 - \text{Flyttöjning}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} = 0,0035 \cdot \frac{(1890 - 129)}{129} = 0,0478$$

Villkoret uppfyllt töjningen i underkantsarmeringen är större än flyttöjningen.

Antagandet är uppfyllt. Det skall noteras att töjningen i stålet är mycket stor, en följd av antagandet om att plana tvärsnitt förblir plana.

Brottmomentet,  $M$  söks.

$$M = f_{cd} 0,8xb(d - 0,4x) + A'_s \sigma'_s (d - d')$$

$$\sigma'_s = E \cdot \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} = 200 \cdot 10^9 \cdot 0,0035 \cdot \frac{0,091 - 0,06}{0,091}$$

$$\rightarrow M = 16,7 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,129 \cdot 0,17 \cdot (1,89 - 0,4 \cdot 0,129) + 314 \cdot 10^{-6} \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 0,0035 \cdot \frac{0,129 - 0,06}{0,129} \cdot (1,89 - 0,06)$$

$$\rightarrow M = 753,8 \text{ kNm}$$

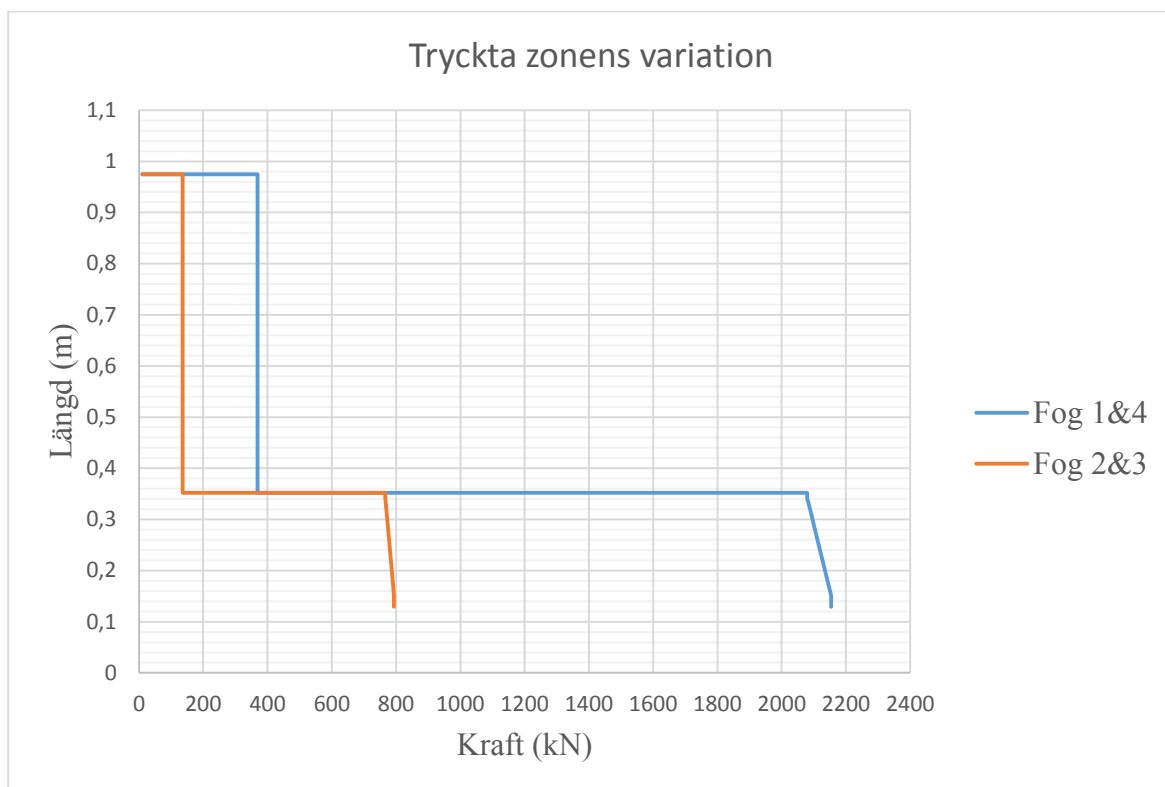
Brottlasten då brottmomentet på 753,8 kNm uppnås söks.

Momentet för fog ett och två är:

$$M_{2\&3} = P \cdot 0,95 \rightarrow P = \frac{M}{0,95} = \frac{753,8 \cdot 10^3}{0,95} = 793,5 \text{ kN}$$

$$M_{1\&4} = P \cdot 0,35 \rightarrow P = \frac{M}{0,35} = \frac{753,8 \cdot 10^3}{0,35} = 2153,7 \text{ kN}$$

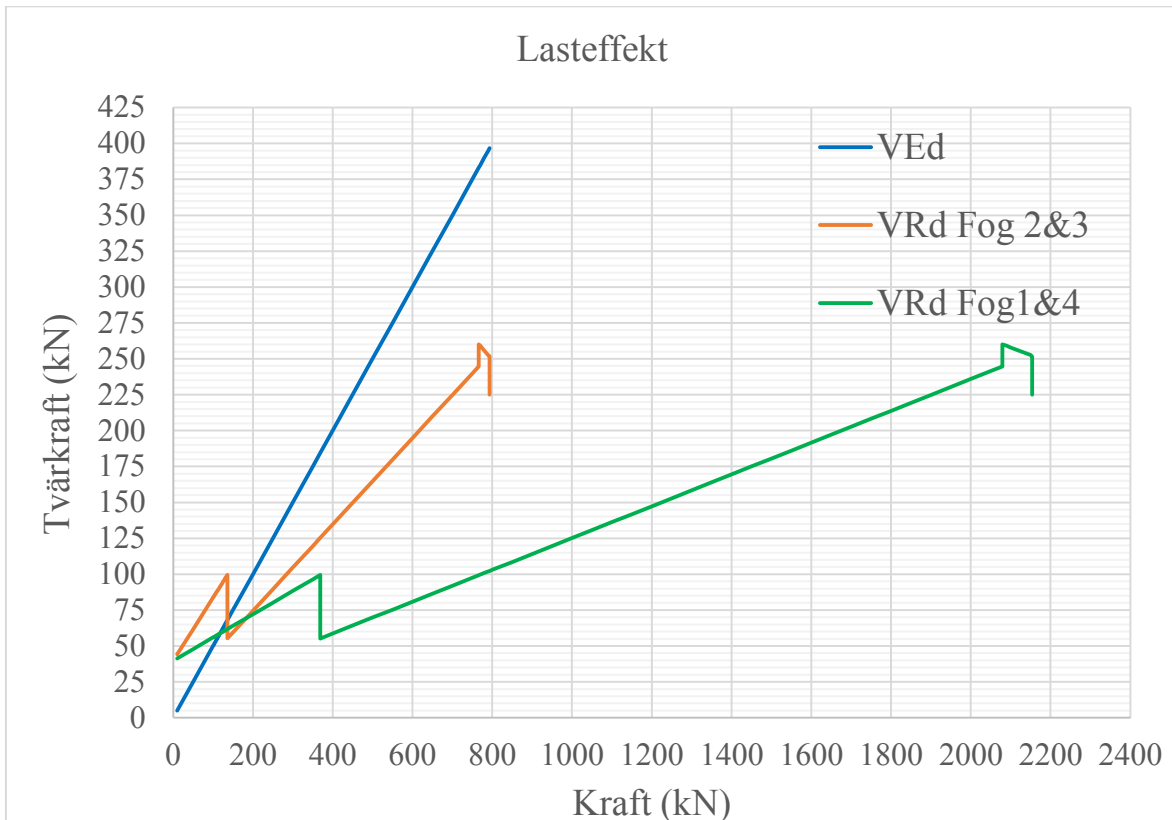
Resultaten av beräkningarna ovan illustreras nedan i diagram. Figur A9 visar hur längden av den tryckta zonen varierar i betongtvärsnittet. I stadium 1 är den tryckta zonen konstant, halva tvärsnittet. Då tvärsnittet övergår till stadium 2 är den tryckta zonen längd fortfarande konstant men med ett mycket mindre värde. Hoppet mellan stadium 1 och stadium 2 beror på olika antaganden när det gäller dragspänning i betongen i de olika stadierna. Då armeringen börjar flyta i stadium 2 minskar tryckzonens storlek och till sist finns ett hopp till ett ännu lägre värde i stadium 3. Med denna beräkningsmodell kan man alltså bara tillgodoräkna sig en liten del av tvärsnittet för att ta upp skjuvspänningar.



Figur A9: Längden på den tryckta zonens variation som funktion av last.

I Figur A10 visas tvärkraft (lasteffekt) och tvärkraftskapacitet som funktion av den yttre lasten. Där tvärkraftskurvan skär kurvan för bärförmåga uppstår alltså brott enligt denna teori. För fog 1 och 4 inträffar detta redan i stadium 1 och för fog 2 och 3 i övergången mellan stadium 1 och 2.

I Tabell A4 visas en sammanställning över vid vilken tvärkraft och genomsnittlig skjuvspänning brott sker. Denna beräkning är på osäkra sidan på så sätt att skjuvkraften har antagits fördela sig över fogenslängd på samma sätt som bärförmågan varierar längs med fogens längd.



Figur A10: Tvärkraftskapaciteten,  $V_{Rd}$  för samtliga fogar i förhållande till föreliggande tvärkraft  $V_{Ed}$  alla som funktion av lasten, kapaciteten baserad på betongens dimensionerande draghållfasthet.

Tabell A4: Tvärkraften då tvärkraftskapaciteten överstigs.

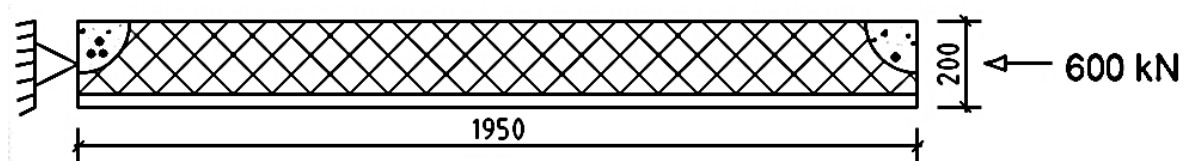
Fog	Tvärkraft	Skjuvspänning
1 och 4	59 kN	0,178 MPa
2 och 3	68 kN	0,205 MPa

## Bilaga B Dimensionering av provuppställning

Beräkningarna i bilagan bygger på Byggkonstruktion – regel- och formelsamling [17] som är baserad på Eurokod.

### B.1 Dimensionering av håldäcksbjälklag

Dragbandsarmeringen dimensioneras med avseende på brottgränstillståndet. Maximalt 400 kN kommer att läggas på. En säkerhetsfaktor på 1.5 läggs på lasten och bjälklaget dimensioneras för 600 kN. Armering placeras i dragen sida av balken, i balkens underkant.



Figur B1: Mått på liggande hög balk.

Balken höjd 1,95 m

Balkens längd 5,0 m

Balkens bredd 0,2 m

En mindre mängd armering placeras i balkens överkant. Dimensionering av balkens dragna armering sker med antagandet av ett enkelarmerat tvärsnitt, vilket ger en armeringsmängd som är på säkra sidan.

Armeringskvalitet B500BT

Armeringsmängd söks.

Materialdata

Stål:

- $f_{yd} = 435$  MPa
- $E_s = 200$  GPa
- Armeringens diameter sätts till 20 mm.

Betong:

- $f_{ck} = 25$  MPa

Moment- och kraftjämvikt används för att beräkna erforderlig armeringsmängd.

Kraftjämvikt:  $A_s \sigma_s = f_{cd} 0,8xb$

$A_s$  - armeringsarea för underkantsameringen

$\sigma_s$  - spänning i underkantsarmeringen

$f_{cd}$  - dimensionerande tryckhållfasthet

$x$  - neutrala lagrets läge, tryckta zonens längd

$b$  - tvärsnittets bredd

Momentjämvikt:  $M = f_{cd}0,8xb(d - 0,4x)$

$M$  - dimensionerande moment som balken ska stå emot.

$d$  - avståndet mellan överkant och tyngdpunkten på underkantsarmeringen.

$$M_{Ed} = PL/4 = 600 \cdot \frac{5}{4} = 750 \text{ kNm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck} / \gamma_c$$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  - karakteristisk tryckhållfasthet för C25/30 betong

$\alpha_{cc} = 1,0$  - beaktar tryckhållfasthetens långtidsegenskaper

$\gamma_c = 1,5$  - partialkoefficient för betong i brottgränstillstånd

$$f_{cd} = 1,0 \cdot 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MPa}$$

$x$  söks i momentjämvikten

$$d = 1,95 - 0,06 = 1,89 \text{ m} - \text{effektiv höjd}$$

Momentjämvikt:

$$750 \cdot 10^3 = 16,7 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot x(1,89 - 0,4x)$$

$$0,280688623 = 1,89x - 0,4x^2$$

$$0 = -0,4x^2 + 1,89x - 0,280688623$$

$$0 = x^2 - \frac{1,89x}{0,4} + \frac{0,280688623}{0,4}$$

$$x = +2,3625 \mp \sqrt{2,3625^2 - \frac{0,280688623}{0,4}}$$

$$x_1 = 0,1535 \text{ m}$$

$x_2$  medför ett mått som är större än tvärsnittets höjd och är därför inte rimligt.

Spänningen i armeringen  $\sigma_s$  kan sättas till flytspänningen  $f_{yd}$  om:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 0,002175$$



$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left( \frac{x - 1,89}{x} \right) = 0,0035 \frac{1,89 - 0,1535}{0,1535} = 0,039594463$$

Påståendet stämmer, spänningen i armeringen kan sättas till stålets flytspänning.

$$\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Kraftjämvikt } A_s \sigma_s = f_{cd} 0,8bx$$

$$\text{Kraftjämvikt } A_s = \frac{f_{cd} 0,8bx}{\sigma_s} = \frac{16,7 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,1535}{435 \cdot 10^6} = 942,9 \text{ mm}^2$$

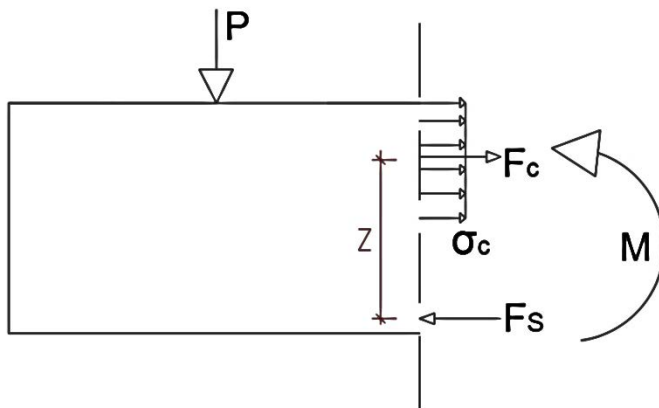
$$A_s = r^2 \pi n$$

$n$  = - antalet stänger

$r = 10 \text{ mm}$  - radien på ett armeringsstål

$$n = \frac{943}{10^2 \cdot \pi} = 3,0 \text{ armeringsstänger av diameter } 20 \text{ mm.}$$

I beräkningen ovan betraktas bjälklaget som en balk och beräkningarna bygger på antagandet om plana tvärsnitt. Alternativt kan en enklare beräkning göras enligt [1]. Yttre kraft skapar ett moment i skivans plan, momentet skapar ett kraftpar som blir en tryckande och en dragande kraft, där draget tas upp av armeringen och trycket tas upp genom tryckspänningen i betongen.



Figur B2: Friläggning av krafter i skivan.

Momentet skapar ett kraftpar  $F_c$  och  $F_s$ .

$$F_c = F_s = \frac{M}{Z}$$

Tryckspänningen kan antas verka på en liten yta längs ut vi kanten, vilket medför att tryckspänningens kraftresultant  $F_c$  blir placerad långt ut.  $F_s$  är kraften i armeringen. Armeringen placeras nära kanten vilket medför att

avståndet mellan krafterna i kraftparet,  $z$ , kan approximeras med bredden på skivan.

I försöket är bjälklagsskivan 1,95 m bred.

$$F_c = F_s = \frac{750 \cdot 10^3}{1,95} = 384,6 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa} - \text{flytspänning}$$

$$\frac{F_s}{f_{yd}} = A_s \rightarrow \frac{384,6 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^6} = 0,000884173 \text{ m}^2$$

$$A_s = 884,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = r^2 \pi n$$

$n$  = söks - antalet stänger

$r$  = 10 mm - radien på ett armeringsstål

$$\frac{884}{10^2 \cdot \pi} = n$$

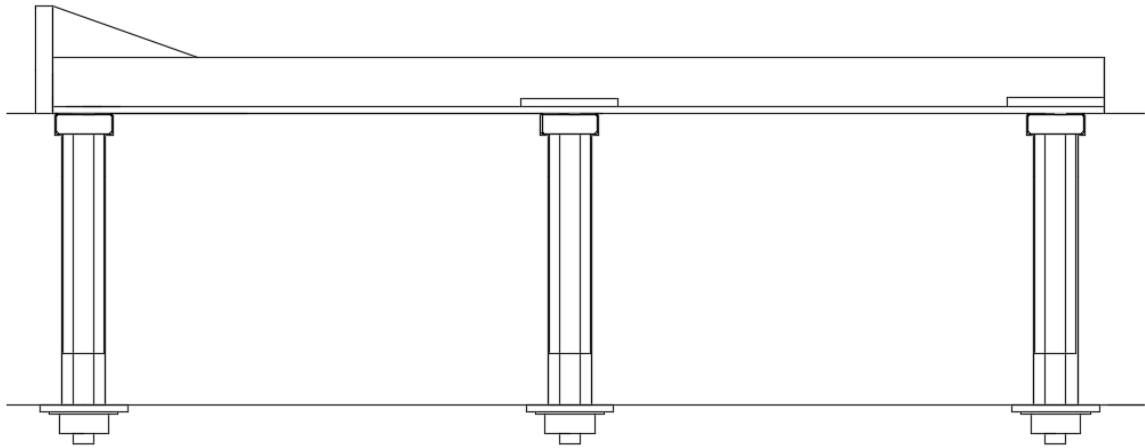
$n = 2,8$  Armeringsstänger

Slutsats: 3 st armeringsstänger läggs i den dragna sidan av skivan och 1 st läggs i den tryckta sidan. I verkliga byggnader läggs i regel lika mycket armering i båda sidor eftersom vindlasten kan komma från båda hållen.

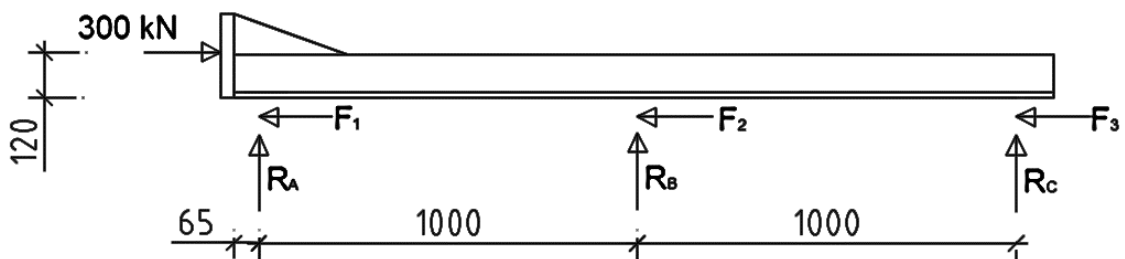
## B.2 Dimensionering av ram

Beräkningarna i bilagan bygger på Introduktion till strukturmekniken [12] och Byggnadskonstruktion – regel- och formelsamling [17] som är baserad på Eurokod.

Dimensionering av UPE-balk



Figur B3: Stålprofil liggande på befintligt betongbjälklag.



Figur B4: Friläggning av stålprofil.

Horisontella krafter

Upplaget svarar för en kraft på 300 kN som skapar en normalkraft i UPE-balken.

Horisontell jämvikt:

$$(\rightarrow): 0 = 300 - F_1 - F_2 - F_3$$

Krafterna  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  antas ta lika stor del av den horisontella kraften. Detta antagande kan vara på osäkra sidan eftersom maxkraften i värst belastad bult blir större om kraften ej fördelas lika mellan bultarna. Detta ger att  $F_1 = F_2 = F_3 = F$

Antagandet medför att vi kan lösa ekvationen:  $0 = 300 - 3F \rightarrow F = 100 \text{ kN}$

$$\rightarrow F_1 = F_2 = F_3 = 100 \text{ kN}$$

Vertikala krafter:

UPE-balken antas ha vertikala upplag vid de tre bultinfästningarna. Tre obekanta medför att systemet blir statiskt obestämt. Därför tillämpas stödvinkelmetoden. En balk som deformeras elastiskt får inga knyckar vilket

medför att vinkeländring till höger och till vänster om upplag B måste vara lika stor. En kontinuerlig balk delas upp i statiskt bestämda delar där momentet är lika stort till höger som till vänster om snittet.

$$\theta_{BA} = \theta_{BC}$$

$$\theta_{BA} = \frac{L}{6EI} (2M_B + M_A)$$

$$\theta_{BC} = -\frac{L}{6EI} (2M_B)$$

Momentet kring punkt C är noll då inga yttre krafter ansluter på profilen yttre del.

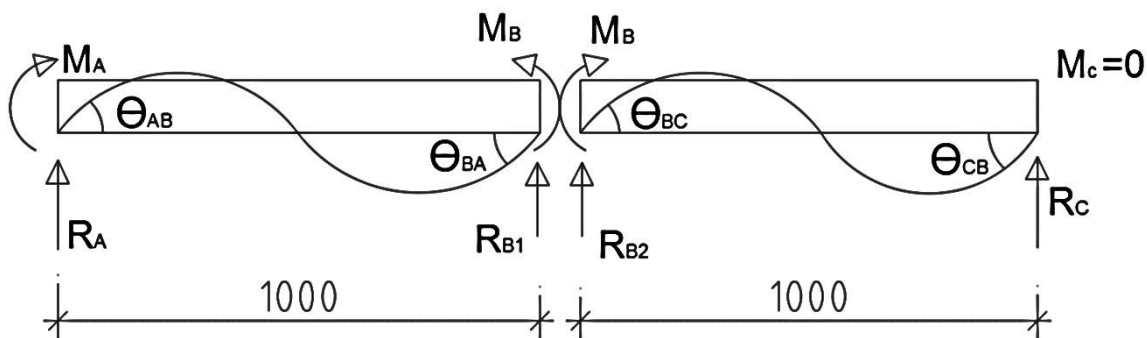
$$\frac{L}{6EI} (2M_B + M_A) = -\frac{L}{6EI} (2M_B)$$

$$(2M_B + M_A) = -2M_B$$

Momentet kring punkt A skapas av den yttre kraften 300 kN som har en hävarm som är avståndet från krafttillslaget till UPE-balkens tyngdpunkt. Avståndet sätts till 0,12 m vilket är avståndet från kraftens angreppspunkt till befintligt betongbjälklag. Avståndet är större vilket medför att dimensioneringen blir på säkra sidan.

$$M_A = 0,12 \cdot 300 = 36 \text{ kNm}$$

$M_B = -9 \text{ kNm}$  Momentet har alltså motsatt riktning jämfört med i Figur 15.



Figur B5: Friläggning av stålprofilen med momenten och vinkeländring inritad.

Balken är på bilden indelad i två statiskt bestämda delar där momentjämvikt och vertikal jämvikt används för att lösa ut upplagskrafterna.

Momentjämvikt kring punkt A:

$$0 = 36 + 9 - 1,0 \cdot R_{B1}$$

$$R_{B1} = 45 \text{ kN}$$

90

Momentjämvikt kring punkt B balkens vänstra del:

$$0 = 9 + 36 + R_A \cdot 1,0$$

$$R_A = -45 \text{ kN}$$

Momentjämvikt kring punkt B balkens högra del:

$$0 = 9 + 1,0 \cdot R_C$$

$$R_C = -9 \text{ kN}$$

Vertikaljämvikt för hela balken med positiv riktning upp:

$$(\uparrow) : 0 = R_A + R_{B1} + R_{B2} + R_C \rightarrow R_A + R_C = -R_{B1} - R_{B2}$$

$$-45 - 9 + 45 = R_{B2} \rightarrow R_{B2} = 9 \text{ kN}$$

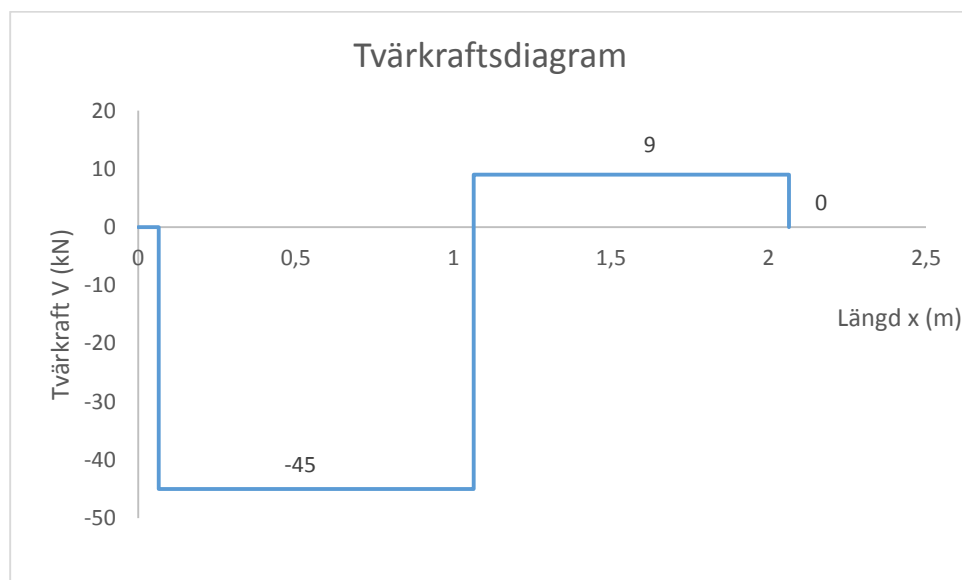
Då balken har delats upp i statiskt bestämda delar kommer den kontinuerliga balken att få upplagskrafterna

$$R_A = -45 \text{ kN}$$

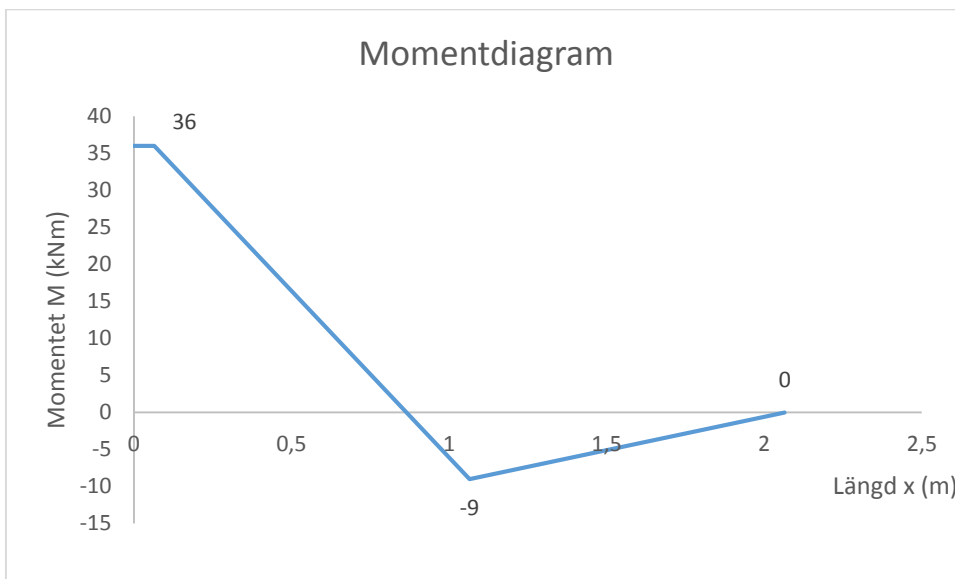
$$R_{B \text{ tot}} = R_{B1} + R_{B2} \rightarrow R_{B \text{ tot}} = 45 + 9 = 54 \text{ kN}$$

$$R_C = -9 \text{ kN}$$

Upplagskrafterna ger upphov till tvärkrafter i stålet. Med hjälp av metoden Följa lasten beräknas tvärkraftsfördelningen, se Figur B.6.



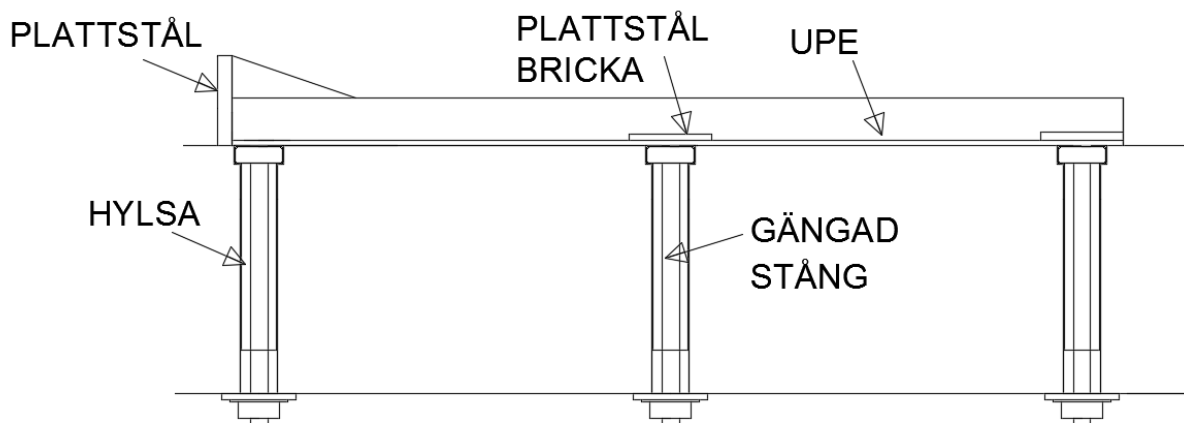
Figur B6: Tvärkraftsfördelning utmed stålprofilen.



Figur B7: Momentfördelning utmed stålprofilen.

Slutsats:

- Stålprofilen ska dimensioneras för ett böjmoment på  $M_{Ed} = 36$  kNm och en tryckande normalkraft på 300 kN.
- Stålprofilen utsätts för en tvärkraft på 45 kN
- Stängerna i infästningen kommer att påverkas av upplagskrafterna från stålet, en dragande kraft på 45 kN.



Figur B8: Stålprofil består av plattstål som svetsas mot liggande UPE-balk.

Dimension på UPE balk söks.

- Stålprofilen ska dimensioneras för ett böjmoment på  $M_{Ed} = 36$  kNm och en normalkraft på 300 kN.
- Stålprofilen utsätts för en tvärkraft på 45 kN då momentet verkar på balken.

Stålkvalitet S355  $\rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$

På säkra sidan utförs elastisk dimensionering.

Dimensionering med avseende på böjmoment och normalkraft.

Naviers formel används för att göra en kontroll

$$N_{Ed} = 300 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 36 \text{ kNm}$$

$$\text{Naviers-formel: } \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$A$  är den area kraften fördelar sig på.

$$A = 9190 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$W = 123 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Flytspänning i stålet är 355 MPa

$$\sigma \leq 355 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

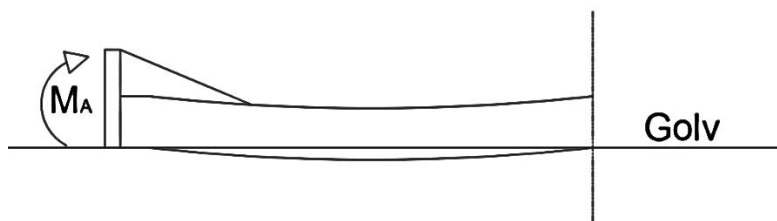
Brottgränsdimensionering:

$$\sigma = \frac{300 \cdot 10^3}{9190 \cdot 10^{-6}} + \frac{36 \cdot 10^3}{123 \cdot 10^{-6}} = 325 \text{ MPa}$$

$$325 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

Spänningen som föreligger är mindre än flytspänningen vilket medför att balken håller vid brottgränsdimensionering då böjmoment och normalkraft beaktas.

UPE-balken utsätts för moment och normalkraft. En slank balk kan knäckas före materialbrott som ovanstående ekvationer beaktar, andra ordningens teori tar hänsyn till knäckning. UPE-balken påverkas av ett moment som medför att UPE-balken får en utböjning mot befintligt betongbjälklag. Figur B.9 beskriver hur utböjningen av UPE-balken hindras av befintligt betonggolv.

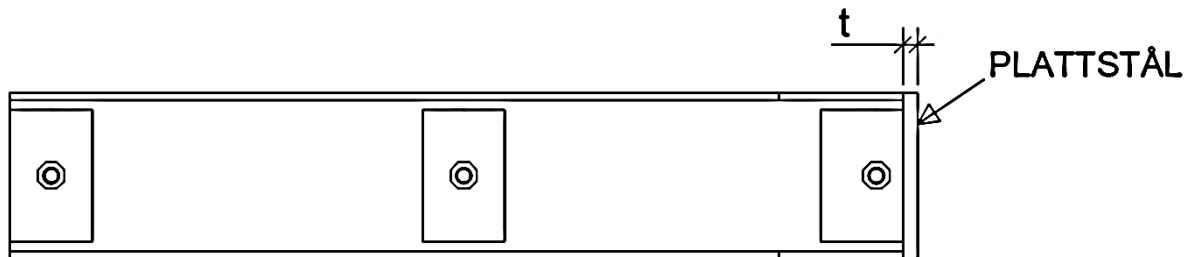


Figur B9: Utböjning av UPE-balk.

Befintligt betongbjälklag motverkar utböjningen av UPE-balken och medför att balken är stagad mot knäckning, vilket medför att hänsyn inte behöver tas till andra ordningens teori.

### Dimensionering av plattstål vid upplag.

Tjockleken,  $t$ , på plattstålet söks.



Figur B.10: Plattstålets placering på UPE-balken sett ovanifrån.

Plattstålet dimensioneras med avseende på böjmoment. Plattstålet antas belastas av en jämt utbred last som skapar en utböjning på plattstålet. Plattstålet antas på säkra sidan vara fritt upplagt mellan flänsarna på UPE-balken.

Plattstålet har en spännvidd på  $L = 400 - 18 = 382$  mm

Enligt Figur B4 utsätts plattstålet för en last på 300 kN som fördelar sig på 382 mm.

Plattstålet utsätts för en utbredd last på  $\frac{300}{0,382}$  kN/m

Momentet plattstålet ska dimensioneras för är:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{\left(\frac{300}{0,382}\right) 0,382^2}{8} = 14,3 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

Flytspänningen i brottgränstillståndet är 355 MPa.

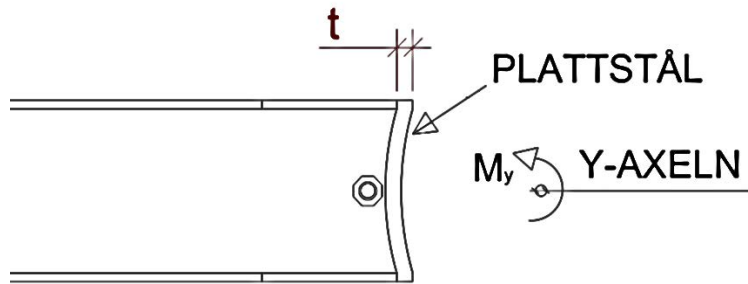
$$\sigma < 355 \text{ MPa}$$

$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$  - böjmotstånd, där  $h$  är parallellt med momentets utböjningsriktning och  $b$  är parallellt med böjningsaxeln.

$b$  är parallellt med böjningsaxeln och motsvarar höjden på plattstålet.

$h$  är parallellt med momentets utböjningsriktning vilket motsvarar  $t$  i Figur 21.





Figur B.11: Plattstålets böjningsriktning.

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,22 \cdot t^2}{6}$$

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = f_y \cdot W$$

$$M_{Rd} = 355 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,22 \cdot t^2}{6}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

$$M_{Ed} = 14,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < 355 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,22 \cdot t^2}{6}$$

$$14,3 \cdot 10^3 < 355 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,22 \cdot t^2}{6}$$

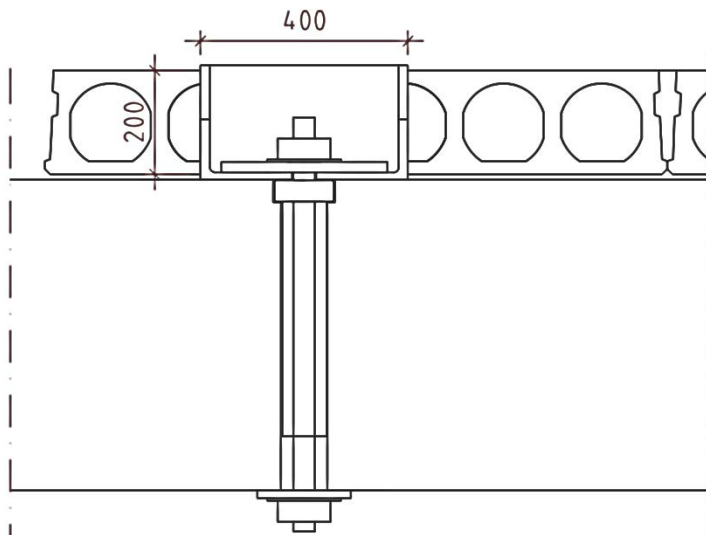
$$\sqrt{\frac{14,3 \cdot 10^3}{13,01667 \cdot 10^6}} < t \rightarrow t > 0,033 \text{ m}$$

Plattstålets tjocklek ska minst vara 33 mm.

Tjockleken väljs till 35 mm.

Dimensionering av plåtens area med avseende på anliggningsstyck.

Kraften som upplaget ska svara emot är 300 kN, om denna kraft fördelar sig på en för liten area kan för stort lokalt tryck uppkomma i betongen.



Figur B.12: Tryck mellan plattstålet och betong.

Betongen till k-änden är av kvalitet C25/30.

Dimensionerande tryckhållfastheten:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$f_{ck} = 25$  MPa - Karakteristiskt värde på tryckhållfastheten.

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = 1,0 \cdot \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

$F = 300$  kN - kraften som betongen utsätts för.

$A = 0,2 \cdot 0,4$  m<sup>2</sup>- area kraften  $F$  fördelar sig på.

$$\sigma_c = \frac{300 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 0,4)} = 3,75 \text{ MPa}$$

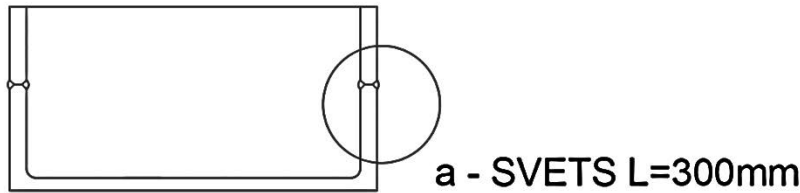
$$\sigma_c < f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$$

Maxspänning i betongen överskrids inte.

### Dimensionering av svetsförband

Plattstålet utsätts för en kraft på 300 kN. Plattstålet för vidare lasten till två strävor som svetsas till vardera UPE balk med en svets av okänd dimension. Kraften i varje sträva kan antas vara halva lasten, alltså 150 kN. Fogen mellan

sträva och UPE-balk fylls med svets från två håll. Kraften 150 kN fördelar sig på två svetsar vilket medför att vardera svets ska stå emot 75 kN.



Figur B.13: Utförande av svets.

Vardera svets är 300 mm lång och ska dimensioneras för en last på 75 kN.

Starka föreskriver svets av kvalitet S235.

Svetsen belastas parallellt med längdutsträckningen.

Förenklad metod för kälsvets används som lyder:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

$F_{w,Ed}$  Är dimensionerande värde för kraften per längdenhet som svetsen utsätts för.

$F_{w,Ed}$  är svetsen dimensionerande bärförmåga per längdenhet.

$$F_{w,Ed} = \frac{F}{L}$$

Där  $L$  är längden på svetsen och  $F$  är den kraft som svetsen utsätts för.

$$F_{w,Ed} = \frac{75 \cdot 10^3}{0,3} = 250 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,s} \cdot a$$

$a$  är kälsvetsens diagonalmått som är olika för olika svetsdimensioner.

$$f_{vw,s} = \frac{\left(\frac{f_u}{\sqrt{3}}\right)}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$f_{vw,s}$  Är den dimensionerande skjuvhållfastheten för svetsen parallellt med dess längdutsträckning.

$$f_u = 235 \cdot 10^6$$

$$\gamma_{M2} = 1,1$$

$$\beta_w = 0,8 \text{ för stålqualität S235}$$

En a5 svets antas, där  $a = 0,005$

$$F_{w,Rd} = 0,005 \cdot \left( \frac{\left( \frac{f_u}{\sqrt{3}} \right)}{\beta_w \gamma_{M2}} \right)$$

$$F_{w,Rd} = 1175 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,Ed} = 250 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,Ed} \ll F_{w,Rd}$$

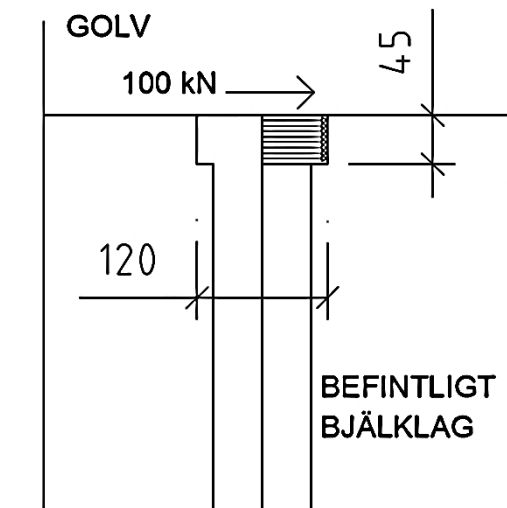
En svets av dimensionen a5 håller med stora marginaler då kapaciteten är mycket större än den kraft som föreligger per längdenhet.

### Utformning av hylsa

Varje stålprofil svarar för en horisontell kraft på 300 kN. Enligt tidigare beräkning uppgavs att de tre infästningarna kan antas ta lika stor kraft. Varje infästning ska stå emot en horisontell kraft på 100 kN.

Kraften på 100 kN ska tas upp av betongen, vilken yta kraften fördelar sig på är okänd och måste därför undersökas.

Kvaliteten på betongen i befintligt bjälklag antas till C50/60 vilket medför att den dimensionerande tryckhållfastheten,  $f_{cd}$  blir 33,3 MPa.



Figur B.14: Tryckspänning på övre delen av hålet.

Om den horisontella kraften fördelar sig på den övre delen som är 45 mm djup blir spänningen i betongen

$$\sigma_c = \frac{P}{A}$$

$$P = 100 \text{ kN}$$

$$A = 0,045 \cdot 0,120 \text{ m}^2$$

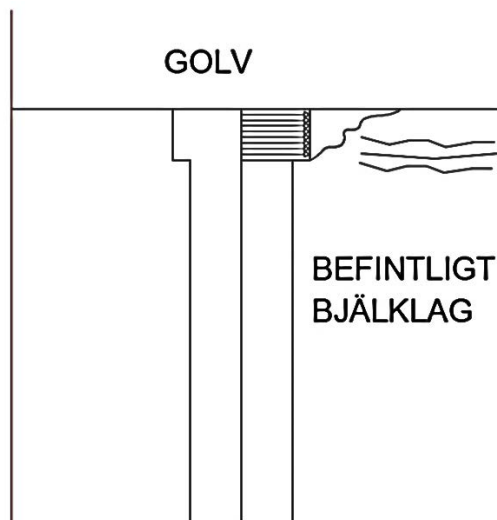
Där 0,120 m är hylsans diameter.

$$\sigma_c = \frac{100 \cdot 10^3}{0,045 \cdot 0,120} = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$$

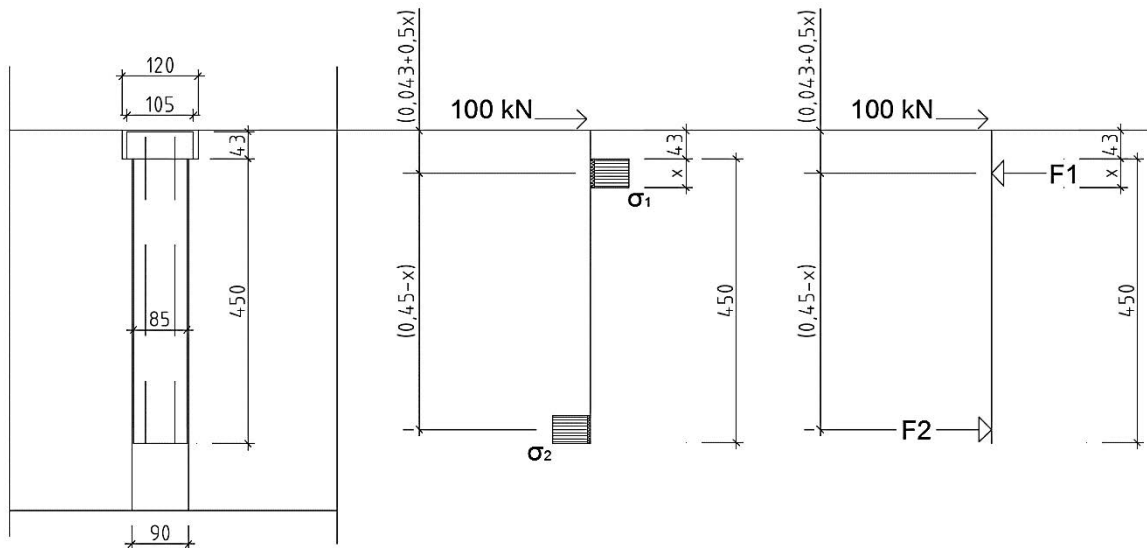
Vilket är mindre än betongens tryckhållfasthet, betongen håller.

Belastningen sker dock nära kanten, vilket medför att lokalt stora tryck kan förekomma i betongen som kan medför att betongen spricker upp i kanten. Lokalt stora tryck kan även medföra sprickbildning inne i betongen. Detta måste undvikas, därför utformas hylsan så att tryckspänningarna förs längre ned i ursparingen.



*Figur B.15: Möjliga brottmoder vid stora lokala tryck*

Hylsan utformas med ett mindre glapp mellan betong och hylsa i den smala delen. Utformningen medför att kontakt sker tidigare mellan betong och hylsa i den smalare delen av ursparingen, vilket medför att tryckspänningar enbart skapas i den lägre delen av ursparingen. Risken för sprickbildning har minskat.



Figur B.16: Hylsans utformning samt friläggning,

Hur spänningsfördelningen mellan hylsa och betong ser ut är inte självklart. Här görs ett överslag baserat på en antagen spänningsfördelning enligt Figur B.16. Spänningsfördelningen som Figur B.16 beskriver förutsätter brottsdimensionering.

$F_1$  är tryckkraften i den övre delen av hylsan och  $F_2$  tryckkraften i den undre delen av hylsan.  $x$  är den tryckta zonen längd.

Hävarmen mellan  $F_1$  och den horisontella kraften är  $(0,043+0,5x)$

Hävarmen mellan  $F_1$  och  $F_2$  är  $(0,45-x)$

Momentjämvikt kring  $F_1$ :

$$0 = -F_2 \cdot (0,45 - x) + 100 \cdot 10^3 \cdot (0,043 + 0,5x)$$

$$F_2 = \frac{(4300 + 50000x)}{(0,45 - x)}$$

Horisontell jämvikt:

$$(\rightarrow): 0 = 100 + F_2 - F_1 \rightarrow F_1 = 100 + F_2$$

$$F_1 = 100 + F_2$$

$x$  antas till 0,02, 0,04 och 0,06 för att se hur spänningen i betongen varierar med tryckzonens storlek.

$$\sigma_{ci} = \frac{F_i}{A_x}$$

$A = 0,085x$  – är tryckzonenes längd,  $x$ , gånger rörets diameter som är 0,085 m.

Tabell B1: Spänningsfördelning

$x$ (m)	$F_1$ (kN)	$F_2$ (kN)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)
0,02	112,3	12,33	66,1 MPa	7,3 MPa
0,04	115,4	15,37	33,9 MPa	4,5 MPa
0,06	118,7	18,72	23,3 MPa	3,7 MPa

Betongen går till brott vid dimensionerande tryck på 33,3 MPa. Detta medför att kraften måste fördela sig på 40 mm, för att inte tryckhållfastheten skall överskridas.

### Dimensionering av hylsa

Hylsan dimensioneras med avseende på moment.

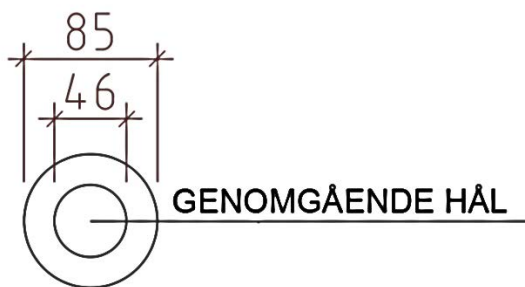
$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd} \cdot I}{y}$$

$f_{yd} = 355$  MPa för stålqualität S355

$I =$  tröghetsmomentet

$y =$  diameter/ 2



Figur B.17: Hylsans tvärsnitt.

$$y = d/2 = 0,085/2$$

$$I = \frac{\pi d_y^4}{64} - \frac{\pi d_i^4}{64}$$

$$I = \frac{\pi 0,085^4}{64} - \frac{\pi 0,046^4}{64}$$

$$I = 0,000002343 \text{ m}^4$$

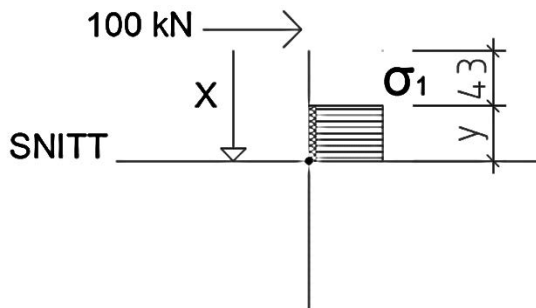
$$M_{Rd} = \frac{((355 \cdot 10^6) \cdot 0,000002343)}{(0,085/2)}$$

$$M_{Rd} = 19,6 \text{ kNm}$$

Föreliggande maxmoment  $M_{Ed}$  förekommer då tvärkraften  $V=0$ .

$$V(x) = 0$$

$x$  söks då tvärkraften är noll.



Figur B18: friläggning av hylsa med snitt där horisontella krafter är i jämvikt.

Horisontell jämvikt över hylsan.

$$(\rightarrow): 0 = 100 - \sigma_1 \cdot A$$

Resultanten av spänningen är en tryckande kraft  $F$  som ska vara lika stor som den horisontella kraften som är av storlek 100 kN. Spänningen gånger arean som spänningen verkar ger den tryckande kraften  $F$ . Där  $F$  ska vara lika stor som den yttre kraften på 100 kN.

Arean som spänningen verkar på kan skrivas som:

$A = 0,085y$  - Måttet 0,085 är diametern på röret och  $y$  höjden som spänningen verkar på.

$$\sigma_1 A = 100 \cdot 10^3$$

$$y = \frac{100 \cdot 10^3}{\sigma_1 \cdot 0,085}$$

Momentjämvikt runt punkten i Figur 29.

$$0 = 100 \cdot 10^3 \cdot (0,043 + y) - \sigma_1 \cdot 0,085y \cdot 0,5y + M(y)$$

$$M(y) = -4300 - 100000y + 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot 0,085 \cdot y^2$$

Tabell B.2: Momentet i hylsan varierar med spänningsfördelningen.

$x$ (m)	$\sigma_1$ (MPa)	$y$ (m)	$M(y)$ (kNm)
0,02	66,1 MPa	17,8 mm	-5,19 kNm



0,04	33,9 MPa	34,7 mm	-6,04 kNm
0,06	23,3 MPa	50,5 mm	-6,52 kNm

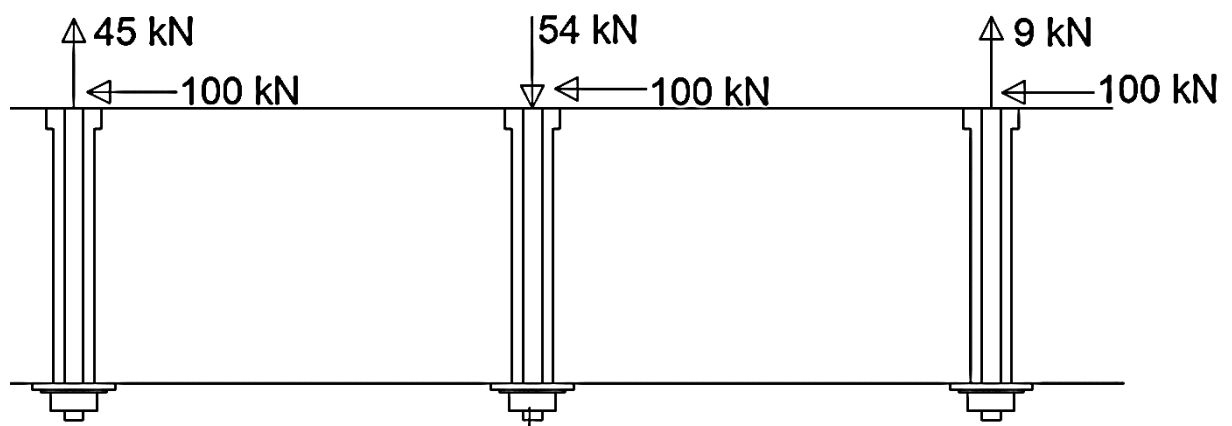
$$M_{Ed} = 6,52 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 19,6 \text{ kNm}$$

Kapaciteten är större än momentet som hylsan utsätts för.

### Dimensionering av gängad stång

Enligt tidigare dimensionering fick vi fram att upplagskrafterna i UPE-balken kommer medföra tryckande och dragande krafter i stängerna som är av okänd dimension.



Figur B19: Krafter som stängen utsätts för.

Stängerna kommer dimensioneras för en skjuvkraft på 100 kNm och en dragkraft på 45 kNm. Infästningen som är närmst håldäcksbjälklaget kan antas ta en större kraft än de övriga infästningarna och bör därför för säkerhets skull dimensioneras för 150 kN.

$$\text{Stålkvalitet S355} \rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$$

M36 antas hålla.

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Ed} = 150 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$A_V = A$  för solida rör  $\rightarrow$  Enligt Starka betongelement AB är arean,  $A$  för en stång av dimension M36  $A = 809 \cdot 10^{-6}$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \frac{809 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1,0 \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{Rd} = 166 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 150 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Kapaciteten är högre än den tvärkraft som föreligger, stång av dimensionen håller med avseende på tvärkraft och skjuvning.

Dimensionering av gängad stång med avseende på dragkraft.

$$N_{Ed} = 45 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

Dragkraftskapaciteten bedöms vara

$$N_{Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \cdot 10^6 \cdot 809 \cdot 10^{-6}}{1,0} = 287 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_{Rd} = 287 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 45 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

Kapaciteten är större än föreliggande dragkraft vilket medför att stången håller.

Eftersom stången utsätts för både drag och skjuvning samtidigt så garanterar inte ovanstående kontroller att stången håller. Dimensionering av gängad stång med avseende på skjuvning och drag görs med hjälp av von Mises effektivspänning.

Dragkraft 45 kN

Skjuvkraft 150 kN

Stångens area 809 mm<sup>2</sup>

Von Mises effektivspänning utnyttjas.

$$2D: \sigma_s = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2)}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \mp \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2\right)}$$

$$\sigma_y = \frac{N}{A}$$

$\sigma_y$  Spänningen i Y-led

$$\sigma_x = 0$$

$$\sigma_y = \frac{45 \cdot 10^3}{809 \cdot 10^{-6}} \rightarrow \sigma_y = 55,6 \text{ MPa}$$

$\tau_{xy}$  Skjuvning

$$\tau_{xy} = \frac{V}{A} = \frac{150 \cdot 10^3}{809 \cdot 10^{-6}} = 185,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \mp \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2\right)}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{0 + 55,6 \cdot 10^6}{2} \mp \sqrt{\left(\left(\frac{0 - 55,6 \cdot 10^6}{2}\right)^2 + (185,4 \cdot 10^6)^2\right)}$$

$$\sigma_{1,2} = 27,8 \cdot 10^6 \mp 187,5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_1 = -159,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 215,3 \text{ MPa}$$

Von Mises effektspänning utnyttjas:

$$\sigma_s = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2)}$$

$$\sigma_s = \sqrt{((-159,7 \cdot 10^6)^2 + (215,3 \cdot 10^6)^2 - (-159,7 \cdot 10^6) * (215,3 \cdot 10^6))}$$

$$\sigma_s = 245,2 \text{ MPa}$$

$f_y$  Är stålets flytspänning - 355 MPa för stålqualität S355

$$f_y > \sigma_s$$

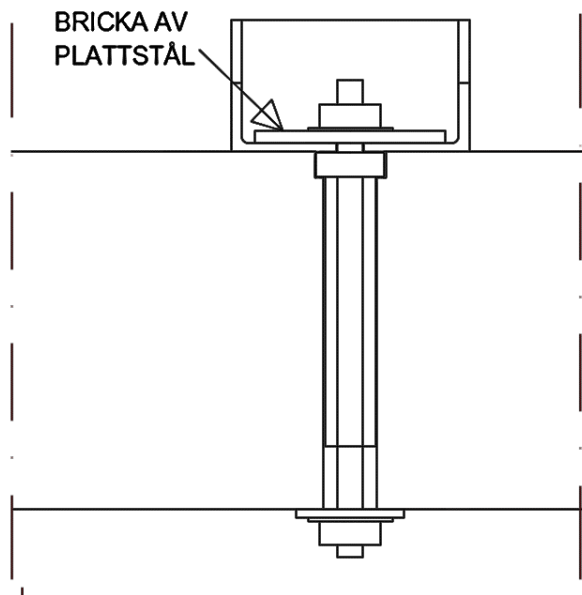
Stålet håller då flytspänningen inte uppnås, M36 håller.

Befintligt betongbjälklag kommer att utsättas för tryckspänningar som överförs via den gängade skruven till hylsan och vidare ner i befintligt bjälklag. För att avlasta infästningen föreskrivs att den gängade stängen ska dras åt så hårt som möjligt för att friktion mellan UPE-balk och ytan på befintligt betongbjälklag ska öka. Under dessa förutsättningar kan en större

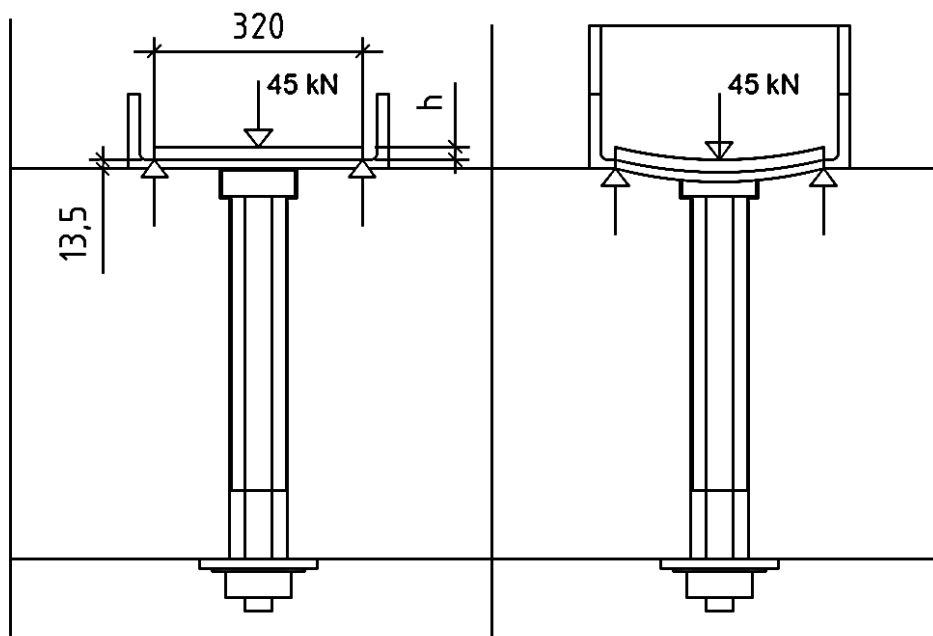
dragspänning än väntat uppstå i den gängade stängen och dimensionen av stängen höjs därför till M42.

Dimensionering av bricka mot UPE-balken.

Brickan dimensioneras med avseende på böjning.



Figur B.20: Brickans placering på UPE-balken.



Figur B.21: Friläggning av brickan.

Brickan skall hjälpa till att föra ut lasten från bulten till UPE-balkens flänsar. Brickan kan antas utsättas för en linjelast som är parallell med UPE-balkens flänsar, en linjelast som skapas av normalkraften i den gängade stängen.

Antagandet medför att brickan förenklat kan ses som en fritt upplagd balk med en spännvidd på 0,4 m som blir utsatt för en punktlast på 45 kN som uppkommer p.g.a. dragkraft i stängen.

Kraften skapar ett moment i den bricka som utgörs av ett plattstål. Plattstålets tjocklek måste därför dimensioneras.

$$M_{Ed} = \frac{PL}{4} = \frac{45 \cdot 10^3 \cdot 0,4}{4} = 4,5 \text{ kNm}$$

$f_y = 355$  MPa för stålqualität S355

$$f_y = \frac{M}{W}$$

Spänningen sätts till flytspänningen  $f_y$  och då beräknas momentkapaciteten med följande ekvation:

$$M_{Rd} = W \cdot f_y$$

där  $W$  är böjmotståndet.

$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$ , där  $h$  är parallellt med momentets utböjningsriktning och  $b$  är medverkande bredd parallellt med böjningsaxeln.

Böjmotståndet,  $W_1$  i underliggande UPE-balk kan utnyttjas.

$$W_1 = \frac{0,2 \cdot 0,0135^2}{6}$$

Tjockleken på en UPE-balk är 13,5 mm och brickornas bredd är 200 mm och därför antas även nyttjandeytan till 200x320mm då detta är brickornas mått, det är enbart brickornas tjocklek som söks.

$$W_{tot} = W_1 + W_2$$

$W_2$  är brickans böjmotstånd.

$$W_2 = \frac{0,2 \cdot h^2}{6}$$

där  $h$  är brickans, plattstålets, tjocklek.

$$W_{tot} = \frac{0,2 \cdot 0,0135^2}{6} + \frac{0,2 \cdot h^2}{6}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

$$M_{Ed} = 4,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq W f_y$$

$$\frac{M_{Ed}}{f_y} \leq W_{tot}$$

Minsta böjmotstånd ska beräknas.

$$\frac{4,5 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6} \leq W_{tot}$$

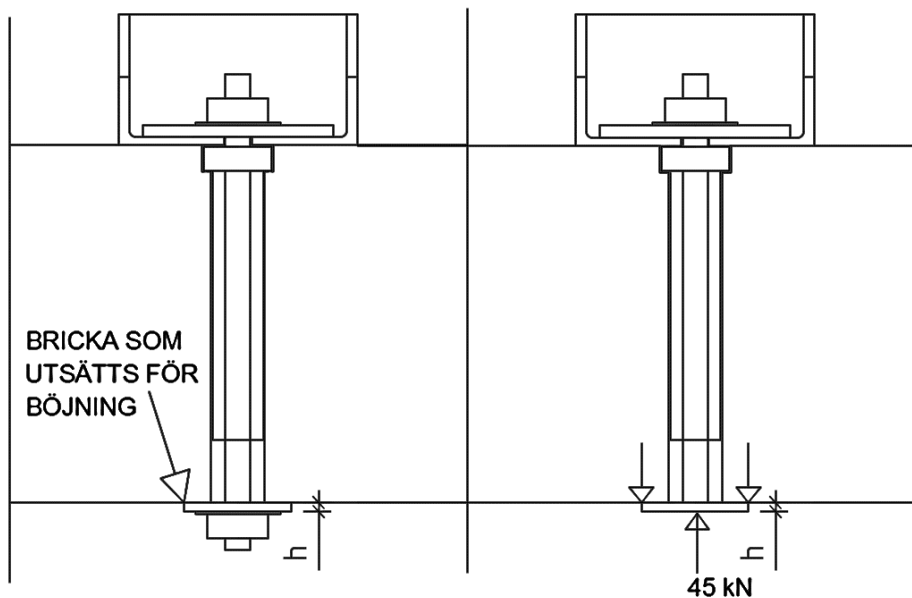
$$\frac{4,5 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6} \leq \frac{0,2 \cdot 0,0135^2}{6} + \frac{0,2 \cdot h^2}{6}$$

$$\sqrt{\left( \frac{6}{0,2} \cdot \left( \frac{4,5 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6} \right) - \left( \frac{0,2 \cdot 0,0135^2}{6} \right) \right)} \leq h$$

$$h > 14,1 \text{ mm}$$

Tjockleken på brickan sätts till 20 mm.

Dimensionering av bricka mot betong.



Figur B.22: Brickans placering och friläggning av yttre krafter.

Brickan dimensioneras för böjning

Brickan kan förenklat ses som en fritt upplagd balk med en spännvidd på 0,18 m som blir utsatt för en punktlast på 45 kN som uppkommer p.g.a. dragkraft i stången.

Kraften skapar ett moment i brickan. Brickans tjocklek måste därför dimensioneras.

$$M_{Ed} = \frac{PL}{4} = \frac{45 \cdot 10^3 \cdot 0,18}{4} = 2,03 \text{ kNm}$$

Spänningen sätts till flytspänning  $f_y$  och då beräknas momentkapaciteten med följande ekvation:

$$\sigma_s = \frac{M}{W}$$

Måtten på brickan är 180x180 mm och tjockleken är okänd.

$$W = \frac{0,180 \cdot h^2}{6}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_y$$

$$M_{Ed} < W \cdot f_y$$

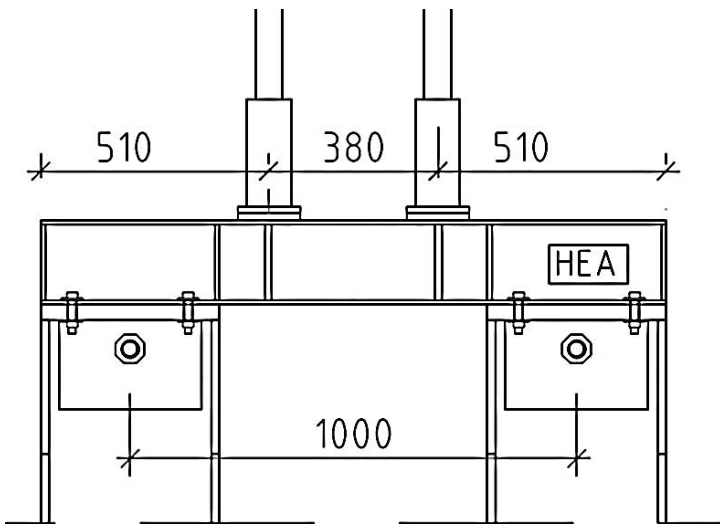
$$2,03 \cdot 10^3 < \frac{0,180 \cdot h^2}{6} \cdot 355 \cdot 10^6$$

$$\sqrt{\left(\frac{2,03 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6}\right) \cdot \frac{6}{0,180}} = h$$

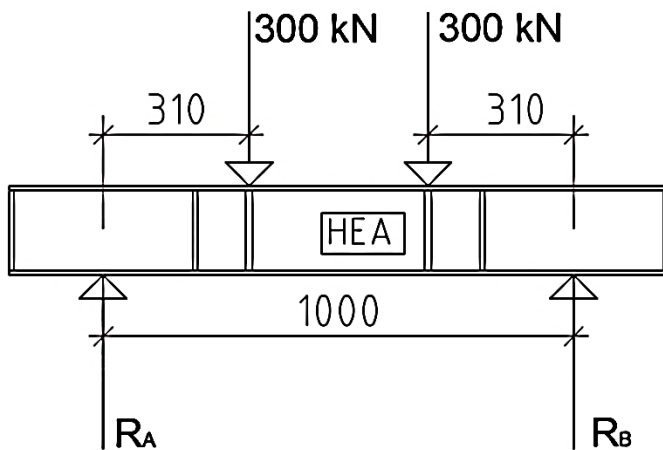
$$h > 13,8 \text{ mm}$$

$h$  sätts till 15 mm.

Dimensionering av HEA-balk



Figur B.23: Domkraftens placering på HEA-balken.



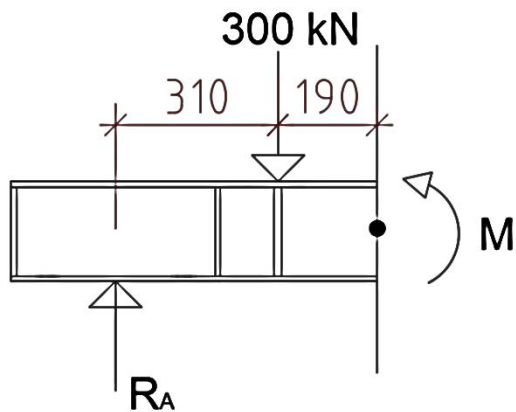
Figur B.24: Friläggning av HEA-balken.

Figur B.24 och B.25 visar HEA-balken samt en friläggning av den. Upplagskrafterna  $R_A$  och  $R_B$  från stålprofilen antas verka som punktlaster för att förenkla dimensioneringen. Balken kontrolleras för moment, tvärkraft och utböjning. Först bestäms moment och tvärkraft.

P.g.a. symmetri blir  $R_A = R_B = 300$  kN.

Tvärkraften,  $V_{Ed}$  är störst i området mellan upplaget och lasten, 300 kN.





Figur B.25: Snitt i mitten på HEA-balken.

Momentet,  $M$ , är störst i mitten på balken.

Momentjämvikt runt punkten som Figur 36 visar:

$$0 = M + 300 \cdot 0,19 - 300 \cdot 0,5$$

$$M = -300 \cdot 0,19 + 300 \cdot 0,5 = 93 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_{Ed} = 93 \text{ kNm}$$

Krafter som påverkar HEA-balken är:

$$\text{Tvärkraft: } V_{Ed} = 300 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_{Ed} = 93 \text{ kNm}$$

Då en kort balk utsätts för en stor kraft är oftast tvärkraften dimensionerande.

En HEA-balk av dimension 200 kontrolleras.

Tvärsnittet tillhör tvärsnittsklass 2 vilket medför att plastisk dimensionering kan utnyttjas.

Dimensionering med avseende på tvärkraft.

$$\text{Vid plastisk dimensionering gäller formeln: } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$V_{Rd}$  är balkens tvärkraftskapacitet.

$A_v$  är balkens skjuvarea och bestäms enligt för I och H-tvärsnitt.

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A = 5383 \text{ mm}^2 - \text{tvärsnittsarean}$$

$$b = 200 \text{ mm} - \text{total bredd}$$

$$t_f = 10 \text{ mm} - \text{flänstjockleken}$$

$t_w = 6,5 \text{ mm}$  – livtjockleken

$r = 18 \text{ mm}$  – kälradien

$$A_V = 5383 - 2 \cdot 200 \cdot 10 + (6,5 + 2 \cdot 18) \cdot 10$$

$$A_v = 1808 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{1808 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1,0 \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{Rd} = 370,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 300 \text{ kN}$$

$V_{Ed} < V_{Rd}$  Kapaciteten är högre än föreliggande tvärkraft vilket medför att dimensionen 200 håller.

Dimensionering med avseende på moment.

Vid plastisk dimensionering beräknas momentkapaciteten med formeln:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$W = 429 \cdot 10^{-6}$  – plastiskt böjmotstånd.

$f_y = 355 \cdot 10^6$  – karakteristiskt värde på.

$\gamma_{Mo} = 1,0$  – bärförmåga för tvärsnitt oavsett tvärsnittsklass.

En HEA-balk av dimension 200 välj.

$$M_{Rd} = \frac{429 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1,0}$$

$$M_{Rd} = 152,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 93 \text{ kNm}$$

$M_{Rd} > M_{Ed}$  momentkapaciteten är större än föreliggande moment vilket betyder att dimensionen 200 håller.

HEA200 håller med avseende på moment och tvärkraft.

Livavstyvningar monteras vid upplag samt vid domkraft för att förhindra livbuckling vid stora lokala laster. Figur B.23 beskriver livavstyvningarnas placering på HEA-balken.

Nedböjningen kontrolleras för HEA-balken. De två domkrafterna placeras mot HEA-balken vilket skapar två punktlaster. Fallet med två punktlaster kan på

säkra sidan förenklas till en punktlast i mitten på balken. Denna förenkling kommer att medföra en större nedböjning.

$$v = \frac{PL^3}{48EI}$$

$v$  = – maxnedböjningen på balken

$P = 600 \cdot 10^3$  N – punktlasten som belastar balken

$L = 1,0$  m – balkens längd

$I = 36,92 \cdot 10^{-6}$  m<sup>4</sup> – balkens tröghetsmoment m.a.p. böjning kring  $y$ -axeln

$E = 210 \cdot 10^9$  Pa – stålets elasticitetsmodul.

$$v = \frac{600 \cdot 10^3 \cdot 1,0^3}{48 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 36,92 \cdot 10^{-6}} = 0,00161 \text{ m}$$

Nedböjningen på balken vid kraften 600 kN blir alltså 1,61 mm, vilket bedöms vara acceptabelt.

## **Bilaga C Montageritningar och tillverkningsritningar.**



# RITNINGSFÖRTECKNING

Förteckning

Blad nr:

1 (1)

Industrigatan 43  
291 25  
KRISTIANSTAD  
Tel: 044-20 25 85  
Fax: 044-20 26 40

Uppdrag:

100LABB

Objektnummer:

**STARKALABB**

Sign:

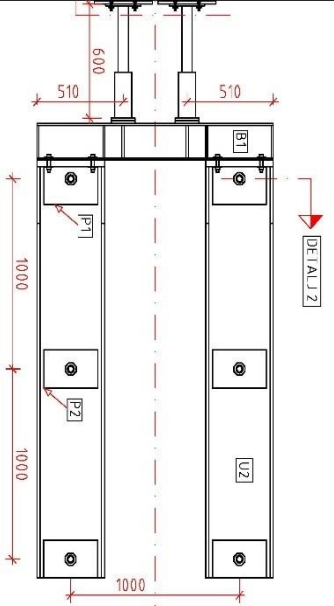
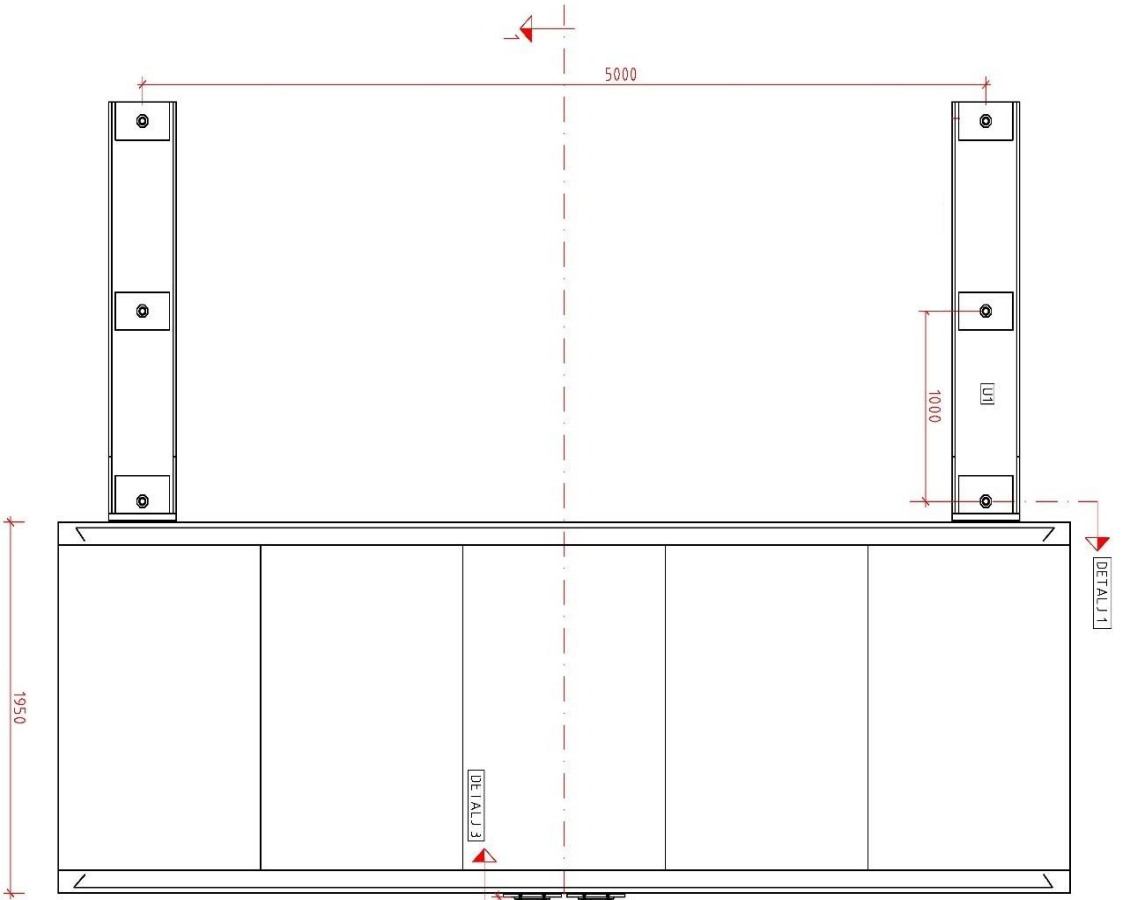
Victor Herdmo

Datum:

2016-02-17

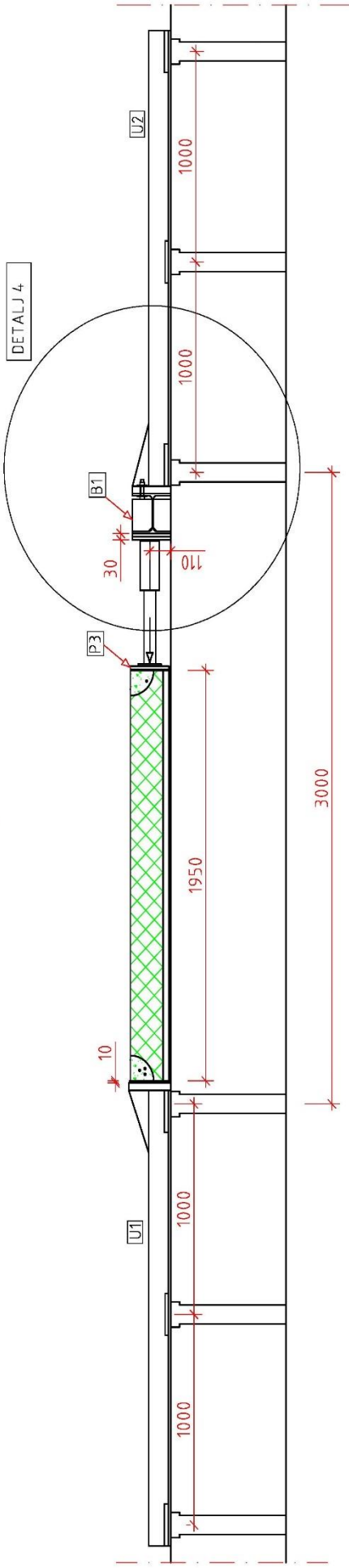
Senaste rev. Dat:

RITNINGSNUMMER	BET.	RITNINGENS BENÄMNING	STAT.	RITN. DATUM	REV. DATUM
H101			BH	2016-02-12	
KP-23.1-101			BH	2016-02-17	
KP-23.1-102			BH	2016-02-17	
K-1			BH	2016-02-17	
K-2			BH	2016-02-17	
K-3			BH	2016-02-17	
K-4			BH	2016-02-17	
M14-1			BH	2016-02-12	
M14-2			BH	2016-02-17	



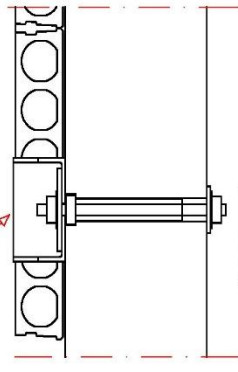
REF	AVF	ANORDNING AVSEEN	DATUM	SKALA
		MONTAGERITNING		
		LABB100 LTH		
		MONTAGERITNING		
RITAD/KONTROLLERAD AV VICTOR HERMDD HELSINGBORG				
DATUM 17/2-2016				
UNDERSKRIFT				
SKALA	A2	RITNINGSNUMMER	101	REF
1:20		KP-23.1-		

DETALJ 4

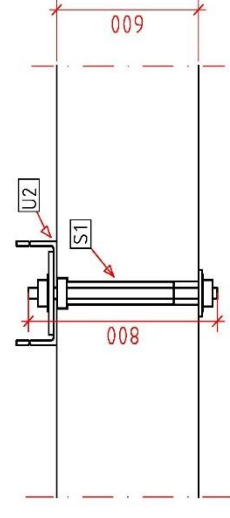


1-1

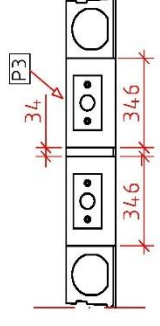
U1



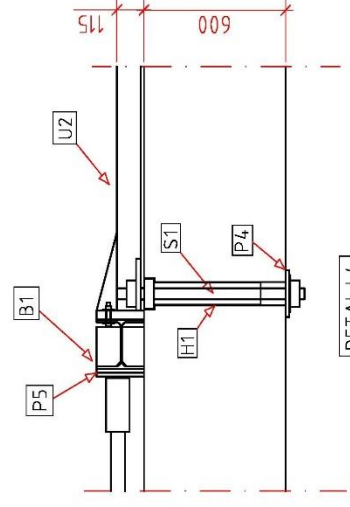
DETALJ 1



DETALJ 2



DETALJ 3



DETALJ 4

RITAD/KONSTR AV  
VICTOR HERDMO  
ORT/DATUM  
HELSINGBORG 17-02-2016

BET	ANT	ÄNDRINGEN ANSER	DATUM	SIGN

**MONTAGERITNING  
LABB100 LTH**

**SEKTIONS OCH DETALJ-RITNING**

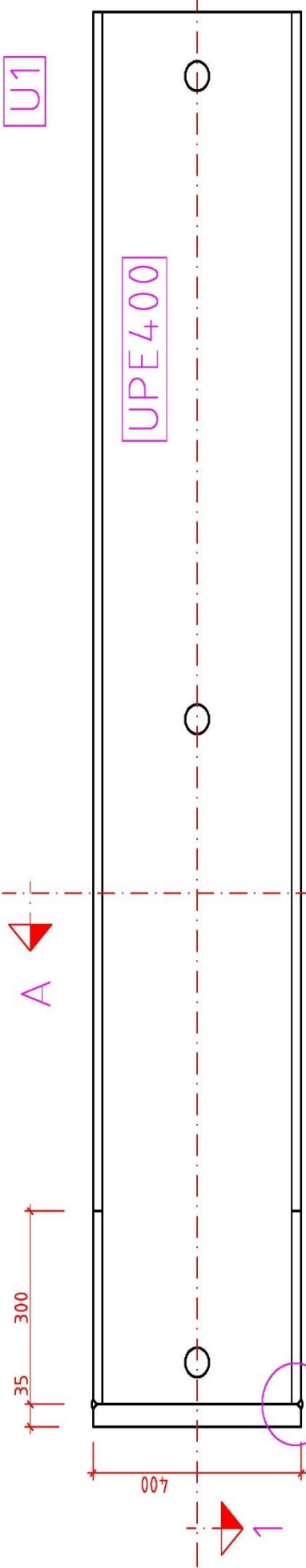
SKALA	RITNINGSNUMMER	ÄNDR BET
1:20 A3	KP-23.1-102	

Montagegodslista

Datum: 17-02-2016  
 Ansvarig: VH  
 Kontakt: 0733-735547  
 Projekt 100LABB  
 M14-2

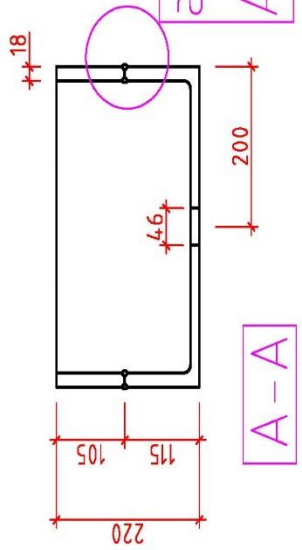
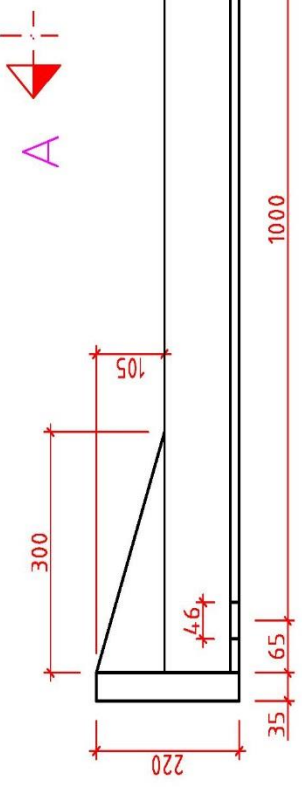
Beteckning	Beskrivning	Min, Kvalitet	Antal (st)
<i>Skrudar</i>			
	M10 Insexsskruv, längd 60 mm	s355	4
	M16 bult, längd 80 mm	s355	4
S1	Gängad stång, M42 längd 800mm	s355	12
<i>Mutter</i>			
	M10 mutter	s355	4
	M16 mutter	s355	4
	M42 mutter	s355	24
<i>Brickor</i>			
	Rund anpassad till M10	s355	4
	Kvadratisk anpassad till M16	s355	8
	Rund anpassad till M42	s355	24
<i>Plattstål</i>			
P1	Plattstål, mått 200x320x20mm enligt ritning k3	s355	4
P2	Plattstål, mått 200x320x20mm enligt ritning k3	s355	8
P3	Plattstål, mått 200x346x15mm enligt ritning k3	s355	2
P4	Plattstål, mått 180x180x15mm enligt ritning k3	s355	12
P5	Plattstål, mått 200x140x15mm enligt ritning k3	s355	4
<i>Stålprofiler</i>			
B1	HEA200 balk enligt ritning k2	s355	1
U1	Upplag enligt ritning k1	s355	2
U2	Upplag eenligt ritning k4	s355	2
<i>Övrigt</i>			
H1	Cylinderformad hylsa enligt ritning k3	s355	12
	Dragbandsarmering, $\varnothing$ 20 6m	K500C-T obeh.	12
	Neopren 50x10mm		50m
	Neopren 50x5mm		10m
	Betong till igjutning	C25/30	900 L
	Lyftdon utan bom		1

U1



UPE400

a5 - SVETS UTSIDA



A-A

1-1

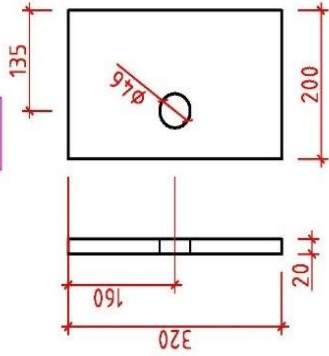
a5 - SVETS L=300mm  
AVFASNING FÖRE SVETS

BET.	ART.	ÄNDRADE SVETS	DATE	BYGG
DETALJRITNING LTH-LABB				
BETÄNDRINGS AN	VH/VH			
TELE:	0733-735547			
DATE	17-02-2016			
BYGGKONST				
SKALA	BET	BYGGNUMMER	BYGG	
1:10	A4	K-1		

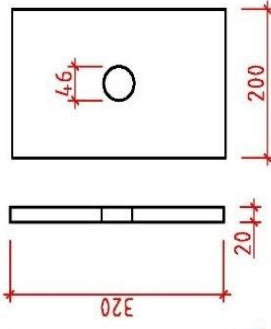




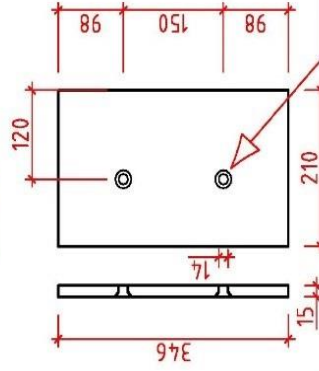
P1



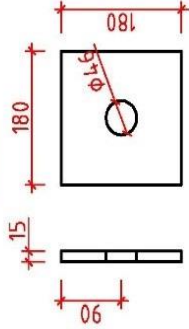
P2



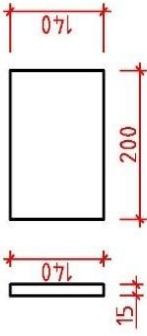
P3



P4

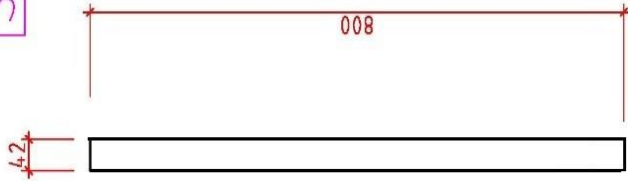


P5



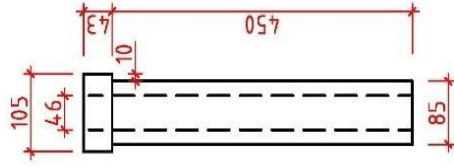
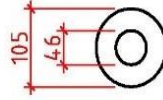
FÖRSÄNK  
INSEXSKRUV M10

S1



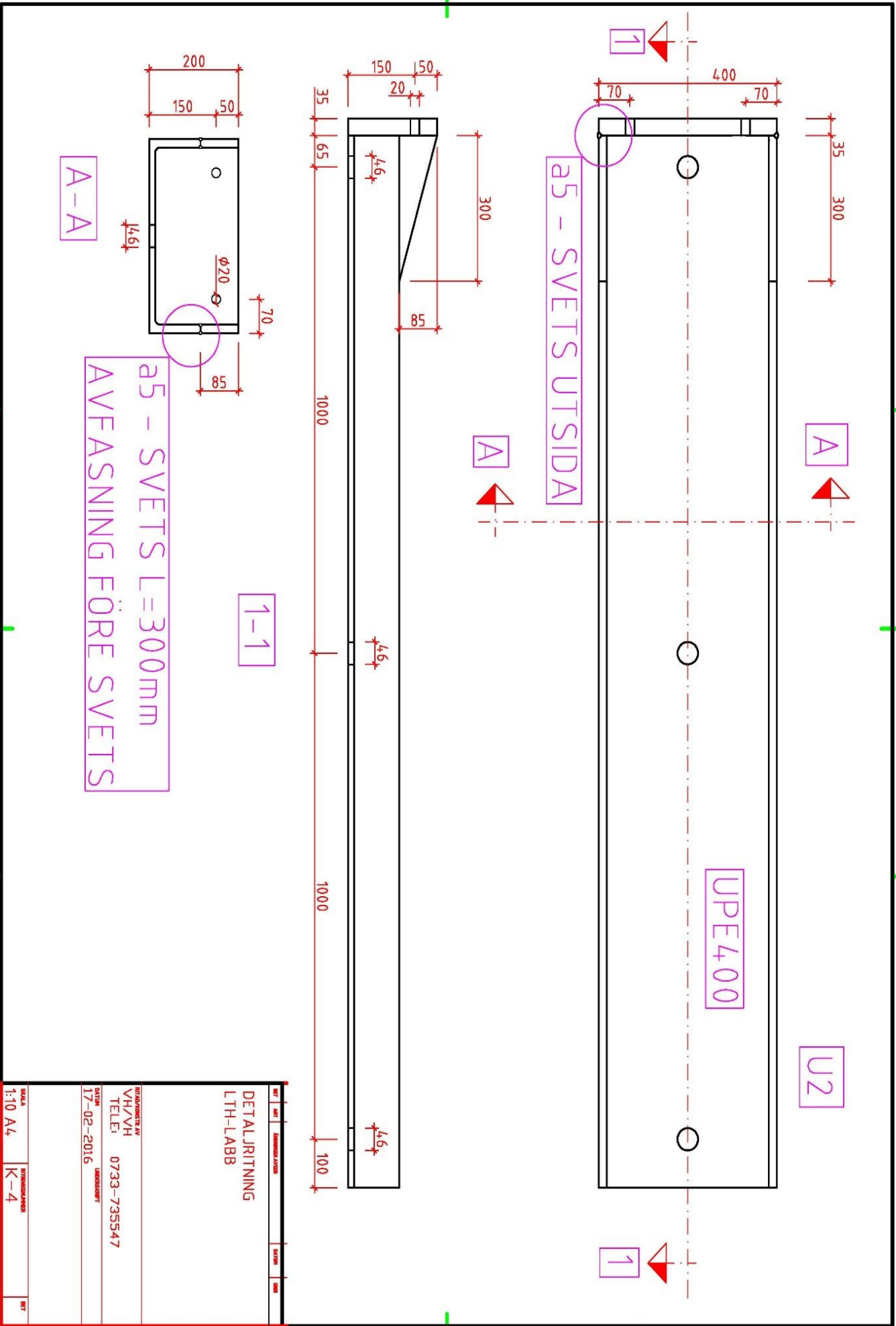
GÄNGAD M42  
STÅNG

H1



TILLVERKAS I  
ETT STYCKE

BYT	AVT	ÄNDRINGS FÖRRES	DATEIN	SEN
DETALJRITNING LTH-LABB				
BETÄNKNINGSÄR VH/VH TELE: 0733-735547				
DATEIN 17-02-2016 LÄGGSKRIFT				
SKALA	1:10	A4	K-3	BET



DETALJRITNING  
 LTH-LABB

TEGNINGSSTYCKE AV  
 VH/VH  
 TELEFON 0733-735547  
 DATUM 17-02-2016  
 UTSÄNDNING

SKALA 1:10 A4  
 RITNINGSSÄTTNING K-4