



# CHALMERS

---



## Kapacitetsprov av ingjuten dubb i HD/F-bjälklag

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet  
Samhällsbyggnadsteknik*

GLENN W ERIKSSON  
JOONATAN HOLM

---

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
Betongbyggnad  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Examensarbete ACEX20-18-31  
Göteborg, Sverige 2018



EXAMENSARBETE ACEX20-18-31

# Kapacitetsprov av ingjuten dubb i HD/F-bjälklag

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet*

*Samhällsbyggnadsteknik*

GLENN W ERIKSSON

JOONATAN HOLM

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Betongbyggnad

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2018

Kapacitetsprov av ingjuten dubb i HD/F-bjälklag  
*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet*  
*Samhällsbyggnadsteknik*  
GLENN W ERIKSSON  
JOONATAN HOLM

© GLENN W ERIKSSON & JOONATAN HOLM, 2018

Examensarbete ACEX20-18-31  
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Chalmers tekniska högskola 2018

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

Omslag:  
*Håldäcksbjälklag med upplag på stålbalk* (<http://www.girder-slab.com>).

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Göteborg 2018

Kapacitetsprov av ingjuten dubb i HD/F bjälklag

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet  
Samhällsbyggnadsteknik*

GLENN W ERIKSSON

JOONATAN HOLM

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

## **SAMMANFATTNING**

Idag är det vanligt förekommande att sjukhus, parkeringsdäck, köpcentrum och skolor uppförs med prefabricerade betongelement. Den strukturella integriteten uppnås genom att sammankopplingarna mellan elementen innehar en erforderlig kapacitet att överföra laster.

Examensarbetet syftar till att undersöka kapaciteten i en koppling mellan stålbalk och håldäcksbjälklag med avseende på olyckslast. Kopplingen består av en slätstång svetsad på stålbalk där dubben gjuts in i mittkanalen i ena änden på håldäcket. Vidare syftar examensarbetet även till att undersöka om variation av bygelplacering påverkar kopplingens kapacitet med avseende på olyckslast.

Kapaciteten undersöktes genom experimentella dragprover som är konstruerade att imitera ett verkligt fall. Dimensionering genom provning användes för att ta fram ett karaktäristiskt brottsvärde vid olyckslast för dubben.

Dragproverna visade att en bygelplacering cc 50 mm orsakar deformationer som kan göra att håldäcksbjälklaget förlorar sitt upplag. Upplaget kan vara förlorat när betongen spjälkas bort innan dubben har gått till brott. Vidare beräknades ett dimensionerande värde baserat på provresultaten för den föreskrivna kopplingen på 43,5 kN.

Nyckelord: Prefabricerade håldäcksbjälklag, koppling, olyckslast, fortskridande ras, dubb, kapacitetsprov, dimensionering genom provning.

Capacity test of cast dowel in precast hollow-core slab

*Degree Project in the Engineering Programme  
Civil and Environmental Engineering*

GLENN W ERIKSSON

JOONATAN HOLM

Department of Architecture and Civil Engineering  
Structural Engineering  
Concrete Structures  
Chalmers University of Technology

## **ABSTRACT**

It's common that hospitals, parking decks, shopping malls and schools are built with prefabricated concrete elements. The structural integrity is achieved through connections between the concrete elements that has got the required capacity to distribute loads.

The purpose of this report is to investigate the capacity of a connection between steel beams and precast prestressed hollowcore slabs. The connection contains of a steel rod welded onto a steel beam, the steel rod is casted within the mid channel at the end of the hollowcore slab. Furthermore the purpose of the report is to investigate if there is a change of capacity depending on the placement of the hoop casted within the hollowcore slab around the steel rod.

The capacity was investigated through full scale pull-out testing of the connection i.e pulling the steel beam hotizontally in relation to the hollowcore slab. "Design by testing" was used to calculate a characteristic value for the connection.

The pull-out tests suggested that a placement of the hoop cc 50mm will result in deformations that could cause the hollowcore slabs to lose their hold. The measurements of the deformations showed that the connection could fail before the steel rod would fail. Furthermore a value of 43,5 kN as a design value for the connection was calculated based on the pull-out tests.

Key words: Precast hollowcore slab, joints, accident load, progressive collapse, design through testing, capacity test.

# Innehåll

|   |     |
|---|-----|
| SAMMANFATTNING  | I   |
| ABSTRACT  | II  |
| INNEHÅLL  | III |
| FÖRORD  | V   |
| BETECKNINGAR  | VI  |
| <br>  |     |
| 1 INLEDNING   | 1   |
| 1.1 Bakgrund  | 1   |
| 1.2 Syfte   | 1   |
| 1.3 Avgränsningar   | 1   |
| 1.4 Metod   | 2   |
| 1.5 Miljö & etik  | 2   |
| <br>  |     |
| 2 HÅLDÄCKSBJÄLKLAG  | 3   |
| 2.1 Inledning   | 3   |
| 2.2 Kopplingar  | 4   |
| 2.2.1 Koppling typ A  | 5   |
| 2.2.2 Koppling typ B  | 6   |
| <br>  |     |
| 3 TEORETISKA BROTTMODER   | 7   |
| 3.1 Skjuvbrott dubb   | 7   |
| 3.2 Böjning dubb  | 8   |
| 3.3 Dragbrott bygel   | 9   |
| 3.4 Vidhäftningsbrott bygel   | 9   |
| 3.5 Vidhäftningsbrott ingjutning/HDF  | 10  |
| 3.6 Tryckbrott betong av dubb serie A   | 11  |
| 3.7 Tryckbrott betong av dubb serie B   | 12  |
| 3.8 Dragbrott betong  | 12  |
| 3.9 Dymlingsverkan FIB  | 13  |
| 3.10 Dymlingsverkan Westerberg  | 14  |
| 3.11 Sammanställning brottmoder   | 16  |
| <br>  |     |
| 4 PROVNING  | 17  |
| 4.1 Provrigg  | 17  |
| 4.1.1 Dimensionering balk   | 19  |
| 4.1.2 Dimensionering pelare   | 19  |
| <br>  |     |
| <b>CHALMERS</b> , <i>Arkitektur och samhällsbyggnadsteknik</i> , Examensarbete ACEX20-18-31 | III |

|          |  |    |
|----------|--|----|
| 4.2      | Provelement                                | 19 |
| 4.3      | Ingjutningsdetalj                          | 19 |
| 4.3.1    | Dimensionering ingjutningsdetalj           | 20 |
| 4.4      | Hypoteser                                  | 20 |
| 4.4.1    | Hypotes brottmod serie A                   | 21 |
| 4.4.2    | Hypotes brottmod serie B                   | 21 |
| 4.5      | Genomförande provtillfälle 1 (Serie A & B) | 21 |
| 4.6      | Genomförande provtillfälle 2 (Serie C)     | 28 |
| 4.7      | Felkällor                                  | 30 |
| 5        | RESULTAT                                   | 31 |
| 5.1      | Brottslaster                               | 31 |
| 5.2      | Betonghållfasthet                          | 32 |
| 5.3      | Last/deformationsdiagram                   | 33 |
| 5.4      | Verkliga brottmoder                        | 34 |
| 6        | ANALYS                                     | 37 |
| 6.1      | Serie A                                    | 37 |
| 6.2      | Serie B                                    | 38 |
| 6.3      | Serie C                                    | 38 |
| 6.4      | Dimensionering genom provning              | 38 |
| 7        | SLUTSATSER                                 | 41 |
| 8        | REFERENSER                                 | 42 |
| BILAGA A | HÅLDÄCKSRITNINGAR                          | 44 |
| BILAGA B | RITNING IGODS                              | 46 |
| BILAGA C | RITNING PROVRIGG                           | 47 |
| BILAGA D | FÖRSÖKSPROTOKOLL                           | 48 |
| BILAGA E | UPE-BALK                                   | 50 |



## Förord

Detta examensarbete utgör den avslutande delen av högskoleingenjörsutbildningen inom Samhällsbyggnadsteknik vid Chalmers Tekniska Högskola och utfördes under våren 2018.

Examensarbetet har genomförts i samarbete med AB Strängbetong Veddige och Avdelningen för konstruktionsteknik vid Chalmers Tekniska Högskola. Samtliga prover har utförts på AB Strängbetongs anläggning i Veddige.

Vi vill rikta ett stort tack till våra handledare på Strängbetong, Jesper Krus och Stefan Johansson, för vägledning och stöttning under arbetets gång. Vidare vill vi även rikta ett stort tack till Christian Nilsson och Jesper Bragsjö för alla råd och tips under vår tid på Strängbetong. Annika Nilsson och Erik Månsson vill vi också tacka för all hjälp med framtagning av betong och logistiska lösningar i samband med provningarna. Vi vill även tacka produktionspersonal för hjälp med gjutning och verkstadspersonal för framtagning av ingjutningsdetaljer och mothållsrigg.

Slutligen vill vi tacka vår handledare på Chalmers Tekniska Högskola, Filip Nilenius, för guidning under arbetets gång.

Göteborg maj 2018

*Glenn W Eriksson & Joonatan Holm*

# Beteckningar

## Latinska versaler

|            |                    |   |
|------------|--------------------|---|
| $A$        | [mm <sup>2</sup> ] | Area                                      |
| $F$        | [N]                | Kraft                                     |
| $L$        | [mm]               | Längd                                     |
| $M$        | [Nm]               | Moment                                    |
| $M_y$      | [Nm]               | Plastisk momentkapacitet                  |
| $N_{b,Rd}$ | [N]                | Kapacitet pelare med hänsyn till buckling |
| $O$        | [mm]               | Omkrets                                   |
| $V_{Rki}$  | [ - ]              | Faktor m.h.t vidhäftning                  |
| $W$        | [mm <sup>3</sup> ] | Böjmotstånd                               |
| $X_K$      | [N]                | Karakteristiskt hållfasthetsvärde         |

## Latinska gemena

|           |       |                            |
|-----------|-------|----------------------------|
| $a$       | [mm]  | Mått för svets             |
| $c$       | [ - ] | Faktor m.h.t vidhäftning   |
| $e$       | [mm]  | Excentricitet              |
| $f_{bd}$  | [MPa] | Vidhäftningshållfasthet    |
| $f_{cm}$  | [MPa] | Medeltryckhållfasthet      |
| $f_{ctm}$ | [MPa] | Medeldraghållfasthet       |
| $f_u$     | [MPa] | Brottgräns stål            |
| $f_y$     | [MPa] | Flytgräns stål             |
| $h$       | [mm]  | Höjd                       |
| $l$       | [mm]  | Längd                      |
| $n$       | [st]  | Antal                      |
| $q_c$     | [N]   | Reaktionskraft från betong |
| $k_n$     | [ - ] | Säkerhetsfaktor            |
| $r$       | [mm]  | Radie                      |
| $x$       | [N]   | Brottslast                 |
| $\bar{x}$ | [N]   | Medelvärde brottslast      |
| $x_0$     | [mm]  | Flytledsnivå               |

### **Grekiska gemena**

|               |       |                    |
|---------------|-------|--------------------|
| $\tau_{II}$   | [MPa] | Skjuvspänning      |
| $\beta_C$     | [ - ] | Säkerhetsfaktor    |
| $\varepsilon$ | [%]   | Töjning            |
| $\sigma$      | [MPa] | Spänning           |
| $\sigma_x$    | [N]   | Standardavvikelse  |
| $\chi$        | [ - ] | Slankhetsfaktor    |
| $\eta$        | [ - ] | Omräkningsfaktor   |
| $\gamma$      | [ - ] | Partialkoefficient |

### **Övriga beteckningar**

|             |      |          |
|-------------|------|----------|
| $\emptyset$ | [mm] | Diameter |
|-------------|------|----------|



# 1 Inledning

Kapitlet ger en inledande presentation av examensarbetet. Delarna bakgrund, syfte, avgränsningar och metod beskrivs.

## 1.1 Bakgrund

Idag är det vanligt förekommande att man väljer att konstruera större byggnader med prefabricerade håldäcksbjälklag upplagda på stålstomme. En fördel med att konstruera på detta sätt är att man kan resa större konstruktioner mer ekonomiskt och tidseffektivt än med platsgjuten betongstomme (Betongelementföreningen, 2013).

För att uppnå de krav ställda gällande fortskridande ras till följd av olyckslast krävs att kopplingar mellan stålstomme och prefabricerade håldäcksbjälklag dimensioneras i detalj (Betongelementföreningen, 2016). En vanligt förekommande koppling mellan stålbalk och håldäcksbjälklag är en så kallad dubb (Krus & Johansson, 2018). Denna dubb kan vara en gängstång, ett kamstål eller en slätstång. Dubbarna svetsas fast på balkarna, som agerar ändupplag, för att sedan gjutas in i håldäckens ändar, vanligtvis i mittenkanalen. På så vis klarar konstruktionen att ta upp de eventuella horisontella krafterna som kan uppkomma (Betongelementföreningen, 2013).

I den litteratur vi har tagit del av saknas beräkningar på kopplingens kapacitet med hänsyn till olyckslast och fortskridande ras baserade på provdragningar. Den dimensionerande kapaciteten är teoretiskt beräknad enligt en modell från mars 1992 som senare har härletts för att passa Eurokod 2 i den mån det är möjligt (Westerberg, 2012). Därför har Strängbetong AB som önskemål om att kapaciteten blir testad i praktiken genom provning.

## 1.2 Syfte

Syftet med rapporten är att undersöka kapaciteten med avseende på olyckslast i en koppling mellan stålbalk och håldäcksbjälklag samt undersöka om bygelplacering har någon påverkan på kapaciteten. Vidare skall ett dimensionerande värde för kopplingen tas fram utifrån provresultaten.

## 1.3 Avgränsningar

Kopplingen testades med två variationer, den ena med bygelplacering dikt ann dubb och den andra med bygelplacering cc 50mm från dubb.

Proverna utfördes på förspänt håldäcksbjälklag med tvärsnittsdimensioner 1197x26x5 mm även kallad HD/F 120/27 se bilaga A. Håldäckselementen hade en längd på 1 meter, i änden på mittenkanalen gjöts det in en slät dubb  $\varnothing 20$ . Dubben var fastsvetsad på en plåt som skulle imitera den övre flänsen på en I-balk. Håldäckselementen var gjutna med betong av hållfasthetsklass C40/50 och ingjutningsbetongen hade hållfasthetsklass C30/37. Skälet till att endast HD/F 120/27 testades var för att det ansågs vara det vanligast förekommande

(Johansson & Krus, 2018). Dragproverna genomfördes i full skala för att efterlikna verkligheten i den mån det var möjligt och på grund ovan nämnda få så tillförlitliga resultat som möjligt. Kopplingen som testades var Strängbetong standard SM56-131 utgåva 3F (se figur 2.2 och 2.3).

## **1.4 Metod**

Rapporten vilar på tre delar. En teoretisk bakgrund där kopplingar och håldäcksbjälklag behandlas allmänt. Vidare kommer en beräkningsdel presenteras med antagna teoretiska brottmoder med beräknade kapaciteter vilka ligger till grund för dimensionering av provningsutrustning. Den tredje delen är provningen samt beräkning av dimensionerande värde.

Den experimentella kapacitetsprovningen genomfördes med dragprov av vald koppling på vilken irrelevanta delar modifierades alternativt togs bort för att provningen skulle vara praktiskt genomförbar men med hänsyn till att provet skulle efterlikna ett verkligt fall. Statistisk sammanställning av data från provning med avseende på brottslast och brottmod utvärderades för att kunna säkerställa slutsatser från provning med hänsyn till vald variation av bygelplacering.

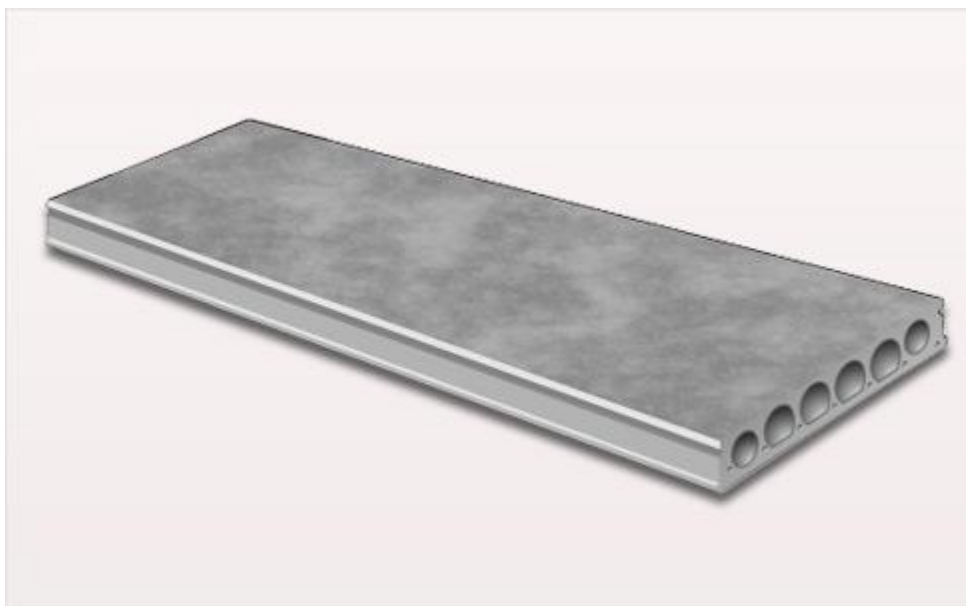
## **1.5 Miljö & etik**

Eftersom rapportens syfte är att uppmäta kapacitet i en vanligt förekommande koppling mellan håldäcksbjälklag och stålbalk anses det att det varken finnas miljömässiga eller etiska aspekter att ta i beaktande. Ett kapacitetstest av en ståldubb anses inte påverka sociala, ekologiska eller etiska aspekter av vårt samhälle. Därför kommer varken miljö eller etik att diskuteras i denna rapport.

## 2 Håldäcksbjälklag

### 2.1 Inledning

Håldäcksbjälklag är prefabricerade betongbjälklag som har längsgående kanaler inuti. De används i vanliga fall för kontor, företagsbyggnader, flerbostadshus, skolor och sjukhus. De förspända betongelementen har spännvidder upp till 18 meter (Svensk betong, 2018). Kanalerna i håldäcksbjälklagen kan användas för VVS-installationer och el-ledningar. De prefabricerade förspända håldäcksbjälklagen tillverkas i längder upp till 300 meter och sågas sedan upp i efterfrågade längder (Betongelementhandboken, 2010).



*Figur 2.1 Förspänd håldäcksplatta vilka när de placeras flera i bredd bildar ett håldäcksbjälklag (Strängbetong 2018).*

Håldäcksbjälklag armeras oftast endast med spännlinor i underkant eller överkant. Spännlinorna förspänns oftast med 1 GPa i dragspänning. Det förekommer även att tillverkare av håldäcksbjälklag lägger in slakarmering i kanaler och gjuter igen. Det är kostsamt att armera i kanaler med slakarmering vilket gör att det förekommer mer sällan (Betongelementhandboken, 2013).

Håldäcksbjälklag tillverkas i en mängd olika tvärsnitt med olika storlekar och geometriska former på kanaler. Tvärsnittshöjden varierar från 200 mm till 400 mm. Bredden på tvärsnitten är 1200 mm vilket kan modifieras till kortare bredder genom att bjälklagen sågas isär (Svensk betong, 2018).

Vid projektering av byggnader med prefabricerade element måste konstruktören ta risken för fortskridande ras i beaktande. Fortskridande ras innebär att en konstruktionsdel utsätts för en lokal last som orsakar brott i något eller några byggnadselement som till följd orsakar att en betydande del av konstruktionen

rasar. För att motstå fortskridande ras måste en konstruktion ha uppnått erforderlig robusthet (fib, 2008). Erforderlig robusthet uppstår när en konstruktion kan motstå dimensionerande laster till följd av exempelvis explosioner, brand, sättningar eller kollisioner. För att uppnå den strukturella integriteten och motstå fortskridande ras kan man vidta flera åtgärder. Bland annat kan man reducera mängden svaga länkar, konstruera alternativa lastvägar och använda motståndskraftiga kopplingar (fib, 2008).

För att uppnå stabilitet samt säkerhet när det gäller olyckslaster måste konstruktioner med håldäcksbjälklag säkras i horisontalled och vertikalled. Vanligt förekommande är att man använder sig av horisontella eller vertikala dragband som är ingjutna i håldäcken. Dessa säkras i håldäcken med byglar (Svensk betong, 2018).

## **2.2 Kopplingar**

För att konstruktioner med håldäckselement skall ha en erforderlig funktion krävs att håldäckselement kopplas till upplag med tillräcklig kapacitet för att bära dimensionerande laster (Betongelementföreningen, 2016).

Prefabricerade konstruktioner uppnår sin strukturella integritet genom kopplingar. De prefabricerade byggnadselementen kopplas samman med mekaniska strukturer, så som bultar, svetsar, armeringsjärn och betong. Den strukturella responsen beror på beteendet och karaktären av kopplingarna. Kopplingarnas huvudsyfte är att motstå de krafter och moment som uppstår i strukturen (fib, 2008).

Skillnaden mellan platsgjutna konstruktioner och prefabricerade konstruktioner är att de platsgjutna konstruktionerna uppnår kontinuitet per automatik genom byggnadsprocessen. För prefabricerade konstruktioner sker det inte per automatik utan är något man måste ta hänsyn till genom byggnadsprocessens alla delar, kopplingarna är de som skapa kontinuiteten. Kopplingarna skapar kontinuiteten i konstruktionen genom att koppla samman samtliga byggnadselement (fib, 2008).

Avgörande för om vertikala eller horisontella kopplingar behövs är vilken konsekvensklass konstruktionen anses tillhöra. Det finns reglerat i SS-EN 1992-1-1 (2005) hur valet av konsekvensklass skall gå till.



| Konsekvensklass    | Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning   |
|--------------------|---|
| 1                  | Enfamiljshus i högst fyra våningar.<br>Lantbruksbyggnader.<br>Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.   |
| 2a<br>Lågriskgrupp | Enfamiljshus i fem våningar.<br>Hotell i högst fyra våningar.<br>Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar.<br>Kontorsbyggnader i högst fyra våningar.<br>Industribyggnader i högst tre våningar.<br>Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvarea som inte överstiger 1000 m <sup>2</sup> per våning.<br>Envåningsbyggnader avsedda för undervisning.<br>Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvarea som inte överstiger 2000 m <sup>2</sup> per våning. |
| 2b<br>Högriskgrupp | Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar.<br>Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar.<br>Butikslokaler i fyra till femton våningar.<br>Sjukhus i högst tre våningar.<br>Kontorsbyggnader i fem till femton våningar.<br>Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m <sup>2</sup> golvarea per våning.<br>Parkeringshus i högst sex våningar.  |
| 3                  | Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvarea och antal våningar.<br>Byggnader med stora samlingslokaler.<br>Arenor för minst 5 000 åskådare.<br>Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.  |

Tabell 2.1 klassificeringstabell olyckslast (SS-EN1991-1-7, 2006).

Normkraven som behöver uppfyllas kan behandlas på olika vis. Antingen med horisontella och vertikala dragband, membranverkan eller att konstruktören dimensionerar vissa delar som key-element vilket innebär att dessa dimensioneras för en högre olyckslast än resterande för att ersätta dessa eller del av dessa vid olycka (Svensk betong, 2018).

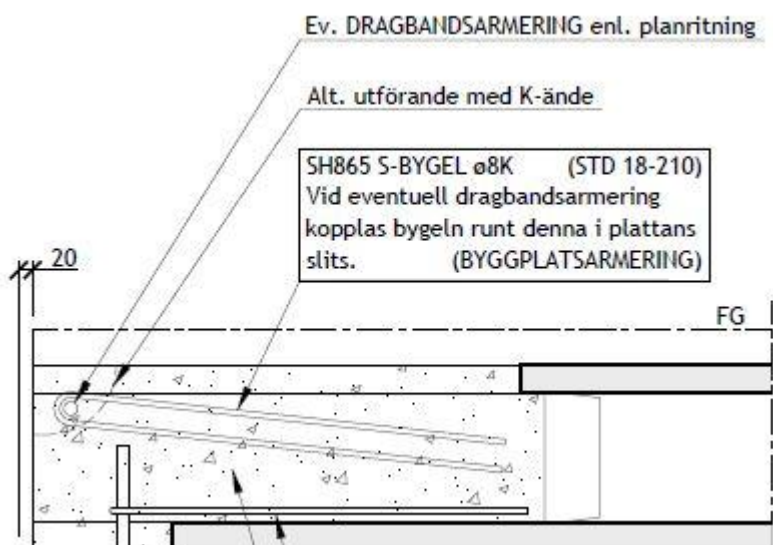
Vid konstruktion med håldäckselement är det viktigt att kopplingarna konstrueras noggrant eftersom upplagslängderna i många fall är kortare än för andra bjälklag. Särskilt när det gäller sidokopplingar och upplagskopplingar där håldäcket utsätts för axialkrafter, detta på grund av att kontaktytorna blir små och där med spänningarna höga (Betongelementhandboken, 2016).

Eftersom olyckslast beskrivs som exempelvis påkörning, explosion eller lokala brott till följd av odefinierade orsaker innebär detta att det är en plötslig lastökning. Vanligt förekommande vid betongbrott är att brotten är spröda och sker plötsligt. Kopplingen har delvis som uppgift att fördröja brottet genom de ståldetaljer som är ingjutna genom att förskjutning eller nedböjning sker före brott.

### 2.2.1 Koppling typ A

Kopplingstyp A består av en stålbalk med påsvetsad slätstång. Slätstången är ingjuten i håldäckets ena ände i mittkanalen. Runt slätstången placeras en bygel, bygelns vilar på håldäckets kanalbotten. Stålbalken agerar ändupplag för

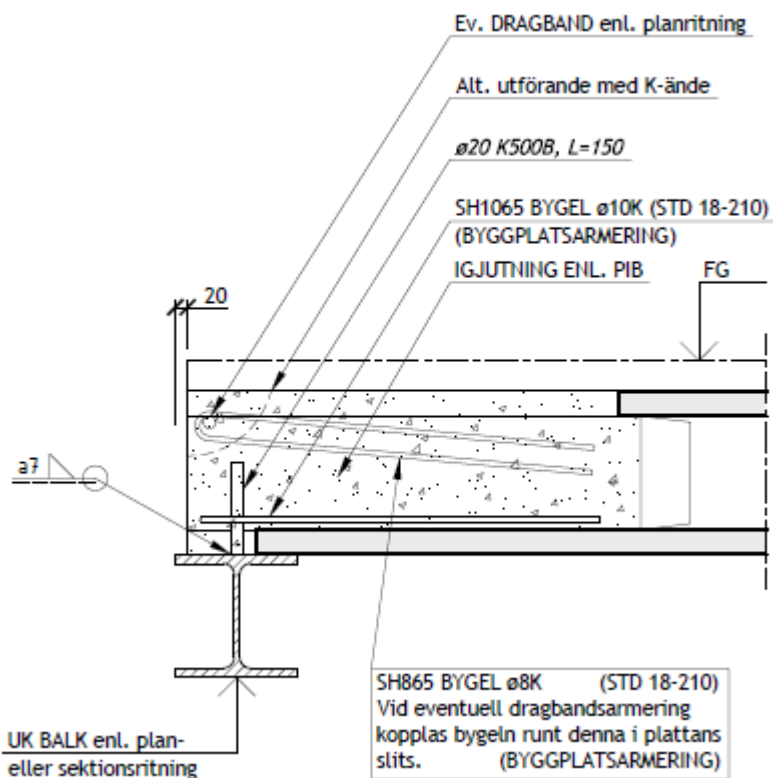
håldäcksbjälklaget och slätstången med bygel tar upp horisontella krafter. I kopplingstyp A är bygeln placerad dikt ann slätstången.



Figur 2.2 Koppling typ A (Strängbetong, 2018) modifierad av författarna.

### 2.2.2 Koppling typ B

Kopplingstyp B skiljer sig från kopplingstyp A i det att bygeln placeras cc 50 millimeter från slätstången i längdled.



Figur 2.3 Koppling typ B (Strängbetong, 2018)

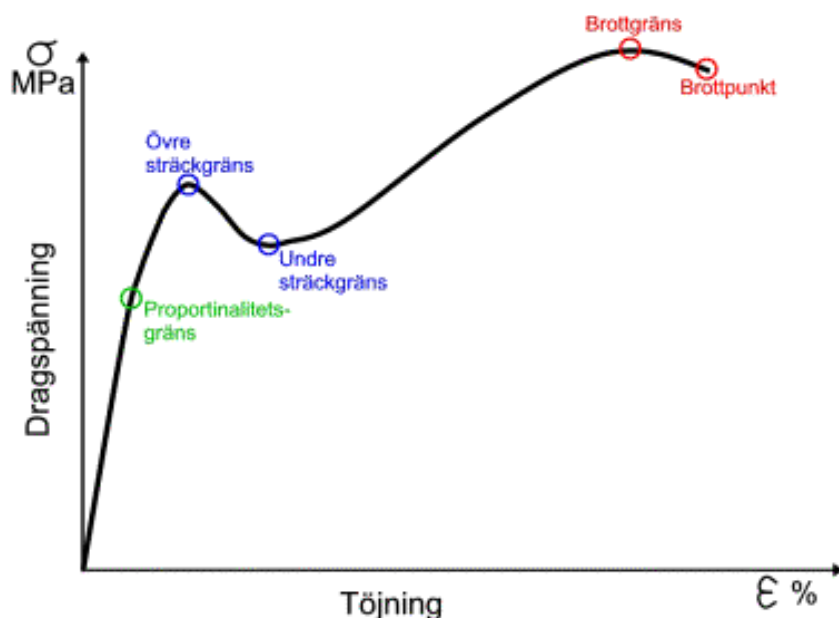
### 3 Teoretiska brottmoder

Nedan listas möjliga brottmoder, kapaciteter samt justeringar för att säkerställa brott i dubb och utesluta kringliggande faktorer. Hypotes för brottmoder för de olika serierna med beräknade maxkapaciteter vid dragprov listas.

Koppling på vilken tester utförs skall efterlikna dubb svetsad på stålbalk och sedan ingjuten i betong vilket betraktas som en dymling där överföringen främst sker genom skjuvning mellan elementen. Beroende på dymlingens längd och styrka samt positionering fanns möjlighet för en rad brottmoder att uppstå under tester där dubben möjligen kan skjuvas, böjas, spjälka bort kringliggande betong eller en kombination av flera brottmoder.

#### 3.1 Skjuvbrott dubb

Spänningar som verkar parallellt mot ett plan betecknas skjuvspänningar vilka ger upphov till skjuvdeformationer. Deformationerna ökar enligt en arbetskurva för materialet på samma sätt som vid dragning med ett rätlinjigt elastiskt verkningssätt upp till sträckgräns. Då sträckgräns passerats återgår inte materialet till sin ursprungliga form utan det behåller en permanent deformation efter avlastning. Vid skjuvdeformation glider atomplan i förhållande till varandra och då fallet är med en metall med metallbindning mellan atomer kan större plastiska deformationer ske utan att hållfasthetsegenskaperna försämras (Burström, 2007).



Figur 3.1 Spänning som funktion av töjning för stål (Viebke, 2009).

Dubb fast inspänd i stålbalk genom svetsning och sedan ingjuten anses vara en förbindare mellan de båda elementen. Risk för skjuvbrott föreligger då en förbindare belastas med en kraft vinkelrät längdriktningen för förbindaren.

Kraften förs i huvudsak över i anläggningen mellan de två delarna som förbinds (Al-emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2011).

Dubben betraktas som fast inspänd i plåten vilken förflyttar sig parallellt underkant håldäck vid belastning. Undersida håldäck och ovansida plåt bildar i detta fall ett enskärigt förband likt ett skruvförband där skjubbrott sker mellan överkant svets på plåt och underkant håldäck. Enligt Al-emrani et al. (2011) beräknas kapacitetet för skjubbrott på följande vis;

$$F_{skjuv} = \frac{f_u \cdot A_{s_d}}{\sqrt{3}} = 92,5 \text{ kN} \quad (3.1)$$

där  $f_u = 490 \text{ MPa}$  efter stålets draghållfasthet samt  $A_{s_d}$  ges av dubbens area. En förutsättning för att denna brottmod skall uppstå är att betongen inte spjälkats bort och på så sätt behåller ytan vinkelrät mot dubben.

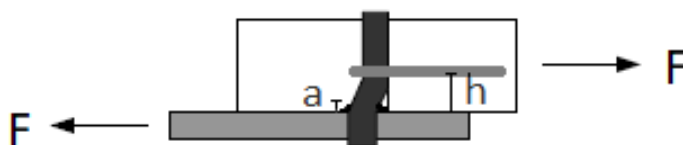
### 3.2 Böjning dubb

Böjning av ett ståltvärsnitt uppstår där spänningarna från det böjande momentet överskrider flytgränsen för materialet. Då denna spänningsnivå överskrider skapas en flytled där stålet flyter lokalt och därmed deformeras i denna lokala punkt. En flytled uppstår i den nivå där momentet är som störst då spänningar är störst i denna punkt.

För att dubben ska böjas krävs att full plasticering uppnås i tvärsnittet det vill säga att spänningen över hela tvärsnittet överstiger stålets flytgräns,  $f_y = 355 \text{ MPa}$  för stålqualität s355. Dubben deformeras således i dragen riktning när dragande kraft i plåt skapar spänningar i dubb som överskrider flytspänning. (Al-emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2013)

Excentricitet från bygelns nivå till svetsens ovankant multiplicerat med dragande kraft ger det maximala momentet som uppnås i dubb. Bygel placeras 50 mm från ovankant plåt vilken har en svets mot dubb på  $a=12 \text{ mm}$  som då ger en excentricitet på:

$$e = h - a = 38 \text{ mm} \quad (3.2)$$



Figur 3.2 Modell av enskärigt förband med två flytleder (Al-emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2013) modifierad av författarna.

Vid vilket moment tvärsnittet plasticeras ges av böjmotståndet,  $w$  multiplicerat med flytspänning för dubb. Moment dividerat med excentricitet ger dragande kraft för att dubb ska deformeras med en flytled ovanför svets.

$$M = W \cdot f_y = 0,47 \text{ kNm} \quad (3.3)$$

$$W = \frac{\varnothing^3}{6} = 1,3 * 10^{-6} m^3 \quad (3.4)$$

$$F = \frac{M}{e} = 12,5 kN \quad (3.5)$$

### 3.3 Dragbrott bygel

Dragbrott kan uppstå i bygel om vidhäftningen av bygel är större än kapaciteten för bygel i drag, dragbrott sker om spänningar i bygel överskrider draghållfasthetsvärde för den valda bygel. Det dimensionerande värde som används i denna del använder sig av flytgräns istället för brottgräns för att inte påverka resultatet av dragprov genom deformationer i bygel.

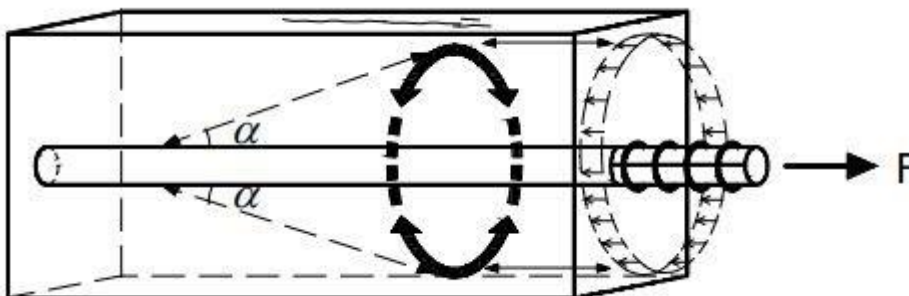
Under dragprov kommer hela eller en del av kraften tas av den ingjutna bygel som ligger runt dubben. För detta test har en  $\varnothing 12$  bygel valts istället för den föreskrivna  $\varnothing 10$  för att säkerställa att brott undviks i denna del. Dragkraftskapacitet då deformation börjar ske beräknas enligt:

$$F = f_y * A_{sb} = 113,1 kN \quad (3.6)$$

där  $f_y$  avser flytgräns för bygel som i detta fall är av kvalitet K500B vilket ger  $f_{ykb} = 500 MPa$  och  $A_{sb}$  är omslutande area på stänger, i detta fall 2 stycken då bygel är bockad.

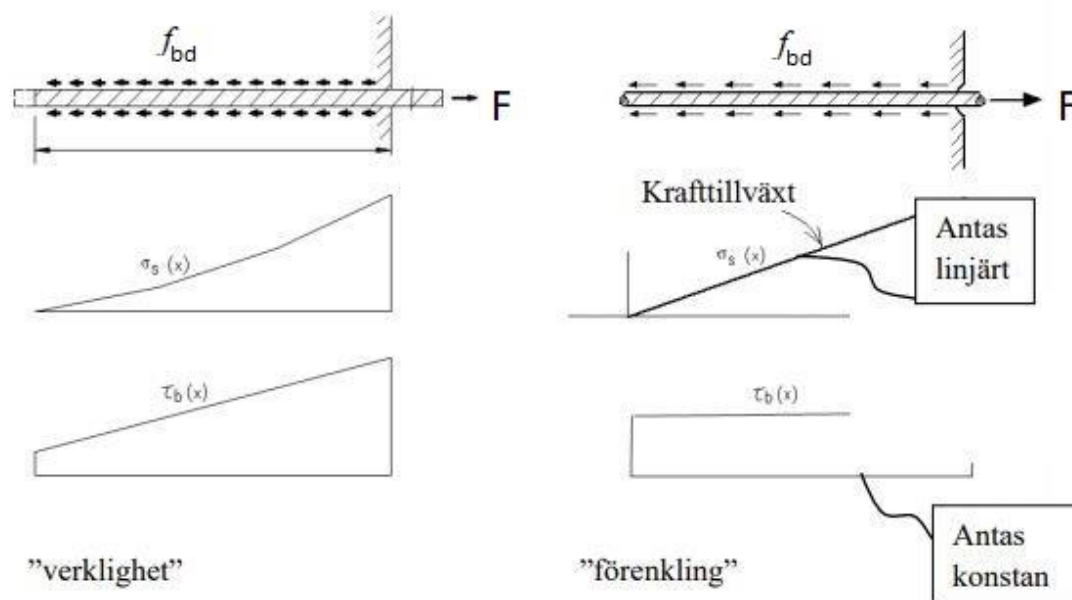
### 3.4 Vidhäftningsbrott bygel

Vidhäftningsbrott uppstår till följd av att kraften överförs via vidhäftning mellan armering och betong. Skjuvningen mellan armeringsjärnet och betong leder till sneda huvudtrycksspänningar och huvuddragsspänningar i betong närmast stång. Vid ökad dragbelastning ökar dessa spänningar. Kontaktkrafterna verkar i tryckta koniska skal som i ytterkant hålls ihop av en ring av dragen betong. När draghållfastheten i betongen uppnås uppstår spjälksprickor genom täckande betongskikt (Al-emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2011).



Figur 3.3 Vidhäftning kamstång i betong (Al-emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2011) modifierad av författarna.

När bygelns utsätts för dragkraft kommer spänningarna initialt att öka vid betongytan. Vid ökande dragkraft kommer spänningarna ledas längre in i betongen längs med bygelns. De högsta spänningar förekommer där med vid betongytan och är där brottet kommer att uppstå i första hand.



Figur 3.4 Vidhäftning kamstång i betong (Al-emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2011) modifierad av författarna.

Bygelns placering skall säkerställas under provning och det är därmed viktigt att den inte dras ur betongen. Utdragskapacitet bygel ur ingjutning beräknas enligt:

$$F = O_{S_b} \cdot L_b \cdot f_{bd} = 322,3 \text{ kN} \quad (3.7)$$

$O_{S_b}$  avser omkrets på bygel och  $L_b$  längd bygel. Den dimensionerande vidhäftningsförmågan beräknas enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) på följande sätt:  $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ . 2,25 motsvarar en materialparameter med avseende på vidhäftningsförmåga gällande kamstångar.  $\eta_1$  är en koefficient som beskriver vidhäftningsförhållandena och stångens läge under gjutning, i detta fall tolkas vidhäftningsförhållandena som goda och därför sätts värdet till 1,0.  $\eta_2$  är relaterad till stångens diameter, för en diameter under 32 mm ansätts värdet till 1,0.  $f_{ctd}$  är dimensioneringsvärdet för betongens draghållfasthet.

### 3.5 Vidhäftningsbrott ingjutning/HDF

När ny våt betong gjuts in mot gammal betong uppstår en vidhäftning mellan den nya och gamla betongen. Det finns en risk för att de skjuvkrafter som uppkommer i fogen mellan ingjutningsbetong och HD/F-betong överstiger hållfastheten för vidhäftningen. Vidhäftningen är beroende av mekaniska och kemiska faktorer. Den mekaniska faktorn består i ojämnheten i betongen som orsakar vidhäftning. Ur ett kemiskt perspektiv kan adhesion beskriva en del av

vidhäftningen, då uppstår bindningar på molekylär nivå mellan ingjutningsbetong och HD/F-betong. (Löfquist & Malm, 2014)

Då dubbens kapacitet är av intresse är det viktigt att säkerställa att ingjutningen inte släpper från håldäckskanalen. Utdrag av ingjutningen ur håldäckskanal ges av:

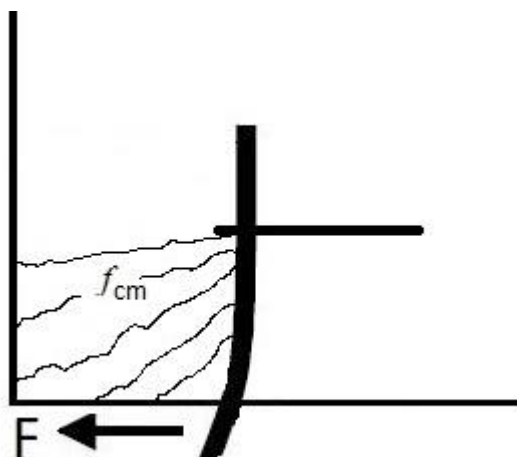
$$F = V_{Rki} \cdot A_{hdf} = 688,8 \text{ kN} \quad (3.8)$$

$$V_{Rki} = c \cdot f_{ctm} = 1.2 \text{ MPa} \quad (3.9)$$

där  $V_{Rki}$  tar hänsyn till vidhäftningsyta i håldäckskanal med en faktor  $c$ . Faktorn  $c$  beror av ytans vidhäftningsförmåga, denna avgörs av råheten. Ytan kan anses vara mycket slät, slät, skrovlig eller försedd med förtagningar. I detta fallet anses ytan vara skrovlig och  $c$  antar därför ett värde av 0,4. Ytan anses vara skrovlig på grund av att betongspill lämnas kvar i kanalen, detta skapar en skrovlig yta på kanalbotten som illustreras i Figur 4.3.  $A_{hdf}$  ges av den inre omslutande arean i en håldäckskanal.

### 3.6 Tryckbrott betong av dubb serie A & C

Vid vilken dragkraft betongen krossas är ett av kriterierna för att dubb skall kunna förflyttas. I serie A ligger bygel dikt ann dubb och håller kvar dubb med samma kraft som applicerad dragkraft på plåt där dubb är svetsad. Tryck från dubb blir således endast under bygels nivå. I modell betraktas halva dubbens mantelarea som tryckt vilket ger:



Figur 3.5 Betongen spricker under bygels nivå I serie A (fib, 2008) Modifierad av författarna.

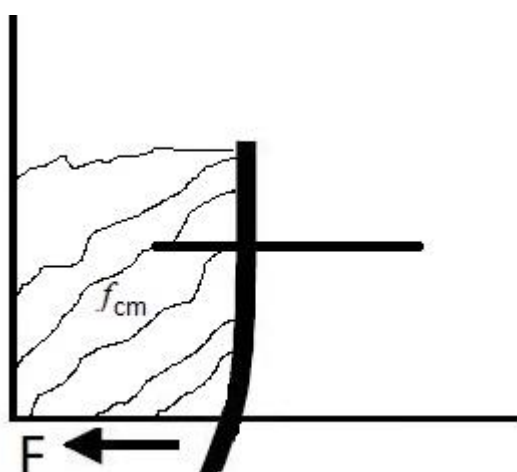
$$F = A_d \cdot f_{cm} = 41,8 \text{ kN} \quad (3.10)$$

Där  $A_d$  avser area som trycker betong.  $f_{cm}$  motsvarar medeltryckhållfastheten för C30/37 betong. Alltså tros betongen spjälkas bort under bygelns nivå vid 41,8 kN.

### 3.7 Tryckbrott betong av dubb serie B

Vid vilken dragkraft betongen krossas, ett av kriterierna för att dubb skall kunna förflyttas. I serie B ligger bygel med avstånd cc 50 mm från dubb och därmed är betongen omslutande hela dubbs höjd. Med detta antagande kan hela dubbens höjd tillgodoräknas till tryckande area vilket ger

$$F = A_d * f_{cm} = 179,1 \text{ kN} \quad (3.11)$$



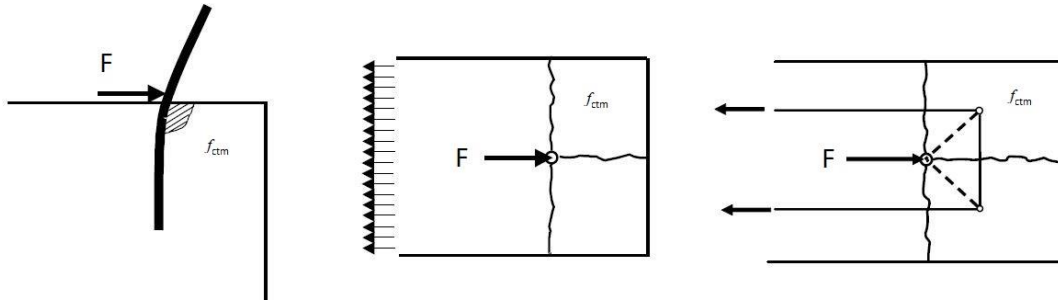
Figur 3.6 *Betong spricker över hela dubbens längd i serie B (fib, 2008) Modifierad av författarna.*

### 3.8 Dragbrott betong

Betongen kan spjälkas bort till följd av att draghållfastheten i betongen överskrids. Detta sker då dubben utsätts för en horisontal kraft och betongen agerar mothåll. Arealen är beräknad utifrån en pyramidformad spridning av kraften. Där spridningsytornas areor blir de som är verksamma när betongen utsätts för dragkrafter. Vid spridningen av kraften från dubben uppstår spänningar över spridningsytorna. Om spänningarna överstiger betongens draghållfasthet kommer ett spjälkbrott av betongen att uppstå. Arealen uppgår då till  $0,021 \text{ cm}^2$ ,  $f_{ctm}$  är betongens draghållfasthet som för C30/37 uppgår till 2,9 MPa.

$$F = A * f_{ctm} = 61 \text{ kN} \quad (3.12)$$

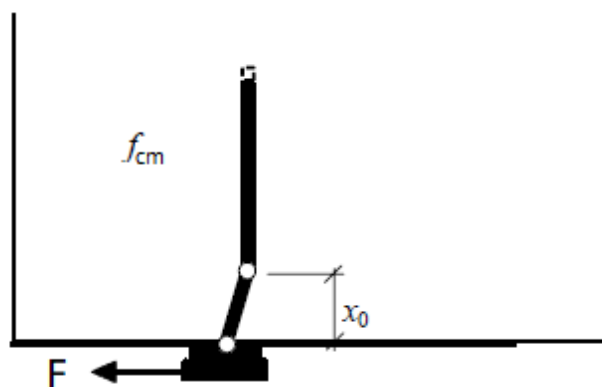




Figur 3.7 Sprickbildning till följd av dragbelastad betong(fib, 2008) modifierad av författarna.

### 3.9 Dymlingsverkan FIB

Följande del avhandlar beräkning av dymling enligt fib (fédération internationale du béton) vilket är en förening som arbetar för utveckling inom betongbyggnad med 45 medlemsländer däribland Sverige. Modellen är framtagen för fall med slät dubb fast inspänd på stål utan mellanrum till betongelement och utan ankare i ändan, med ankare menas plåt, krok, skruv eller dylikt. Enligt modellen uppstår två plastiska deformationer, flytleder där en sker i anslutningen mellan dubb och den fasta inspänningen vilket i vald koppling motsvarar ovanför svetsen. Den andra leden bildas inom ingjutningen på den nivå där böjande moment är som störst. Den fasta inspänningen ger en högre kapacitet i skjuvning än vad en dubb som är ingjuten i båda ändar kan ge. (fib, 2008)



Figur 3.8 Dymling med två flytleder(fib, 2008) modifierad av författarna.

Avstånd från ovansida stål balk till flytledd som uppstår inom ingjutning betecknas  $x_0$  och ges av nivå där momentet är som störst vilket sammanfaller med nivå där tvärkraft är lika med noll. Genom att dividera maximala skjuvmotståndet,  $F$  med reaktionskraften från betong utmed dubbens längd,  $q_c$  ges denna nivå där tvärkraften är noll.  $F$  bestäms med hänsyn till plastiska momentmotståndet i dubb och reaktionskraft från betong genom ekvation 3.12 Där  $\alpha_0 = 1$  (fib, 2018).  $q_c$  beräknas genom tryckhållfastheten för betong multiplicerat med diameter på dubb och en faktor  $\beta_c$  vilken sätts till ett vid brottslast.

$$F = \alpha_0 * \sqrt{2} * \varnothing^2 * \sqrt{f_{cm} * f_y} = 20,8 \text{ kN} \quad (3.13)$$

$$q_c = \beta_c * f_{cm} * \varnothing = 76 \text{ kN/m} \quad (3.14)$$

$$x_0 = \frac{F}{q_c} = 0,27 \text{ m} \quad (3.15)$$

Maximalt moment inom ingjutningen sker vid 0,27 m från balks nivå och det är vid denna nivå en flytled kan antas uppstå om dubb är längre än 0,27 m. I de testade fallen är dubbens längd endast 0,15 m vilket omöjliggör en flytled inom ingjutning till följd av resultant från betong.

I serie A och C då bygel placeras dikt ann dubb finns det möjlighet för en flytled i nivå med bygelplacering till följd av mothållande kraft från bygel vilket gör att  $x_0 = 0,05 \text{ m}$  som motsvarar avstånd mellan plåtens ovansida och bygels centrum. I serie B med ett avstånd på cc 50 mm mellan dubb och bygel finns det ingen möjlighet för en flytled inom ingjutning vilket endast ger en flytled i dubb ovanför svets med modell från detta kapitel.

Maximal momentkapacitet  $M_{max}$  för koppling i flytled ovanför svets fås fram med momentjämvikt mellan betong och dubbkapacitet. Moment från dubb ges av skjvmotstånd dubb multiplicerat med avstånd till flytled som infinner sig på bygelns nivå  $x_0 = 0,05 \text{ m}$ . Den utbredda reaktionskraft från betong  $q_c$  multiplicerat med dubbens längd upp till flytled och avståndet till angreppspunkten för utredda lasten vilket blir halva avståndet upp till flytled. Därefter subtraheras även plastiska momentkapaciteten  $M_y$  för dubb vilket ges av plastiska böjmotståndet multiplicerat med stålets flytgräns.

$$M_y = W * f_y = 0,47 \text{ kNm} \quad (3.16)$$

$$M_{max} = F * x_0 - q_c * \frac{1}{2} * x_0^2 - M_y = 0,5 \text{ kNm} \quad (3.17)$$

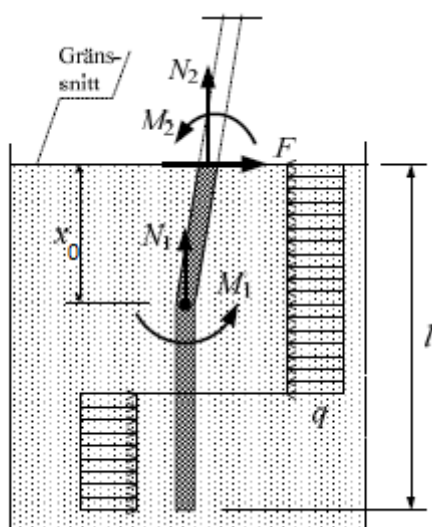
$M_{max}$  beräknas i nivå med ovankant balk och då yttre kraft är sökt vid brottgräns blir nästa steg att dividera maximala momentkapaciteten med excentricitet. Excentricitet mellan centrum bygel och ovansida balk det vill säga  $e = 50 \text{ mm}$ . Med detta resonemang ges maximala yttre dragkraft,  $F_{max}$  av:

$$F_{max} = \frac{M_{max}}{e} = 61 \text{ kN} \quad (3.18)$$

### 3.10 Dymlingsverkan Westerberg

Denna del avhandlar beräkningsgång framtagen av Bo Westerberg vilken är en tolkning av tidigare handlingar daterade 1992-03-03 omarbetade för Eurocode 2.

Beräkningsgång är framtagen för fall där dubb är ingjuten mellan två betonelement men beräkningsgången kan även tillämpas då dubben är fast inspänd i gränssnittet. För dymlingsverkan beräknas dubbens flytmoment med reduktion för dragande kraft (Westerberg, 2012).



Figur 3.9 Modell för beräkning av dymlingsverkan med en flytled inom ingjutning (Westerberg, 2012) modifierad av författarna.

För serie B där dubb har ett avstånd till bygel betraktas dubben som helt ingjuten i betong. Vidare antas dubb vara tillräckligt lång för att en flytled skall kunna uppstå inom ingjutning vilken betecknas  $M_1$ . Flytled uppstår i nivå  $x_0$  vilken beräknas genom momentjämvikt. För testat fall antas  $N_1 = 0$  då drag ska ske parallellt mellan plåt och håldäck.  $q$  är betongens kapacitet där  $\beta$  är en förstöringsfaktor på grund av lokalt tryck (prägling) vilken antas vara ett i testat fall då präglingverkan är okänd (Westerberg, 2012). Beräkningarna är tillämpliga för serie B.

$$M_1 = M_2 = f_{yd} * \frac{\phi^3}{6} = 0,47 \text{ kNm} \quad (3.19)$$

$$q = \beta * f_{cd} * \phi = 760 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.20)$$

$$x_0 = \sqrt{2 * \frac{M_1 + M_2}{q}} = 0,05 \text{ m} \quad (3.21)$$

$$F_{max} = q * x = 37,9 \text{ kN} \quad (3.22)$$

Flytled kan uppstå då  $x_0$  är mindre än dubbens längd, vidare anses modellen trolig då betongen spricker vid högre last (kapitel 3.7 samt 3.8) än beräknat vilket är en förutsättning för att flytled skall uppstå inom ingjutning.

### 3.11 Sammanställning brottmoder

Tabell 3.1 Sammanställning av brottmoder.

| Brottmod  | Kraft [kN] | Kommentar   |
|---|------------|---|
| Skjuvbrott dubb                                   | 92,5       | Förutsätter att yta mellan betong och plåt hålls parallell.       |
| Böjning dubb                                      | 12,5       | Skер efter betongbrott.   |
| Dragbrott bygel                                   | 113,1      | Ej troligt. Över beräknad kapacitet.                              |
| Vidhäftningsbrott bygel                           | 322,3      | Ej troligt. Över beräknad kapacitet.                              |
| Vidhäftningsbrott mellan ingjuten betong och HD/F | 688,8      | Ej troligt. Över beräknad kapacitet.                              |
| Tryckbrott betong av dubb serie A och C           | 41,8       | Möjlig del i brottmod   |
| Tryckbrott betong av dubb serie B                 | 179,1      | Ej troligt. Över beräknad kapacitet.                              |
| Dragbrott betong                                  | 61         | Troligt   |
| Dymlingsverkan FIB Serie A och C                  | 61         | Möjligt, anmärkningsvärt att det är samma värde som dragbrott btg |
| Dymlingsverkan Westerberg serie B                 | 37,9       | Troligt, förutsätter 2 flytleder och osprucken betong.            |

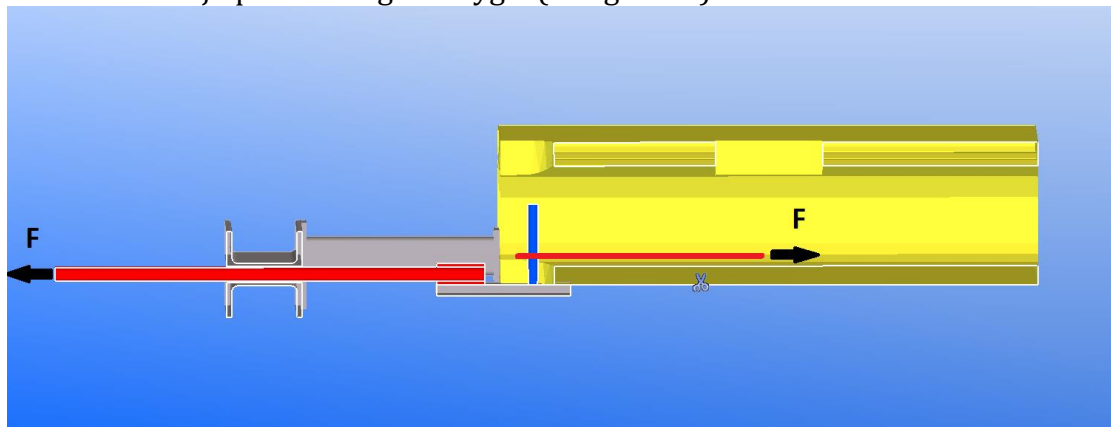
## 4 PROVNING

### 4.1 Provrigg

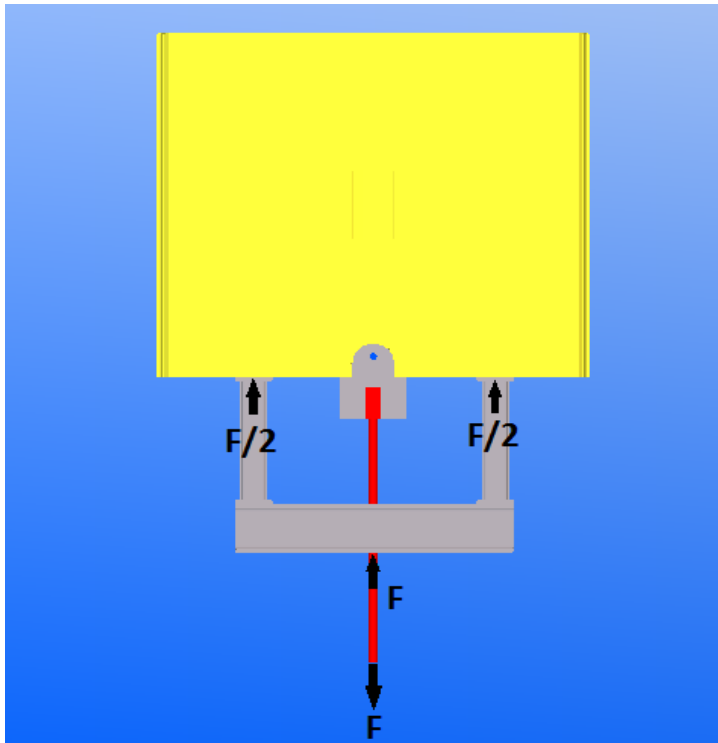
Rigg bestod av UPE balkar placerade med liv mot varandra med ett mellanrum där pinnbult drogs igenom. Valet av UPE gavs av att dessa får en stor kontaktyta mot pinnbult i förhållande till ett I-tvärsnitt, en stor kontaktyta minskar friktion och risken för att dubb skall kilas fast om rigg vill rotera i vertikalled under provning. På ytterkant av UPE balkar svetsades plåt på varje kant centriskt över de båda balkarna för att binda ihop dessa och bilda en yta mot VKR rör som svetsades fast vinkelrät mot UPE balkarna. I underkant på VKR rör svetsades plåt centriskt som under provning utgjorde kontaktpunkt mot HD/F i underkant mellan två håldäckskanaler. Förstärkningar på UPE balkar centriskt med mellanrum där pinnbult skall drogs genom utgjorde kontaktyta för håldomkraft under provning. Ett plattjärn svetsades mellan VKR rör för att förhindra att dessa skulle gå isär under provning.

Provrigg dimensionerades för 200 kN i drag från pinnbult då den skall klara dubbla kraften från eventuellt skjuvningsbrott i dubb. Längd på tvärgående balk sätts till 770 mm, längden motsvarar de tre mittersta håldäckskanalerna samt liv till de yttersta kanalerna. De rör som skapar avstånd från HD/F till balk kommer fortsättningsvis refereras som "pelare" då dessa modelleras som pelare. Längden på pelarna sattes till 350 mm vilket motsvarar längd på plåt plus nedböjd dubb på ingjutningsdetalj.

Denna design av provrigg resulterar i att pinnskruven dras ut med hjälp av domkraften som tar mothåll i mothållsriggen. Via pinnskruven förs kraften över till ankarmuttern och via ankarmutternsplåten vidare in i dubben. Dubben hålls tillbaka med hjälp av betong och bygel (se figur 4.1).

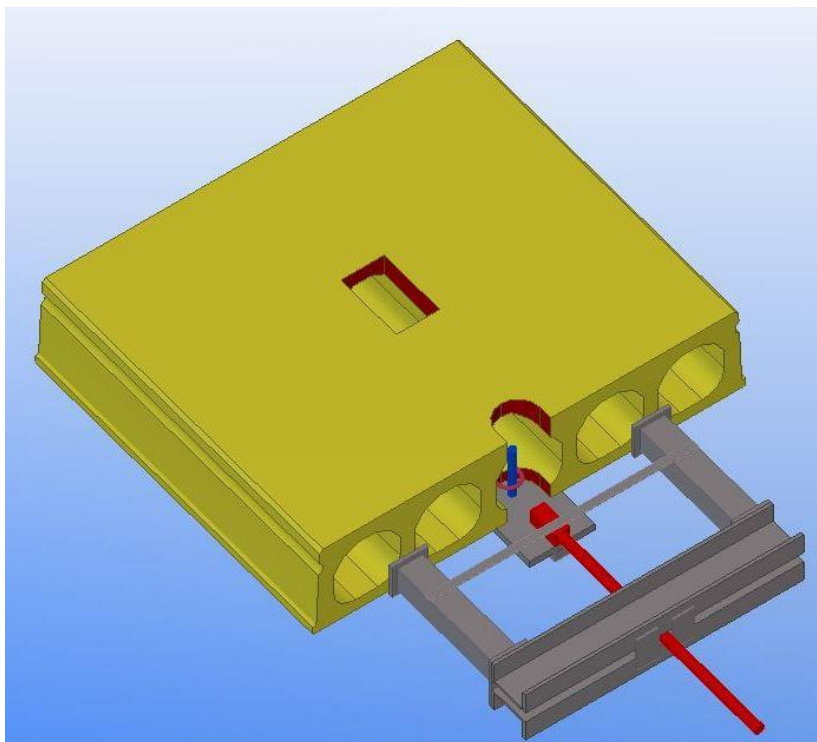


Figur 4.1 Provuppställning som visar kraftöverföring mellan pinnskruv och koppling. Skapad av författarna



Figur 4.2 Provuppställning som visar kraftöverföring för mothållsrigg. Skapad av författarna.

Provrighgen designades för att på bästa sätt efterlikna ett verkligt fall men samtidigt göra det möjligt att genomföra dragproverna. Därför har en fokuspunkt i designarbetet varit att behålla utdragsplåten dikt ann håldäckets undersida. I ett verkligt fall är det troligt att balken följer håldäckets rörelse och rör sig parallellt (Krus & Johansson, 2018).



Figur 4.3 3D-modell av provuppställning. Skapad av författarna.

### 4.1.1 Dimensionering balk

Balkarna dimensionerades för att klara ett centriskt tryck från domkraften på balkarna ger med den givna längden följande:

$$M_{max} = 19,3 \text{ kNm} \quad (4.1)$$

Böjmotstånd ges av maxmomentet delat på stålets brottgräns.

$$W = \frac{M}{f_y} = 5,4 * 10^{-5} \text{ m}^3 \quad (4.2)$$

Det beräknade böjmotståndet jämfördes med bilaga E över standarddimensioner där val av balk föll till UPE 120 S355.

### 4.1.2 Dimensionering pelare

Pelare dimensionerades för att klara en tryckande kraft på 100 kN styck utan risk för buckling. En bredd på 70 mm ger att kanterna på tvärsnittet hamnade på samma avstånd i vertikalled som de båda UPE balkarna och därmed en bra kraftöverföring från balk till pelare, valet föll således på VKR 70x5 mm vilket är en standardprofil där tillgång finns hos Strängbetong i Veddige. Kontroll av VKR rör med avseende om risk för buckling genomförs, risk finns om  $N_{ed} > N_{b,Rd}$ . Där kapaciteten för pelaren med avseende på buckling beräknas med

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma} = 236 \text{ kN} \quad (4.3)$$

där  $\chi$  är en faktor som tar hänsyn till slankhet samt material parametrar och  $\gamma$  är en partialkoefficient för bärförmåga bestämd med hänsyn till global instabilitet.  $\gamma$  sätts till 1 enligt rekommendation från SS-EN 1993-1-1:2005.  $N_{b,Rd} = 236 \text{ kN} > 100$  vilket ger att ingen risk för buckling föreligger.

## 4.2 Provelement

Elementen som proven utfördes på är alla HD/F 120/27 F184 med en längd på 1 m. Längden bestämdes utifrån det faktum att utdragskapaciteten inte skulle påverkas av håldäckets längd så länge hela ingjutningen skulle få plats vilken är enligt standard från AB Strängbetong är 700 mm lång. För att förenkla gjutning bestämdes att hela kanalen ingjuts. Elementet är av betongkvalité C40/50. För ritning på provelement se bilaga A.

## 4.3 Ingjutningsdetalj

Detaljen som är av intresse är ståldubb i kopplingsdetalj enligt figur 2.2 och 2.3. Dubben är en slät stång  $\varnothing 20$  av stålqualität s355J0 med en längd på 150 mm. Stången svetsas på en plåt som skall motsvara fläns på I-balk samt vara bred nog att täcka urtag som gjorts i håldäck på undersida för att betong inte skall rinna ur

håldäckskanal. Ingjutningsdetaljen skall även vara lång nog att en ankarmutter kan svetsas på plåt utan att vara i kontakt med ingjutning samt ge plats åt form under gjutning mellan ankarmutter och håldäck. Dimensioner blev således 250x180 med dubb svetsad 180 mm in i längdled och centriskt i bredd (se bilaga B).

### 4.3.1 Dimensionering ingjutningsdetalj

Plåt dimensioneras för att klara dimensionerande dragkraft samt böjande moment som uppstår vid denna last utan att deformeras då deformationer i plåten kan ge upphov till vinkeländring mellan håldäckets undersida och plåtens ovansida vilket skulle påverka testresultat. Den dimensionerande dragande kraften i plåten är satt till 200 kN vilket med den givna excentriciteten mellan plåtens ovansida och bygelplacering ger ett upphov till ett moment på 8 kNm. Momentkapacitet beräknas genom:

$$M = W_{pl} * f_y \quad (4.4)$$

där  $W_{pl}$  är det plastiska böjmotståndet. Valet föll på en 20mm tjock plåt med en 40\*30mm påsvetsad stålskena som löpte hela plåtens längd centriskt. Lösningen med en skena på undersidan valdes då material sparades samt att vikten hölls nere för enklare hantering.

Svetsen som förbinder dubb i plåten dimensionerades för den valda maxlasten på 200 kN utan deformation enligt (Ek, 2011)

$$a_{dubb} = \frac{F_{Rd} * \sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}}{l_{dubb} * f_u} = 10,7 \text{ mm} \quad (4.5)$$

12 mm väljs som a-mått för att ge tolerans för viss feltillverkning av svets.  $l_{dubb}$  avser effektiv svetslängd vilket i detta fall är omkrets på dubb,  $\beta_w$  samt  $\gamma_{M2}$  är säkerhetsfaktorer enligt SS-EN 1992-1-1 (2005). Ankarmutter och gängstång som svetsas på plåt skall även denna belastas med 200 kN i drag och väljs efter Strängbetongstandard där valet föll på  $\varnothing 27 \text{ mm}$  stång med ankarmutter vilken har längden 80 mm. Denna detalj skall enligt Strängbetong klara 275 kN i drag (Pettersson, Nilsson, & Mattsson, 2017) vilket anses ha god säkerhetsmarginal för tester på maximalt 200kN. Svets beräknas på samma sätt som för dubb med skillnad att längden för ankarmutter är dubbla längden på mutter vilket ger ett a-mått på 4 mm.

## 4.4 Hypoteser

Denna del behandlar troligt brott beteende enligt beräkningar från kapitel 3 med hänsyn till deformation och brottmod som förväntas uppkomma för de två testserierna.



#### **4.4.1 Hypotes brottmod serie A**

Bygel placeras dikt ann dubb i ingjutning vilket ger en dragkraft i bygel direkt proportionerlig mot applicerad dragkraft. Vidare kan dubb ovanför bygels nivå betraktas som opåverkad. Excentriciteten upp till bygels nivå från plåtens överkant ger upphov till ett böjande moment i dubb vilken deformeras kring bygels nivå vid en dragkraft på 12,5 kN. Tryckspänning uppstår i omslutande betong mot dubb under bygels nivå i samma riktning som applicerad dragkraft där beräknad yta som trycker betong är halva dubbens mantelarea med en jämt utbredd last. Med dessa antaganden kommer betong krossas vid en dragkraft på 41 kN och dubb friläggas. Då den släta dubben är frilagd antas kvarvarande vidhäftning vara försumbar och kommer därmed dras ut.

#### **4.4.2 Hypotes brottmod serie B**

Bygel placerad cc 50 mm från dubb ger en utbredd last hela dubbens längd och kan betraktas som helt ingjuten. Omslutande betong hela dubbens längd tar upp dragkraft vilket innebär att tryckbrott i betong sker först vid 179 kN. Dubben kommer inte friläggas som för serie A genom tryckbrott utan brottet som uppstår i betongen sker något senare, vid 61 kN se kapitel 3.8. Då den släta bygeln är frilagd uppför den sig som för serie A genom att den dras ut obehindrat.

### **4.5 Genomförande provtillfälle 1 (Serie A & B)**

Provingen utfördes i en industrilokal på AB Strängbetong Veddige. Elementen placerades på en träregel för att uppnå en lutning av provelementen, lutningens syfte var att säkerställa att plåten med fastsvetsad dubb inte skulle vidröra stålbordet. Om plåten skulle vidröra stålbordet eller vara placerat mellan håldäckselement och stålbord antogs att ett friktionsmotstånd skulle kunna uppstå, vilket i sin tur skulle påverka resultatet.

Dubb vilken är en del av ingjutningsdetalj ingjuts i håldäckskanal med omslutande SH bygel placerad på kanalbotten. Plåtens ovkant ligger dikt ann undersida håldäck. Testerna skedde i två serier där variationen mellan serierna var att serie A hade en bygelbygelplacering dikt ann dubb samt serie B med avstånd cc 50 mm mellan bygel och dubb.

För att säkerställa bygelplaceringen najades dessa fast med ståltråd kring dubben. Det gjordes ett antagande att det fanns risk för att bygelns placering skulle förändras vid gjutningen. Bygelns placering i höjdled och längdled uppmättes med tumstock enligt figur 4.2 och figur 4.3.



Figur 4.4 Kontroll av bygelplacering höjddled. Foto av författarna.



Figur 4.5 Kontroll av bygelplacering längdled. Foto av författarna.

Åtta stycken håldäckselement tillverkades i fabrik. Ingjutningen utfördes med hjälp av bask vilket var nödvändigt då vi hade en beräknad betongvolym på 250 liter för att fylla mittkanaler i håldäcken. Betongen fördes in genom ett urtag i håldäckets mitt. Betongen beräknades uppnå en hållfasthet C30/37 på 23 timmar.



*Figur 4.6 Ingjutning av håldäckskanal. Foto av författarna..*

För att säkerställa hållfastheten i betongen installerades en ConReg700 (se figur 4.7) för att kontinuerligt registrera hållfastheten i betongen. ConReg700 mäter temperaturen i nyligen gjutna strukturer och kan avgöra hållfastheten i betongen (Conregsystem, 2018). Vidare skapar den en hållfasthetskurva för den testade betongen. Eftersom all betong gjöts samtidigt kunde vi anta att alla element höll samma hållfasthet som det element ConReg700 var kopplad till.



Figur 4.7 ConReg 700 betonghållfasthetsmätare för mätning av hållfasthetsvärde under provning. Foto av författarna.

Det gjordes provtryckningar av ingjutningsbetongen under tiden provningen pågick. Anledningen till att provtryckningar utfördes var att fastställa en hållfasthet med så god precision som möjligt. Efter provtryckningarna justerades hållfasthetsdiagrammet skapat av ConReg700 med hjälp av provtryckningarna.



*Figur 4.8 Provtryckning av betongkub. Foto av författarna.*

Test av koppling skedde genom experimentella dragprov där en pinnskruv  $\varnothing 27$  mm skruvades i ankarmutter svetsad på plåt vilken motsvarar balkfläns på I-balk. Ände på pinnskruv drogs mellan UPE-profiler på rigg och genom håldomkraft med maxkapacitet på 255 kN. Bricka och mutter drogs mot håldomkraft på pinnskruv. Domkraften pumpas med hjälp av elektroniskt driven kompressor och pressar på de två UPE balkarna och drar pinnskruven bort från håldäck.



Figur 4.7 Provrigg monterad inför provning. Foto av författarna.

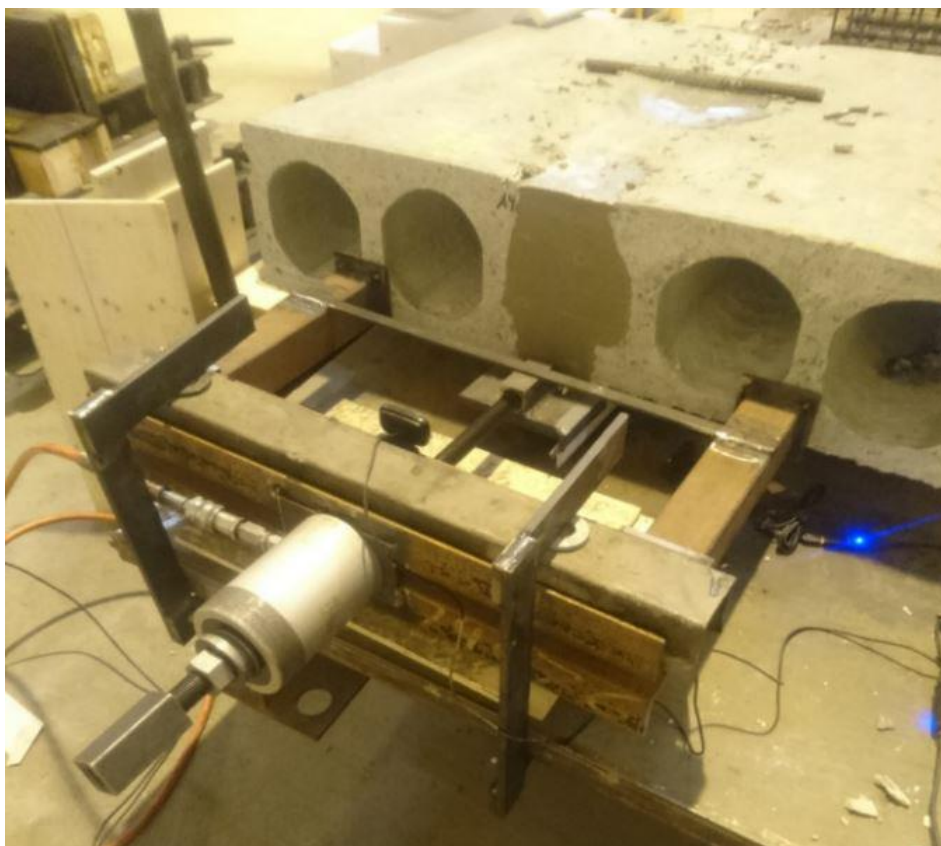
Håldomkraft med en maximal kapacitet på 255 kN användes. Riggen var dimensionerad för att klara av en maximal punktlast på 200 kN.

Lastpåläggningen utfördes med 10% av förväntad brottslast per etapp och mellan varje etapp infördes ett uppehåll på 2 minuter för att sedan öka lasten med ytterligare 10% av den förväntade brottslasten och vidare på samma sätt till att brott uppstår.

Vid första provningsförsöket av element B1 ökades lasten med 4 kN/2 minuter, 4kN användes som riktvärde då den beräknade brottslasten var 37 kN(se tabell 3.1). Provningsförsöket fick avbrytas efter betongbrott hade uppnåtts vid 54 kN efter 41 minuter. Skälet till att provningsförsöket fick avbrytas var att det uppstod en oönskad rotation av provriggen vilket ansågs kunna störa resultatet alternativt deformera provriggen vilket skulle omöjliggöra vidare provning av håldäckselement inom tidsramen för examensarbetet.

Vid efterföljande provning användes klamrar vilka monterades över provrigg och ner under bord på vilket provningen ägde rum. Klamrar användes för att säkerställa att ingen rotation av riggen skulle uppstå under nästkommande försök. Vidare sänktes uppehållet mellan lastpåläggningen från två minuter till en minut. Uppehållet sänktes till 1 minut för att provningarna skulle kunna genomföras så tidseffektivt som möjligt, ett fortsatt långt uppehåll skulle innebära att ingjutningsbetongen skulle uppnå en allt för hög hållfasthet vilket skulle orsaka en för stor avvikelse från det verkliga fallet. Beslutet vilade även på ett antagande att 1 minut var tillfredställande då ingen nedgång av momentan last förekom samt att inga audionoma eller okulära förändringar gällande

ingjutningsdetalj, håldäckselement eller ingjutningsbetong kunde upptäckas efter 1 minuts uppehåll.



Figur 4.8 Provrigg monterad med klamrar. Foto av författarna.

Vid genomförandet av den efterföljande provningen uppmättes ett betongbrott vid liknande lastpåläggning som tidigare prov utan brott i dubb. Vidare belastning upp till 200 kN gjordes utan att brott i dubb kunde ske. 200 kN var den maxkapacitet som provrigger var dimensionerad för vilket ledde till att beslut fattades om att provning skulle avbrytas vid denna nivå. Beslutet att avbryta grundade sig i att inte riskera skador på provrigg vilket skulle leda till att alla prover inte skulle kunna genomföras som planerat.

Vidare ökades lastpåläggningen till 8 kN/minut på grund av antagandet, efter föregående provning, att kapaciteten låg över 40 kN. Denna lastpåläggning användes för de resterande sex proverna. Samtliga prover övervakades med utplacerade kameror. Med hjälp av kamerorna dokumenterades sprickbildning, plåtens förskjutning i förhållande till håldäckets undersida, momentan last samt maxlast vid varje lastökning. Momentan last och maxlast uppmättes med hjälp av en digital manometer. Förskjutningen uppmättes med en linjal placerad på plåtens långsida.



Figur 4.9 Skärmdump över monterade kameror med 3 vinklar. Figur visar sprickbildning vid dragprov. Foto av författarna.

## 4.6 Genomförande provtillfälle 2 (Serie C)

Vid genomförandet av det andra provtillfället utfördes 4 tester vilka kallades serie C där alla var av koppling typ A med bygelplacering dikt ann dubb. Gjutningsgenomförande och rigg var samma som för serie A och B vilket presenteras under kapitel 4.5.

För serie C gjordes inga modifieringar i utförandet vad det gäller lastpåläggning eller uppehåll mellan lastpåläggningarna jämfört med utförande i serie A och B det vill säga lastpåläggningen utfördes med en stötvis påläggning av 8 kN och därefter hölls lasten konstant till nästa steg. Hållfastheten i betongen uppmättes på samma sätt som under provtillfälle 2 med provtryckning av kuber samt med Conregmätare. Bygelplacering säkerställdes genom mätning och fastsättning genom att naja bygel mot dubb (se figur 4.7). Proverna genomfördes i samma lokal på AB Strängbetongs anläggning i Veddige.

Provningen dokumenterades genom videoinspelning med tre vinklar på samma sätt som för serie A och B (se figur 4.9) samt ett provningsprotokoll som finns bifogat i bilaga D. Protokollet menade att ge en extra säkerhet i dokumentationen om den digitala dokumentationen skulle gå förlorad. I protokollet antecknades ordningen proverna gjordes i, start- och sluttid, betongens hållfasthet, brottslast, brottmod och eventuella kommentarer. Vidare fanns de beräknade brottslasterna antecknade samt lastpålägningshastighet.

Modifieringerna som gjordes för serie C gällde främst provutrustning. Domkraften byttes ut eftersom det fanns misstanke om att den var defekt vid det första provtillfället. Vidare byttes linjalen som tidigare användes för att mäta plåtens förflyttning till ett digitalt mätur (se figur 4.9) som gav en mer exakt mätning på deformation samt minskade risken för mänskliga felkällor vid avläsning.

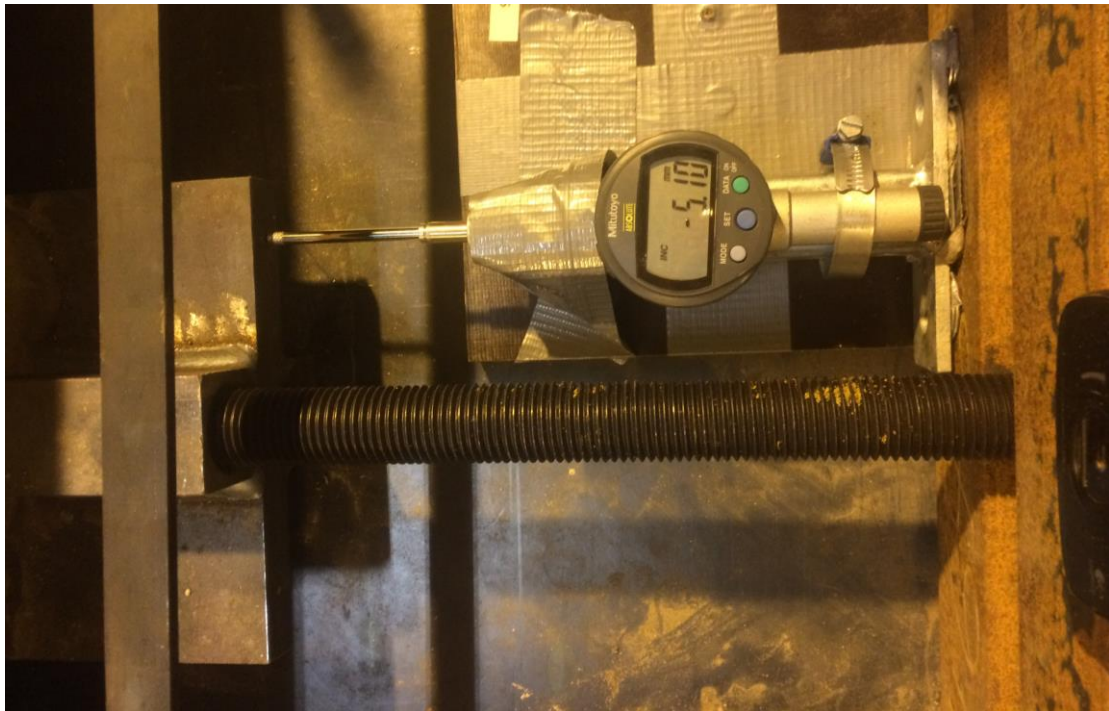




*Figur 4.9 Uppmätning av bygelplacering. Foto av författarna.*



*Figur 4.10 Ny provuppställning. Foto av författarna.*



Figur 4.11 Mätutrustning för att mäta plåtens förflyttning som användes för serie C.  
Foto av författarna.

## 4.7 Felkällor

Här behandlas eventuella risker med provresultatet och vilka yttre faktorer som kan påverka resultatet samt kan göra att provet inte efterliknar verkligheten.

Mätmetoden som tillämpas under provning är av passiv typ vilket innebär att det inte är den faktiska kraften som mäts utan det som mäts är en faktor som påverkar det sökta värdet. I fallet som behandlas i denna rapport är det trycket på hydraulvätskan in i domkraften som uppmäts och sedan omräknas till en kraft som verkar på ytan som domkraften pressar på.

Med en passiv provningsmetod finns det risker med att det uppmätta värdet skiljer sig från det faktiska. Det som kan ske under provning när klamrar är monterade på provrigg är att om riggen vill vrida sig så tas en del av kraften upp av klamrar och leds ner i bordet på vilken håldäcken är placerade. Kraften som eventuellt leds ner i bordet är inte uppmätt.

Eftersom det används domkraft, kompressor och mätinstrument finns det en risk att dessa kan vara defekta vilket kan betyda att värdena är felaktiga.

## 5 Resultat

Serie A avser bygel dikt ann dubb prover utförda 2018-03-15.

Serie B avser bygel med avstånd cc 50 mm dubb. Utförda 2018-03-15.

Serie C avser bygel dikt ann dubb utförda 2018-04-12.

Tryckt menas provtryckta kuber, övriga utvärderad hållfasthet utifrån resultat från ConReg mätning se figur 4.7.

### 5.1 Brottslaster

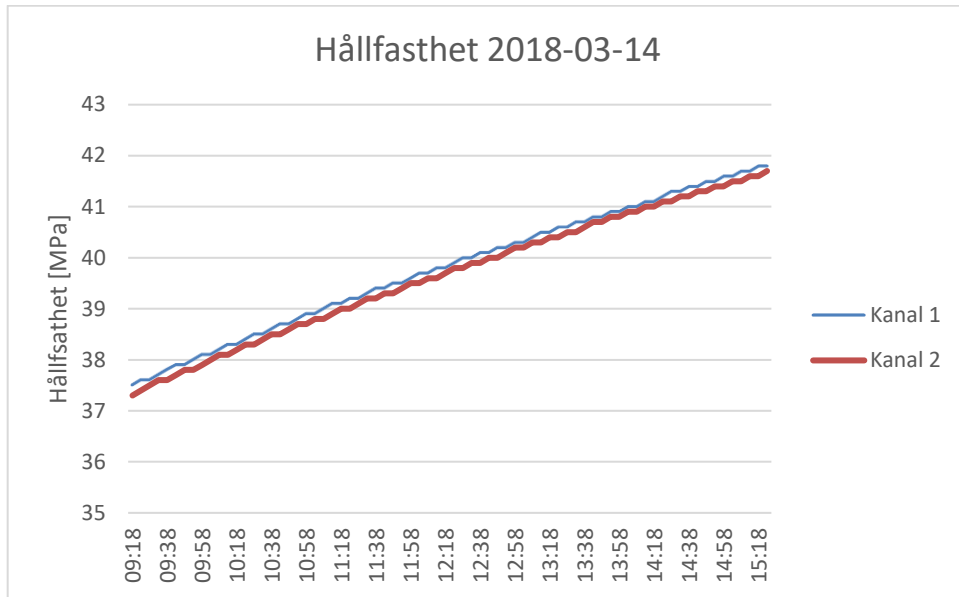
Tabell 5.1 Sammanställning av provresultat 2018-03-15.

| Nummer | Starttid<br>Sluttid | Betong<br>hållfasthet<br>[MPa] | Betong<br>brottslast<br>[kN] | Maxlast<br>[kN] | Brottmod           |
|--------|---------------------|--------------------------------|------------------------------|-----------------|--------------------|
| A1     | 12:05<br>12:20      | 41                             | 60                           | 80              | Skjuvbrott<br>dubb |
| A2     | 13:25<br>13:43      | 41,8                           | 50                           | 200             | Avbrutet<br>test   |
| A3     | 14:44<br>14:55      | 42,5<br>Tryckt                 | 53                           | 200             | Avbrutet<br>test   |
| A4     | 10:13<br>10:55      | 40<br>Tryckt                   | 55                           | 200             | Avbrutet<br>test   |
| B1     | 08:50<br>09:31      | 38<br>Tryckt                   | 54                           | -               | Avbrutet<br>test   |
| B2     | 14:00<br>14:30      | 42                             | 56                           | 200             | Avbrutet<br>test   |
| B3     | 12:45<br>13:12      | 41                             | 64                           | 200             | Avbrutet<br>test   |
| B4     | 11:31<br>12:00      | 40                             | 50                           | 200             | Avbrutet<br>test   |

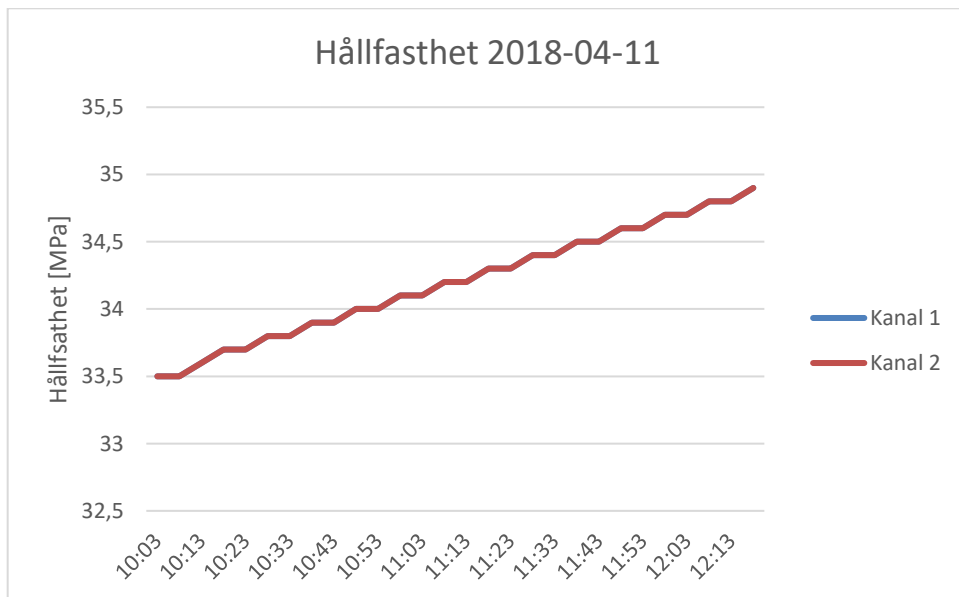
Tabell 5.2 Sammanställning av provresultat 2018-04-12.

| Nummer | Starttid<br>Sluttid | Betong<br>Hållfasthet<br>[MPa] | Betong<br>Brottslast<br>[kN] | Maxlast<br>[kN] | Brottmod |
|--------|---------------------|--------------------------------|------------------------------|-----------------|----------|
| C1     | 10:08<br>10:18      | 35,5<br>tryckt                 | 52,9                         | 68,1            | Drag/böj |
| C2     | 11:05<br>11:16      | 35,5<br>Conreg                 | 59,8                         | 78,2            | Drag/böj |
| C3     | 11:37<br>11:48      | 36,2<br>Conreg                 | 66,2                         | 80,5            | Drag/böj |
| C4     | 12:05<br>12:17      | 36,5<br>Conreg                 | 61,2                         | 75              | Drag/böj |

## 5.2 Betonghållfasthet



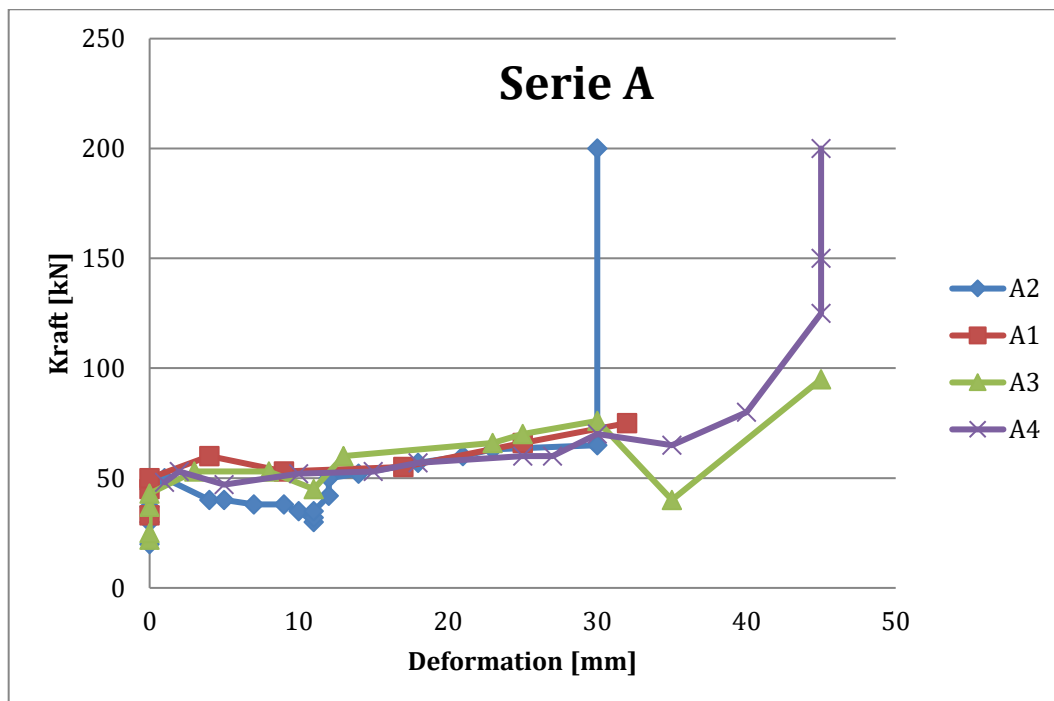
Figur 5.1 Hållfasthetsdiagram som visar ökad hållfasthet över tid för ingjutningsbetong. 2018-03-15.



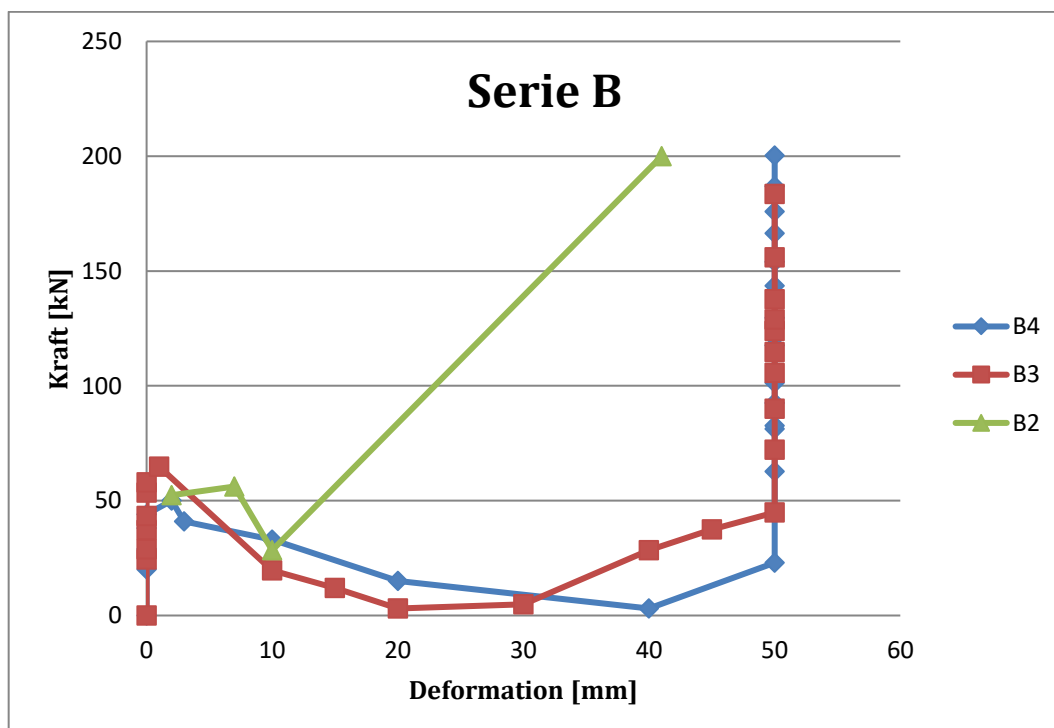
Figur 5.2 Hållfasthetsdiagram som visar ökad hållfasthet över tid för ingjutningsbetong 2018-04-11.

### 5.3 Last/deformationsdiagram

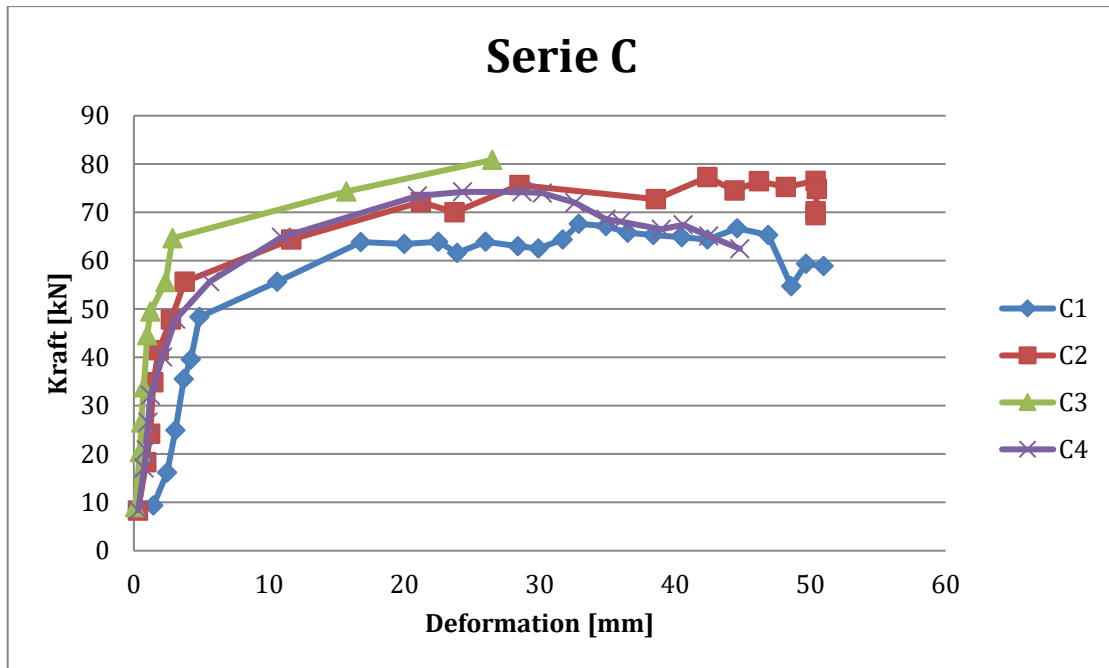
I diagrammen avser kraft den uppmätta dragkraften orsakad av domkraften. Förflyttningen definieras som plåtens horisontella förflyttning i dragkraftens riktning i relation håldäcksbjälklaget.



Figur 5.3 Last/deformationssamband i dragen riktning serie A.



Figur 5.4 Last/deformationssamband serie B i dragen riktning.



Figur 5.5 Last/deformationssamband serie C i dragen riktning.

## 5.4 Verkliga brottmoder



Figur 5.5 Deformerade dubbar med två flytleder serie A, bilden visar A2, A3 samt A4, samma vinklar uppträder på de testade dubbarna. Foto av författarna.



*Figur 5.6 Brottyta dubb A1. Ett kombinerat skjuv/böjbrott. Serie C uppträder på samma sätt. Foto av författarna.*



*Figur 5.7 Ingjutnings detalj B3 efter provning. En flyled har uppstått ovanför svets, B2 samt B4 uppträdde på liknande sätt. Foto av författarna.*



*Figur 5.8 Brottyta dubb C1. Betongen har spjälkats bort och ett kombinerat skjuv/böjbrott har skett i dubb. Foto av författarna.*



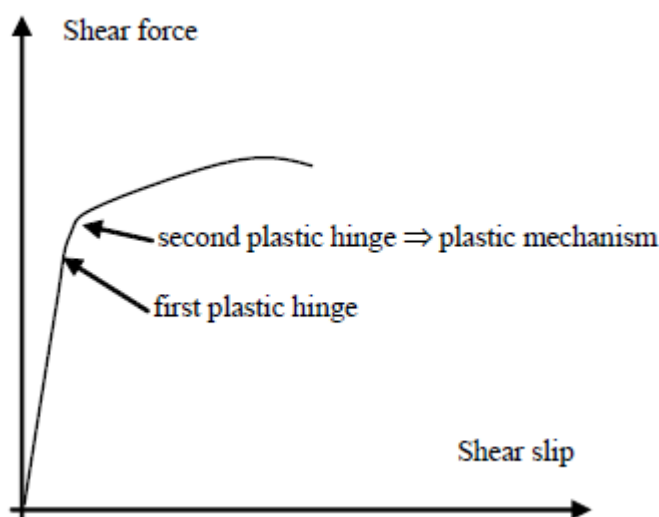
*Figur 5.9 Deformation av dubbar, från vänster prov A1, C4, C3, C2 och C1. Foto av författarna.*



## 6 Analys

Eftersom att det inte kunde uppmätas någon vidare deformation i dubben efter betongbrott i serie A och B antogs något fel antingen i mätutrustning eller i provningsutförandet då detta avvek kraftigt från ståls arbetskurva i drag. Last/deformationskurvorna borde fortsatt att deformera enligt figur 6.1. Domkraften ansågs vara en trolig felkälla varvid denna byttes ut inför provnings serie C. Under serie C skedde noggrannare iakttagelser för att uppfatta om samma beteende skedde även den gången vilket inte var fallet som redovisat under kapitel 5.3.

Beträffande betongens hållfasthet tolkas inte den som en påverkande faktor gällande brottslast för dubb eftersom dubben går till brott oberoende av när betongen går till brott. Brotten ägde rum i flytleden närmast plåten vilken var helt frilagd från betong flera laststeg innan brottet uppstod.



Figur 6.1 Töjningsdiagram med två flytleder (fib, 2008).

Shear force i diagrammet motsvarar den skjuvkraft som uppstår mellan stålbalken och håldäckselementet som påverkas av friktion och dymlingen. Shear slip är den förflyttning som orsakas av att dymlingen deformeras (fib, 2008).

### 6.1 Serie A

Deformationer uppstår i intervallet 50-60 kN och deformationen fortsätter linjärt till intervallet 70-80 kN då en slutlig deformation på 30-45 mm uppmäts. Provnings fortsätter med belastning upp till 200 kN utan att mer deformation uppstår. Detta beteende anses orimligt då stålets arbetskurva enligt figur 6.1 ger fortsatta deformationer under ökad belastning även efter flytgräns. Undantag skedde i prov A1 där brott sker plötsligt genom ett kombinerat drag/böjbrott i dubb.

Vidare prover utfördes i en serie om fyra stycken håldäck med ingjutning med bygel dikt ann dubb där annan domkraft användes för att utvärdera om denna

påverkade resultatet alternativt för att verifiera resultat från serie A, denna serie benämns serie C och redovisas under 6.3.

## 6.2 Serie B

Vid belastning av serie B uppstår inga deformationer fören i intervallet 50-60 kN då betongen spjälkas bort. Då betongen spjälkats bort finns inget motstånd i längdled och dubben tappar vidhäftning från betongen bakom dubb. Plåt kan efter detta förflytta sig obehindrat till dess dubb når bygel. Plåt dras fram till den punkt där dubb når bygel och belastningen fortsätter därefter upp till 200 kN utan att vidare deformation kan uppmätas. Detta beteende anses orimligt då stålets arbetskurva visar att stål fortsätter deformeras även efter flytgräns uppnåtts.

I ett verkligt fall innebär detta att ett plötsligt brott uppstår med stora deformationer. Minsta föreskrivet upplag från AB Strängbetong är för denna typen av håldäck 60 mm i "enskilda fall i konstruktion" och i övriga fall 80 mm. I Figur 5.4 kan dubbens deformation avläsas till cirka 50 mm och sedan skall avstånd mellan dubb och bygel adderas vilket ger en total förskjutning på  $50+34=84$  mm vilket således ger att hela upplaget tappas. I ett verkligt fall där olyckslast förekommer innebär det att ett fortskridande ras är möjligt, vilket kopplingen ämnar motverka. Därför kan det anses nödvändigt att vid all montageverksamhet ha tydliga instruktioner gällande bygelns placering och kontroll av bygelplacering för att undvika fortskridande ras. Beteendet är oacceptabelt i ett verkligt fall och denna typ av koppling väljs således bort inför kommande tester.

## 6.3 Serie C

C-seriens genomförande gjordes på samma vis som A1. Av olika skäl blev väntan mellan lastpåläggningarna längre i B-serien, A2, A3 och A4. Medan för A1, C1, C2, C3 och C4 var lastpåläggningen gjord med 1 minuts mellanrum oberoende av deformationer. För att se redovisade tider av dragproverna se tabell 5.1 och 5.2.

Tester i serie C samt prov A1 hade ett segt verknings sätt under belastning enligt figur 5.3 och 5.5 snarlikt teoretiskt verknings sätt för stål enligt figur 6.1. Brottet skedde plötsligt med ett högt ljud vid laster mellan 68,1 kN och 80,5 kN.

Då prover i serie C samt A1 var snarlika i sitt verknings sätt samt liknande brottyta (se kapitel 5.4) så kommer dessa 5 prover ligga till grund för beräkning av dimensionerande värde genom provning enligt EKS i nästföljande del.

## 6.4 Dimensionering genom provning

Målsättning för provning är att fastställa ett karakteristiskt värde vid brottgräns för koppling mellan HD/F och stålbalk. Karakteristisk brottgräns kan sedan användas vid dimensionering genom att tillämpa erforderliga säkerhetsmarginaler enligt Eurocode.

Vid framtagande av dimensionerande värde genom provning för koppling med bygel dikt ann dubb används de provkroppar som gått till brott, sammanställning av dessa värden i tabell 6.1. Prover A2, A3 samt A4 utesluts således då inget brottvärde gavs vid dessa tester.

Tabell 6.1 Sammanställning provresultat som används för dimensionering.

| Prov            | x1 (A1) | x2 (C1) | x3 (C2) | x4 (C3) | x5 (C4) |
|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Brottslast [kN] | 80      | 68,3    | 77,7    | 80,9    | 75,3    |

Vid bestämning av bärförmåga genom provning bör den karakteristiska kapaciteten bestämmas till 5 % fraktilen bestämd på 75 % konfidensnivå. Vid fåtalsprovning ur en oändlig population bestäms karakteristiskt hållfasthetsvärde,  $X_k$  i enlighet med EN 1990 bilaga D: Dimensionering genom provning.

$$X_k = \bar{x} - k_n \cdot \sigma_x \quad (6.1)$$

Där  $\bar{x}$  avser medelvärde på prover i serie,  $k_n$  är en koefficient för säkerhet enligt tabell 6.1 som ges av n antal utförda prover.  $\sigma_x$  är provningsseriens standardavvikelse vilket beräknas genom ekvation 6.3 där n är antalet genomförda prover i serie och  $x_i$  är brottslast för enskilt prov.

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} = 76,4 \text{ kN} \quad (6.2)$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum (x_i - \bar{x})^2} = 5,0 \text{ kN} \quad (6.3)$$

Tabell 6.2 Faktor  $k_n$  beroende av antal prover (EKS10, 2015)

| n     | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   | 11   |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $k_n$ | 3,15 | 2,68 | 2,46 | 2,34 | 2,25 | 2,19 | 2,14 | 2,10 | 2,07 |

Antal prover som analyseras är 5 stycken vilket ger  $k_n = 2,46$ . karakteristiskt hållfasthetsvärde genom provning ges därmed av ekvation 6.4.

$$X_k = 76,4 - 2,46 * 5,0 = 64,0 \text{ kN} \quad (6.4)$$

För att fastställa dimensionerande värde vid brottgräns multipliceras karakteristiska värdet med omräkningsfaktorn  $\eta$  som tar hänsyn till volym och skaleffekter, fukt och temperatureffekter samt andra parametrar som kan vara relevanta enligt EN 1990 bilaga D: Dimensionering genom provning. Omräkningsfaktorn är en nationell parameter vilket i Sverige har ett rekommenderat värde på 0,85.

Förutom att multiplicera med omräkningsfaktorn skall karakteristiska värdet divideras med  $\gamma_M$  vilket är en partialkoefficient för materialegenskaper som beaktar sannolikheten av en ogynnsam avvikelse från karakteristiska värdet samt slumpmässiga delen av  $\eta$ . För stål i brottgränstillstånd med hänsyn till

dragbrott ges  $\gamma_{M2} = 1,25$  (SS-EN 1993-1-1, 2005). Det dimensionerande hållfasthetsvärdet i brott blir därmed:

$$X_d = \eta * \frac{X_k}{\gamma_{M2}} = 43,5 \text{ kN} \quad (6.5)$$

## 7 Slutsatser

Syftet med rapporten var att undersöka kapaciteten i en koppling mellan stålbalk och håldäcksbjälklag med hänsyn till olyckslast. Vidare syftar rapporten till att utreda huruvida en variation i avstånd mellan dubb och bygel kan påverka kopplingens kapacitet.

Utifrån resultatet från provningarna kunde ett dimensionerande värde beräknas för koppling A bygel dikt an dubb på 43,5 kN. Det karaktäristiska värdet för koppling A beräknades till 64 kN (se avsnitt 6.4). I avsnitt 3.10 presenteras Bo Westerbergs beräkningsmodell, vilken är den beräkningsmodell som presenterar ett dimensionerande värde närmast det dimensionerande värdet som bygger på dragproverna. Bo Westerbergs beräkningsmodell ger ett dimensionerande värde på 37,9 kN. Beräkningsmodellen innefattar endast en flytled vilket inte stämmer överens med den brottmod som observerades i samband med provningarna. Den beräkningsmodell som presenteras i *fédération internationale du bétons* rapport innefattar två flytleder vilket stämmer överens med den observerade brottmoden orsakade av provningarna (se avsnitt 5.4). Beräkningarna som presenterade i avsnitt 3.11 ger ett dimensionerande värde på 61 kN. Alltså stämmer verkningssättet överens med modellen i avsnitt 3.11 men resultatet av Westerbergs modell ger ett dimensionerande värde närmare det dimensionerande värde som bygger på provningarna än modellen i avsnitt 3.11.

Frågan gällande kapacitetsskillnad mellan variationerna i bygelplacering som presenterades i denna rapport besvaras inte. Skälet till att frågan inte besvaras är att provningarna för kopplingstyp B diskvalificerade sig från vidare provning då proverna visade att en olyckslast kan orsaka deformationer stora nog att eventuellt ge upphov till att ett bjälklag förlorar sitt upplag (se avsnitt 6.2). Bjälklaget skulle kunna förlora sitt upplag innan dubben har gått till brott vilket gör att dubbens kapacitet med hänsyn till brott blir ointressant för denna rapport.

Eftersom variationen i kapaciteten hos kopplingen är förehållande stor vill författarna föreslå vidare studier där en större serie genomförs för att öka urvalet och därmed minska faktorn  $k_n$  samt minska avvikelsen. Provpuppställning och tillvägagångssätt går att återupprepa och föreslås därför att användas för vidare studier. En större provserie skulle även ge en lägre nedräkningsfaktor i "Dimensionering genom provning" (se avsnitt 6.4) vilket skulle ge ett karaktäristiskt värde som stämmer närmare överens med verkligheten.

## 8 Referenser

- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). *Bärande Konstruktioner Del 2*. Göteborg: CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). *Bärande Konstruktioner Del 1*. Göteborg: CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA.
- Betongelementforeningen, 2010. *Betongelementhandboken Bind A*. 4:e. Oslo: Betongelementforeningen.
- Betongelementforeningen, 2013. *Betongelementhandboken Bind C*. 4:e red. Oslo: Betongelementforeningen.
- Betongelementforeningen, 2016. *Betongelementhandboken Bind B*. 4:e red. Oslo: Betongelementforeningen.
- Burström, P. G. (2007). *Byggnadsmaterial*. Lund: Studentlitteratur
- EKS10, 2015, *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*, Karlskrona: Boverket.
- Fib, 2008. *Structural connections for precast concrete buildings*, Vol. 43. Lausanne, Schweiz: federation international du béton.
- Krus J. & Johansson, S., 2018. AB Strängbetong [intervju] (2018-01-23).
- Löfquist, C., & Malm, H. (2014). *Utdragskapacitet för bygel och stång ingjuten i håldäckskanal*. Lund: LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg Institutionen för byggvetenskaper & Avdelningen för byggnadskonstruktion.
- SS-EN1991-1-7, 2006. *Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast*, Stockholm: Europeiska standardiseringskommittéen, Svensk Standard Standardisering.
- SS-EN1992-1-1, 2006. *Eurokod 2- Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1; Allmänna regler och regler för byggnader*, Stockholm: Europeiska standardiseringskommittéen, Svensk Standard Standardisering.
- SS-EN1993-1-1, 2005. *Eurokod 3 – Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. 1:a red. Stockholm: Europeiska standardiseringskommittéen, Svensk Standardisering.
- SS-EN1993-1-8, 2005. *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-8: Dimensionering av knutpunkter och förband*. 1:a red. Stockholm: Europeiska standardiseringskommittéen, Svensk Standard Standardisering.
- Svensk Betong. (2018). *Håldäck direkt*. Hämtad 2018-01-25, från <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/statik/haldack/haldack-direkt>

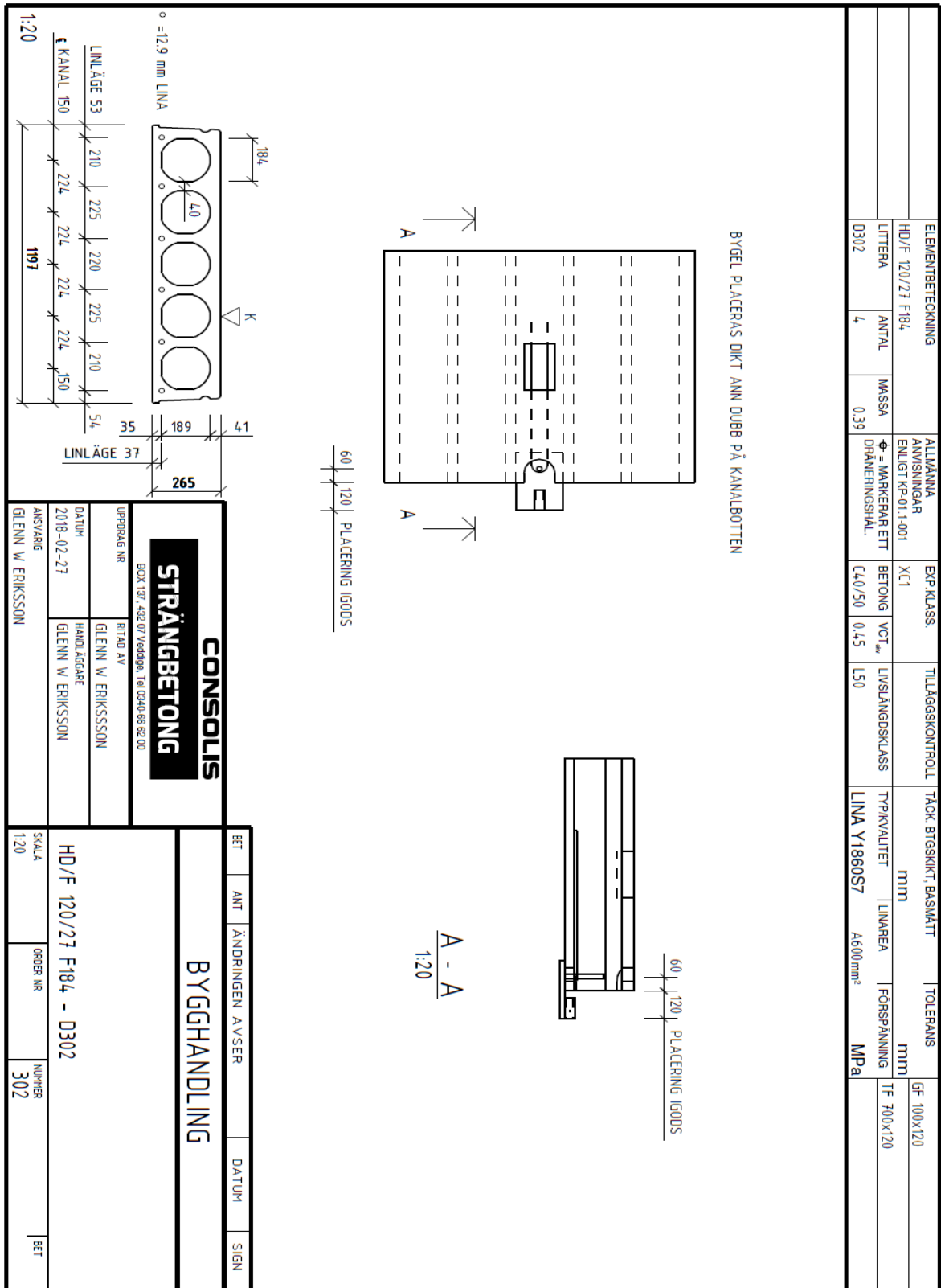
Svensk Betong. (2018). *Statik*. Hämtad 2018-01-25, från <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/statik/haldack>

Svensk Betong. (2018). *Vertikal och horisontell koppling*. Hämtad 2018-01-25, från <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/statik/vertikal-och-horisontell-koppling>

Veibke, L. (2018). *Hållfasthet*. Hämtad 2018-03-22, från <http://www.carbontrikes.com/komposit/hallfasthet.htm>

Westerberg, B. (2012). *BÄRFÖRMÅGA FÖR DUBBAR*, 1–20. Veddige: Strängbetong.

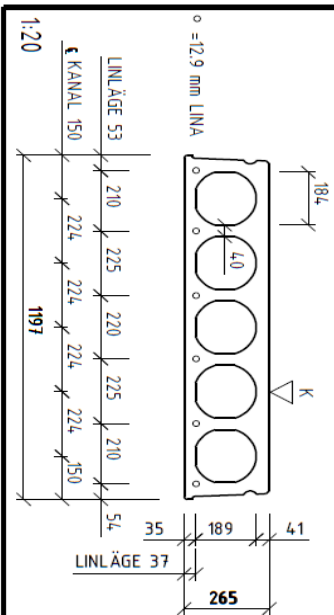
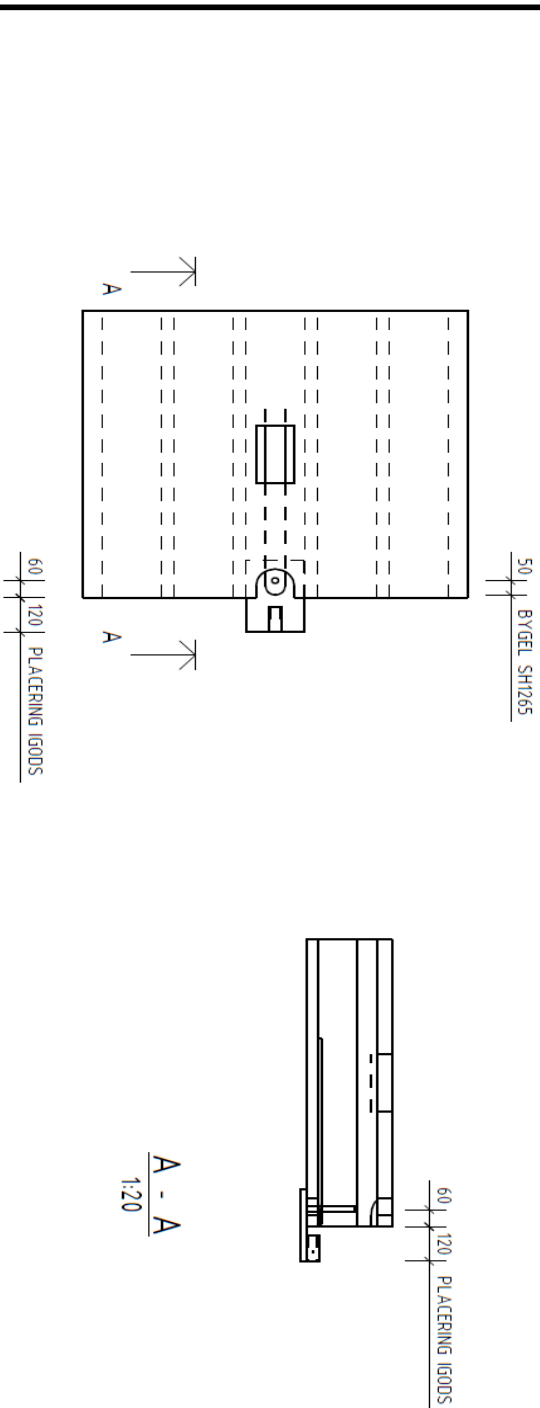
# Bilaga A Håldäcksritningar





|                   |       |   |                                 |                          |                  |                        |                      |             |
|-------------------|-------|---|---------------------------------|--------------------------|------------------|------------------------|----------------------|-------------|
| ELEMENTBETECKNING |       | ALLMÄNNA ANVISNINGAR ENLIGT KP-01:1-001 |                                 | EXP. KLASS.              | TILLÄGGSKONTROLL | TÄCK. BTGSKIKT BASMÄTT | TOLERANS             | GF 100x120  |
| HD/F 120/21 F184  |       | XC1                                     |                                 |                          |                  | mm                     |                      |             |
| LITTERA           | ANTAL | MASSA                                   | Φ = MARKERAR ETT DRÄNERINGSHÅL. | BETONG VOT <sub>av</sub> | LIVSLÄNGD SKLASS | TYPKVALITET            | LINARE               | FÖRSPÄNNING |
| D303              | 4     | 0,39                                    |                                 | C40/50 0,45              | L50              | LINA Y1860S7           | A600 mm <sup>2</sup> | TF 700x120  |
|                   |       |   |                                 |                          |                  |                        | MPa                  |             |

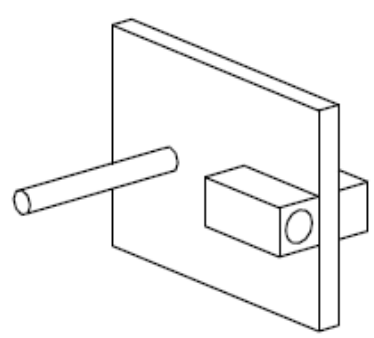
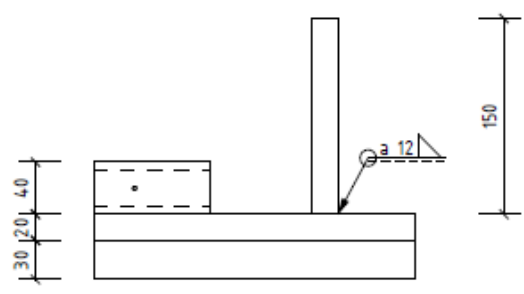
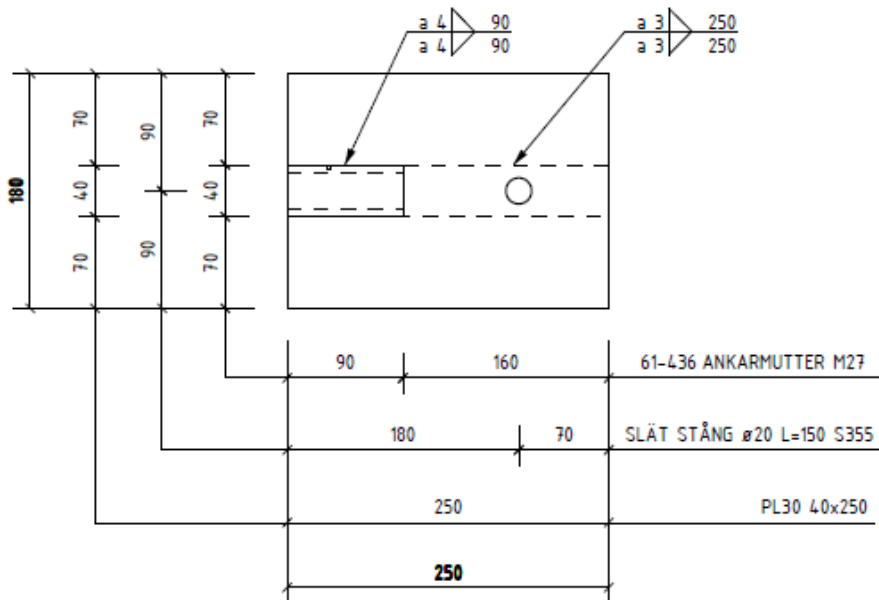
BYGEL PLACERAS CC 50 DUBB PÅ KANALBOTTEN



|  |  |            |                                  |
|--|--|------------|----------------------------------|
| <b>CONSOUS</b><br><b>STRÄNGBETONG</b><br>BOX 137 452 07 Veddegrä 168 0340-66 82 00<br>RITZAD AV<br>GLENN W. ERIKSSON |  | UPPROG NR  | RITZAD AV                        |
|  |  | 2018-02-27 | HANDLÄGGARE<br>GLENN W. ERIKSSON |
| ANSVARIG<br>GLENN W. ERIKSSON  |  |            |                                  |

|                         |          |                 |       |      |
|-------------------------|----------|-----------------|-------|------|
| BET                     | ANT      | ÄNDRINGEN AVSER | DATUM | SIGN |
|                         |          |                 |       |      |
| <b>BYGGHANDLING</b>     |          |                 |       |      |
| HD/F 120/21 F184 - D303 | ORDER NR | NUMMER          |       | BET  |
| 1:20                    |          | 303             |       |      |

# Bilaga B Ritning Igods

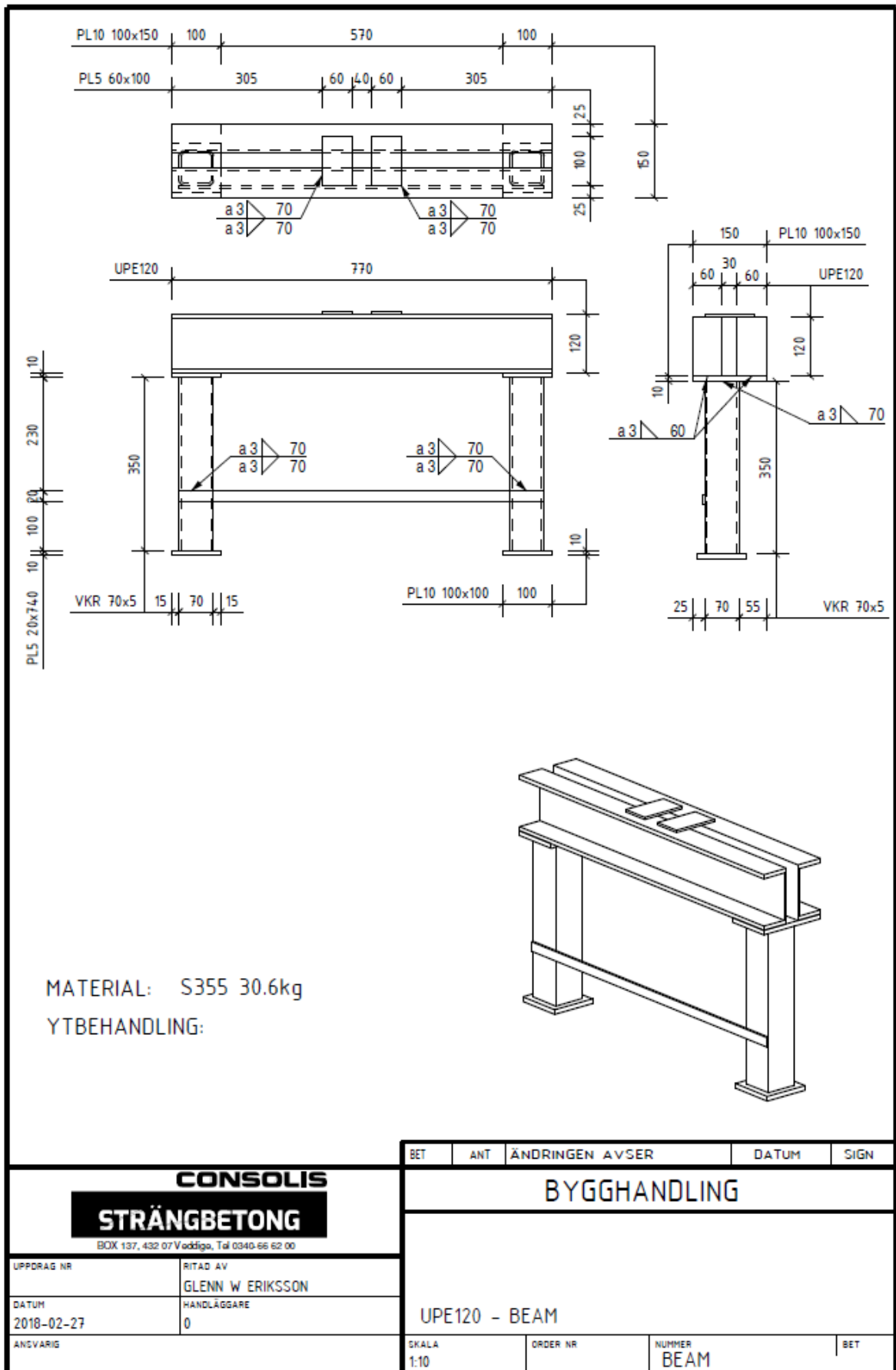


MATERIAL: S355 10.5kg  
YTBEHANDLING:

27.02.2018

| CONSO LIS                                  |             | BET                      | ANT      | ÄNDRINGEN AVSER | DATUM | SIGN |
|--|-------------|--------------------------|----------|-----------------|-------|------|
| <b>STRÄNGBETONG</b>                        |             | PRELIMINÄRHANDLING       |          |                 |       |      |
| BOX 137, 432 07 Veddige, Tel 0340-66 62 00 |             |                          |          |                 |       |      |
| UPPDRAG NR                                 | RITAD AV    | PL250x180x20 - PLATE - 0 |          |                 |       |      |
| DATUM                                      | HANDLÄGGARE | SKALA                    | ORDER NR | NUMMER          | BET   |      |
| 2018-01-31                                 | 0           | 1:10                     |          | PLATE           |       |      |
| ANSVARIG                                   |             |                          |          |                 |       |      |

# Bilaga C Ritning provrigg



# Bilaga D Försöksprotokoll

| Nummer / ordning | Tid för provning<br>Sluttid | BTG hallfasthet [MPa]   | Brottlast [kN]<br>(tryck) | Brotnod                            | Kommentar                                 |
|------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------------|------------------------------------|---|
| A1<br>4          | 12:05<br>12:20              | 57<br>36                | 80kN                      | Sjukt brott dubb                   |   |
| A2<br>6          | 12:25<br>13:45              | 58<br>77                | Ambrot<br>200kN           | 3-årigt brott                      | Spöck i samband                           |
| A3<br>8          | 14:04                       | <del>57</del><br>42,5 T | Ambrot<br>200kN           | 3-årigt brott                      |   |
| A4<br>2          | 10:13<br>10:55              | 40kN Pa T               | Ambrot<br>200kN           | Ambrot<br>200kN                    | 10st Sams lösnings                        |
| B1<br>1          | 08:50<br>08:31              | 58 58 MPa T             | ~ 54kN<br>142 Bar         | Materialbrott 3-årigt<br>Bejd dubb | Risken efter material<br>142 Bar material |
| B2<br>7          | 13:58<br>14:05              | 39,2<br>37,4            | 154 Bar<br>260kN Ambrot   | Materialbrott<br>3-årigt           |   |
| B3<br>5          | 12:40<br>12:40              | 37,4<br>36,6            | Ambrot<br>200kN           |                                    |   |
| B4<br>3          | 10:25<br>12:00              | 41:36,5 MPa<br>20235,7  | Ambrot<br>200kN           | Ambrot                             | Spöck brott<br>3-årigt                    |

Klockslag för blandning av bitg:

Datum för provning:

4 kN/prot till brott

SERIE A

1. Bøjning av dubb 9kN
2. Kross bitg 41kN
3. Utdrag dubb

SERIE B

1. Dyrning 54kN
2. Utdrag dubb

11 Bar = 4kN

Ambrot

| Nummer / ordning | Tid för provning<br>Slutid | BTG hållfasthet [MPa]        | Brottlast (tryck)<br>[kN] | Brottnod        | Kommentar |
|------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------|-----------------|-----------|
| C1               | 10:08<br>10:18             | 34,4 (concreg)<br>39,5 + 5,1 | 68-78 (143 Bar)           | Drag / 60, dubb |           |
| C2               | 11:05<br>11:16             | 35,5 concreg                 | 72-80 (170 Bar)           | — 11 —          |           |
| C3               | 11:37<br>11:48             | 36,2 concreg                 | 80 175 Bar                | — 11 —          |           |
| C4               | 12:05<br>12:17             | 36,5 concreg                 | 163 Bar                   | — 11 —          |           |
| Slut             |                            | 36,7 concreg                 |                           |                 |           |
|                  |                            |                              |                           |                 |           |
|                  |                            |                              |                           |                 |           |

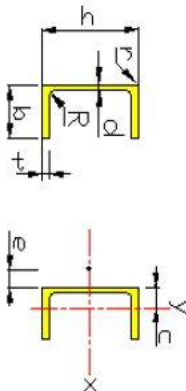
Klockslag för blandning av btg:

Datum för provning: 12/1-18

8 kN/min till brott

# Bilaga E UPE-BALK

## UPE-BALK



Stålsort: S275JR, S355N

| Dim | Vikt och ytor |      |      |     | Mått |      |      |      |     |      |      |       |       |       |       | Böjning i x-led |        |        |       |       |        | Böjning i y-led |       |      |          |          |          | Vridning |       |      |                |                |  | Vävring |  |  |  | Vippling & rymdräckning |  |
|-----|---------------|------|------|-----|------|------|------|------|-----|------|------|-------|-------|-------|-------|-----------------|--------|--------|-------|-------|--------|-----------------|-------|------|----------|----------|----------|----------|-------|------|----------------|----------------|--|---------|--|--|--|-------------------------|--|
|     | g             | F    | A    | h   | b    | d    | t    | R    | r   | c    | e    | $I_x$ | $W_x$ | $Z_x$ | $i_x$ | $I_y$           | $W_y1$ | $W_y2$ | $Z_y$ | $i_y$ | $K_x$  | $W_x$           | $Z_x$ | $C$  | $K_{y1}$ | $W_{y1}$ | $W_{y2}$ | $Z_{y1}$ | $C_w$ | k    | l <sub>p</sub> | l <sub>r</sub> |  |         |  |  |  |                         |  |
| 80  | 7.90          | 0.34 | 1010 | 80  | 50   | 4.0  | 7.0  | 10.2 | 2.0 | 18.2 | 21.0 | 1.07  | 26.8  | 31.2  | 32.6  | 0.26            | 14.0   | 7.98   | 13.9  | 15.9  | 0.0144 | 2.06            | 3.4   | 1.17 | 0.24     | 0.31     | 0.24     | 0.41     | 0.05  | 4.84 | 51.9           | 95.1           |  |         |  |  |  |                         |  |
| 100 | 9.82          | 0.40 | 1250 | 100 | 55   | 4.5  | 7.5  | 10.2 | 2.5 | 19.1 | 22.4 | 2.07  | 41.4  | 48.0  | 40.7  | 0.38            | 20.0   | 10.6   | 18.9  | 17.5  | 0.0203 | 2.71            | 4.51  | 1.64 | 0.57     | 0.55     | 0.41     | 0.70     | 0.12  | 3.71 | 59.2           | 110            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 120 | 12.1          | 0.46 | 1540 | 120 | 60   | 5.0  | 8.0  | 12.2 | 2.5 | 19.8 | 23.9 | 3.64  | 60.6  | 70.3  | 48.6  | 0.55            | 27.9   | 13.8   | 24.8  | 19.0  | 0.0279 | 3.49            | 5.87  | 2.25 | 1.20     | 0.89     | 0.64     | 1.12     | 0.25  | 2.99 | 66.5           | 124            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 140 | 14.5          | 0.52 | 1840 | 140 | 65   | 5.0  | 9.0  | 12.2 | 2.5 | 21.7 | 26.2 | 5.99  | 85.6  | 98.8  | 57.1  | 0.79            | 36.2   | 18.2   | 32.6  | 20.7  | 0.0413 | 4.58            | 7.73  | 3.33 | 2.34     | 1.36     | 0.98     | 1.72     | 0.49  | 2.61 | 75.8           | 142            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 160 | 17.0          | 0.58 | 2170 | 160 | 70   | 5.5  | 9.5  | 12.3 | 3.0 | 22.7 | 27.7 | 9.11  | 114   | 132   | 64.8  | 1.07            | 47.1   | 22.6   | 40.7  | 22.2  | 0.0538 | 5.66            | 9.63  | 4.35 | 4.18     | 2.01     | 1.40     | 2.49     | 0.88  | 2.23 | 83.4           | 160            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 180 | 19.7          | 0.64 | 2510 | 180 | 75   | 5.5  | 10.5 | 12.3 | 3.0 | 24.7 | 30.0 | 13.5  | 150   | 173   | 73.4  | 1.44            | 58.2   | 28.6   | 51.2  | 23.9  | 0.0750 | 7.15            | 12.1  | 6.06 | 7.16     | 2.82     | 2.00     | 3.53     | 1.50  | 2.01 | 93.0           | 179            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 200 | 22.8          | 0.70 | 2900 | 200 | 80   | 6.0  | 11.0 | 13.3 | 3.0 | 27.0 | 31.5 | 19.1  | 191   | 220   | 81.1  | 1.87            | 73.2   | 34.4   | 62.1  | 25.4  | 0.0943 | 8.57            | 14.7  | 7.61 | 11.6     | 3.89     | 2.69     | 4.80     | 2.43  | 1.77 | 101            | 197            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 220 | 26.6          | 0.76 | 3390 | 220 | 85   | 6.5  | 12.0 | 13.3 | 3.0 | 27.0 | 33.2 | 26.8  | 244   | 281   | 89.0  | 2.46            | 91.2   | 42.5   | 76.9  | 27.0  | 0.130  | 10.9            | 18.6  | 10.5 | 18.4     | 5.33     | 3.66     | 6.55     | 3.87  | 1.65 | 109            | 217            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 240 | 30.2          | 0.81 | 3850 | 240 | 90   | 7.0  | 12.5 | 15.3 | 3.5 | 27.9 | 34.7 | 36.0  | 300   | 347   | 96.7  | 3.11            | 111    | 50.1   | 90.7  | 28.4  | 0.159  | 12.8            | 22    | 12.9 | 27.8     | 7.03     | 4.71     | 8.52     | 5.83  | 1.49 | 117            | 234            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 270 | 35.2          | 0.89 | 4480 | 270 | 95   | 7.5  | 13.5 | 15.4 | 4.0 | 28.9 | 36.2 | 52.5  | 389   | 451   | 108   | 4.01            | 139    | 60.7   | 110   | 29.9  | 0.214  | 15.8            | 27.5  | 17.3 | 45.5     | 9.81     | 6.45     | 11.7     | 9.56  | 1.34 | 128            | 264            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 300 | 44.4          | 0.97 | 5660 | 300 | 100  | 9.5  | 15.0 | 15.4 | 4.0 | 28.9 | 36.2 | 78.2  | 522   | 613   | 118   | 5.38            | 186    | 75.6   | 136   | 30.8  | 0.340  | 22.7            | 39.6  | 27.5 | 75.5     | 14.6     | 8.97     | 16.7     | 15.80 | 1.32 | 136            | 299            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 330 | 53.2          | 1.04 | 6780 | 330 | 105  | 11.0 | 16.0 | 18.4 | 4.5 | 29.0 | 36.5 | 110   | 667   | 792   | 127   | 6.81            | 235    | 89.7   | 161   | 31.7  | 0.471  | 29.5            | 51.4  | 38.1 | 116.0    | 20.3     | 11.80    | 22.3     | 24.40 | 1.25 | 144            | 328            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 360 | 61.2          | 1.12 | 7790 | 360 | 110  | 12.0 | 17.0 | 18.5 | 5.0 | 29.7 | 37.5 | 148   | 824   | 982   | 138   | 8.44            | 284    | 105    | 188   | 32.9  | 0.617  | 36.3            | 63.3  | 49.8 | 172.0    | 26.8     | 15.10    | 28.8     | 36.20 | 1.17 | 154            | 365            |  |         |  |  |  |                         |  |
| 400 | 72.2          | 1.22 | 9190 | 400 | 115  | 13.5 | 18.0 | 18.5 | 5.0 | 29.8 | 37.6 | 210   | 1050  | 1280  | 151   | 10.4            | 351    | 123    | 220   | 33.7  | 0.839  | 46.6            | 80.7  | 67.8 | 266.0    | 37.1     | 19.70    | 38.0     | 55.90 | 1.10 | 166            | 417            |  |         |  |  |  |                         |  |