

Utdragskapacitet för bygel och stång ingjuten i håldäckskanal



LUNDS
UNIVERSITET

Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för byggvetenskaper / Avdelningen för byggnadskonstruktion

Examensarbete av:
Carl Löfquist
Henrik Malm

© Copyright: Carl Löfquist, Henrik Malm

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

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

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2014

Sammanfattning

Det ställs höga krav på anslutningen mellan ett HD/F-bjälklag och dess upplag, som utgörs av en balk eller vägg. Ett av dessa krav är att anslutningen ska ha tillräcklig bärförmåga för att klara av dimensionerande dragkrafter parallellt HD/F-plattans längsriktning. STARKA Betongelement AB möter dessa krav genom att gjuta in infästningsdetaljer i en av kanalerna i HD/F-plattan. Kunder till STARKA har ifrågasatt vidhäftningen mellan den ingjutna betongen och kanalen, vilket är upprinnelsen till idén för detta arbete.

Syftet med arbetet är att undersöka vidhäftningsförmågan mellan ingjutning och kanal i den vanligaste HD/F-plattan, tillverkad av STARKA. Detta undersöks genom utdragsprovningar och teoretiska modeller och bärförmågan jämförs med dimensionerande laster. Två olika sorters infästningsdetalj testas: en armeringsbygel och en gängstång.

Förenklade beräkningar baserade på finita elementmetoden har använts för att uppskatta hur spänningstillståndet i en betongplatta kan se ut vid aktuella belastningsfall. Vidare har en studie av befintlig litteratur om vidhäftning mellan betong och betong utförts och jämförts både med provresultat, samt dimensioneringsprinciper enligt Eurokod.

Resultatet från provningarna och beräkningarna visar att anslutningen håller för de dimensionerande lasterna för tre undersökta brottmoder: materialbrott i infästningsdetalj, vidhäftningsbrott mellan stål och betong och vidhäftningsbrott mellan betong och betong. I samtliga provningar uppstod dragbrott i den ingjutna ståldetaljen. Armeringsbyglarna belastades med en högsta genomsnittlig dragkraft på 98 kN, och gängstångerna med 134 kN, innan brott uppstod. Vidhäftningshållfastheten visade sig alltså vara tillräcklig, men ett värde på hållfastheten kunde inte fås fram eftersom denna brottmod inte var begränsande.

Nyckelord: Betong, vidhäftning, håldäcksbjälklag, HD/F, olyckslast, fortskridande ras, infästning, experiment.

Abstract

There are high requirements regarding the connection between a hollow-core slab and the supporting wall or beam. One requirement is that the connection must be able to withstand design loads parallel to the slab. STARKA Betongelement AB provides this by casting concrete and a steel connection detail in one of the voids in the hollow-core slab on site. There have been questions about the reliability of the bonding between the void surface and the new cast concrete, which is the origin of the idea of this work.

The purpose of this work is to investigate the shear bond strength between these two surfaces, in the hollow-core slab most commonly produced by STARKA. This is investigated by performing pull-out tests and theoretical models and the load carrying capacity is compared with the design loads. The tests are performed on two different types of steel connection details: a reinforcement stirrup and a threaded rod.

Simplified calculations based on the finite element method have been used to model the state of stress in a concrete slab subjected to relevant loads. Furthermore, a study of available literature regarding concrete bonding to concrete has been performed and compared to test results and design requirements according to Eurocode.

Results of the pull-out tests and numerical calculations indicate that the connection withstands the design loads for three examined types of fracture: fracture in the steel detail, bond failure between steel and concrete and bond failure between concrete and concrete. All of the tests showed fracture in the steel detail. The reinforcement stirrup withstood an average load of 98 kN, and the threaded rods 134 kN. This shows that the bond strength is sufficient, although a value of the bond strength could not be determined because of this type of failure not being critical.

Keywords: concrete, bonding, pre-stressed hollow-core slab, progressive collapse, connection, experiment.

Förord

Detta examensarbete utgör den avslutande delen i vår utbildning, högskoleingenjör i Byggteknik med Arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Examensarbetet omfattar 22.5 hp och har utförts från december 2013 fram till början av juni 2014 i samarbete med STARKA Betongelement AB och Avdelningen för byggnadsmekanik på LTH. Genom att både praktiskt och teoretiskt angripa produktionen och användningen av prefabricerade håldäckselement har vi tagit in mycket intressanta kunskaper att ha med oss senare i arbetslivet.

Vi vill tacka våra handledare Susanne Heyden, LTH och Sven Persson, STARKA för vägledning och hjälp. Vi är mycket tacksamma för att ha fått ta del av de praktiska erfarenheterna och användning av material och medel hos STARKA. Vi vill också tacka Claes Andersson, STARKA för en mycket intressant projektidé. Vidare vill vi tacka Professor Per-Johan Gustafsson, LTH, som har varit examinator för detta arbete. Tacksamhet riktas också till STARKA för information och de ekonomiska medlen till provning och material.

Vi vill även tacka Erik Serrano, Professor vid LTH & LiU för kontakt och information om provningsanläggningen vid Linnéuniversitetet i Växjö och Bertil Enquist, Forskningsingenjör vid LiU, för hanteringen av provmaskinen under provningstillfällena.

Till sist vill vi även tacka de personer och företag som vi haft kontakt med utöver tidigare nämnda för att föra arbetet med examensarbetet framåt.

Lund, Juni 2014

Carl Löfquist & Henrik Malm

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Mål	2
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Metodik	3
1.6 Arbetsfördelning	3
2 Förspända håldäckselement, HD/F	5
2.1 Prefabricerade betongelement	5
2.2 Utformning och användning	5
2.3 Tillverkning	7
2.4 Anslutningar	10
2.5 Montering	12
3 Dimensionering	15
3.1 Olyckslast och fortskridande ras	15
3.1.1 Dimensionering mot fortskridande ras vid olyckslast	17
3.2 Vridning	20
3.2.1 Beräkningsexempel på dragkraft till följd av vridning	21
3.3 Brottmoder att beakta vid dimensionering	24
3.3.1 Materialbrott i S-bygel eller M20 stång	24
3.3.2 Vidhäftningsbrott mellan infästningar och igjuten betong....	25
3.3.3 Vidhäftningsbrott mellan igjuten betong och kanal	27
3.3.4 Spjälkbrott.....	31
4 Vidhäftning betong – betong	35
4.1 Faktorer som påverkar vidhäftningsförmågan	35
4.1.1 Betongytans renhet	35
4.1.2 Cementshinna.....	36
4.1.3 Mikrosprickor.....	36
4.1.4 Kompaktering.....	36
4.1.5 Differentialkrympning	37
4.1.6 Råhet i betongyta	37
4.1.7 Förvattning	38
4.1.8 Användning av primer	38
4.2 Provningsmetoder för att bestämma vidhäftningsförmåga 38	
5 Provning	41
5.1 Provtyper	43
5.1.1 Bestämning av längd på provkroppar.....	46
5.1.2 Tillverkning av provkroppar	48
5.2 Provmaskin	50

5.3 Provuppställning	50
5.3.1 Inmontering av provkropp.....	54
5.4 Genomförande	56
5.5 Resultat	59
6 Diskussion	65
6.1 Provresultat.....	65
6.2 Provuppställning.....	67
6.3 Vidhäftningsförmåga	68
6.4 Montering och föreskriven metod	69
7 Slutsatser och förslag till vidare arbete	71
7.1 Slutsatser	71
7.2 Förslag till vidare arbete.....	71
8 Litteraturförteckning	73
9 Bilagor	75
9.1 Bilaga 1 - Provuppställnings- och detaljritning	76
9.2 Bilaga 2 - Provtyper	78
9.3 Bilaga 3 - Laboratorieprotokoll	82
9.4 Bilaga 4 - Dimensionering av mothåll	85

1 Inledning

Detta är ett examensarbete som ingår i högskoleingenjörsutbildningen Byggteknik med Arkitektur vid LTH, Campus Helsingborg.

1.1 Bakgrund

Prefabricerade bjälklag är vanligt i betongbyggnader, och håldäcksbjälklag med förspända linor (HD/F) är bland de vanligaste. Med prefabricerade menas att bjälklagen gjuts i fabrik och levereras färdiga för montering till byggarbetsplatsen. Håldäcksbjälklag gjuts med stränggjutningsteknik där en maskin gjuter och formar betongen på en löpande bana. HD/F-plattorna gjuts normalt med hållfasthetsklass C40/50, och armering sker med spännlinor i underkant. Det finns variationer på hålens form, storlek och antal, men plattor från olika tillverkare som är tillverkade enligt stränggjutningsmetoden är i stort sett likvärdiga ur hållfasthets- och deformationssynpunkt [1].

En anslutning är enligt Bygga med Prefab-handboken definierat som *”den zon där stomelement möter, fogas och förbinds med varandra eller andra konstruktionsdelar”* [1]. Vid montering av HD/F-bjälklag används olika anslutningsmetoder som involverar att på plats gjuta i betong och en armeringsbygel eller stång i en av bjälklagets kanaler. Bygeln eller stången fästs även i anslutande vägg eller balk för att överföra krafterna som uppstår. Vidhäftningsförmågan mellan denna igjutna betong och betongytan i kanalen är relativt okänd men kan vara av betydelse i flera olika situationer. Kunder till STARKA Betongelement AB har ifrågasatt denna vidhäftning vilket är upprinnelsen till idén för detta arbete.

I många byggnader medverkar bjälklaget till stomstabiliseringen och ska då fungera som en styv skiva. Egenskaper och styvhet hos anslutningen påverkar hur krafterna och rörelsemönstret i betongstommen ter sig. Detta ställer höga krav på att krafter kan överföras från bjälklaget till anslutande byggnadsdelar. Det blir därför praktiskt att vid dimensionering av stommen använda anslutningar med kända egenskaper [1]. Många byggnader som uppförs med prefabricerad betongstomme har över fem våningar och tillhör därför en högriskgrupp när det gäller fortskridande ras. Vid dimensionering för olyckslast och fortskridande ras ska det fastställas att skadan som uppstår hålls lokal och inte påverkar resterande bärande byggdelar [2]. Även detta ställer höga krav på anslutningen mellan bjälklag och annan byggnadsdel.

Andra krafter som kan uppkomma i stomsystemet är vridning på grund av snedbelastning i balkar och pelare, t.ex. när bjälklag har en flänsbalk som ändupplag. Då skapas en vridning på grund av en excentrisk last på balkens

fläns vilket ger spänningar i stommen. Dessa krafter vill motverkas då det kan äventyra stabiliteten i stommen genom tilläggsmoment i pelare som bär upp flänsbalken. Detta kan göras genom att infästningsdetaljerna utformas så att bjälklaget motverkar vridningen genom att ta upp drag- och tryckkrafter [3].

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att kontrollera om anslutningen mellan HD/F-bjälklag och anslutande byggnadsdel är tillförlitlig med avseende på vidhäftningskapaciteten mellan på plats igjuten betong och håldäckskanalens kant. Detta testas genom dragprover som eftersträvar att likna den belastning en anslutning utsätts/kan utsättas för.

1.3 Mål

Arbetet ska visa om vidhäftningen mellan igjuten betong och HD/F-plattan är tillräcklig under normala omständigheter, och ge underlag för vidare provning. Variationer av provkropparna, samt kunskaper från litteraturstudien, ska kunna indikera om någon av de undersökta varianterna för infästning är bättre eller sämre ur vidhäftningssynpunkt.

1.4 Avgränsningar

Studien inriktar sig på HD/F 120/27 eftersom det är den mest frekventa dimensionen bland prefabricerade förspända håldäcksplattor från STARKA Betongelement AB.

För att begränsa antalet varianter på provkropparna, undersöks endast två av de infästningsdetaljer som är standard från STARKA. Dessa är infästningar med en Ø10 S-bygel med kvalitet K500C-T respektive en M20 gängad stång med kvalitet S355JR.

Igjutningsbetong med hållfasthetsklass C40 och vct runt 0.5 används. Betongen kommer att provas efter mer än 28 dagars härdning. Utfallet av provningen kommer endast att kunna tillämpas för dimensionering av infästningar av aktuell bjälklagstyp, med aktuell monterings teknik. Vad gäller andra tekniker och bjälklagstyper så behandlas de ej i denna rapport.

Förenklingar i FEM-modeller görs p.g.a författarnas kunskaper inom FEM inte är fullt utvecklade och tiden att lära in detta inte fanns vid tillfället för arbetet.

1.5 Metodik

Inledningsvis insamlas relevant fakta om HD/F-bjälklag och deras funktion i en byggnad samt betongs vidhäftningsegenskaper genom en litteraturstudie.

Tillverkning och montering av HD/F-bjälklag dokumenteras på fabrik- och byggarbetsplatsbesök. Detta för att kunna utforma provningar där provkropparna belastas på ett verklighetstroget sätt.

Dimensioneringskrav enligt Eurokod utreds och värden enligt dessa beräknas för anslutningarnas olika brottmoder. Dimensioneringsvärdena jämförs sedan med provningarnas utfall.

Dimensionering av provuppställning utförs genom finita elementmetoden, samt förenklade handberäkningar och själva provtillfällets utförande planeras. Provningarna utförs och resultaten utvärderas.

1.6 Arbetsfördelning

Under hela arbetets gång har arbetet delats lika mellan författarna. Båda har skrivit, räknat, ritat och varit i kontakt med företagen som varit involverade.

2 Förspända håldäckselement, HD/F

2.1 Prefabricerade betongelement

Att flytta produktionen från provisoriska byggarbetsplatser till industriell tillverkning i kontrollerad miljö där färdiga eller delvis färdiga produkter skickas till byggarbetsplatsen för montering kallas prefabricering. Prefabricering kan ske både med byggnadsdelar av trä, stål och betong, där byggnadsdelarna kan vara alltifrån bjälklag till väggar och pelare.

När man väljer att använda prefabricerade element i betong kan man höja kvaliteten på den färdiga produkten genom att nästintill serietillverka standardiserade element. Tillverkningen sker i industriell miljö där materialen ofta kan kontrolleras och justeras. Prefabricerade element kan enkelt transporteras till byggplatsen där de sedan monteras ihop likt legoklossar och skapar på så sätt möjligheter till att spara material, tid och arbetskraft. Besparingen kommer både av kortare byggtider och av mindre materialspill under byggtiden. För entreprenören är minskat antal olyckor och arbetsplatsskador också en stor fördel då arbetsmiljön blir bättre och säkrare.

Med dessa typer av betongelement kan också stommens byggsystem ge större flexibilitet. I byggnader med prefabricerad betongstomme kan stora spännvidder användas, vilket ger flera olika sätt att disponera ytorna. Med små medel kan byggnaden utnyttjas för andra ändamål än vad som först var tänkt. Användning av byggsystem med prefabricerade betongelement kan även, likt övriga betongbyggnader, generera låga energikostnader då betongen har en god värmelagrande förmåga [1].

2.2 Utformning och användning

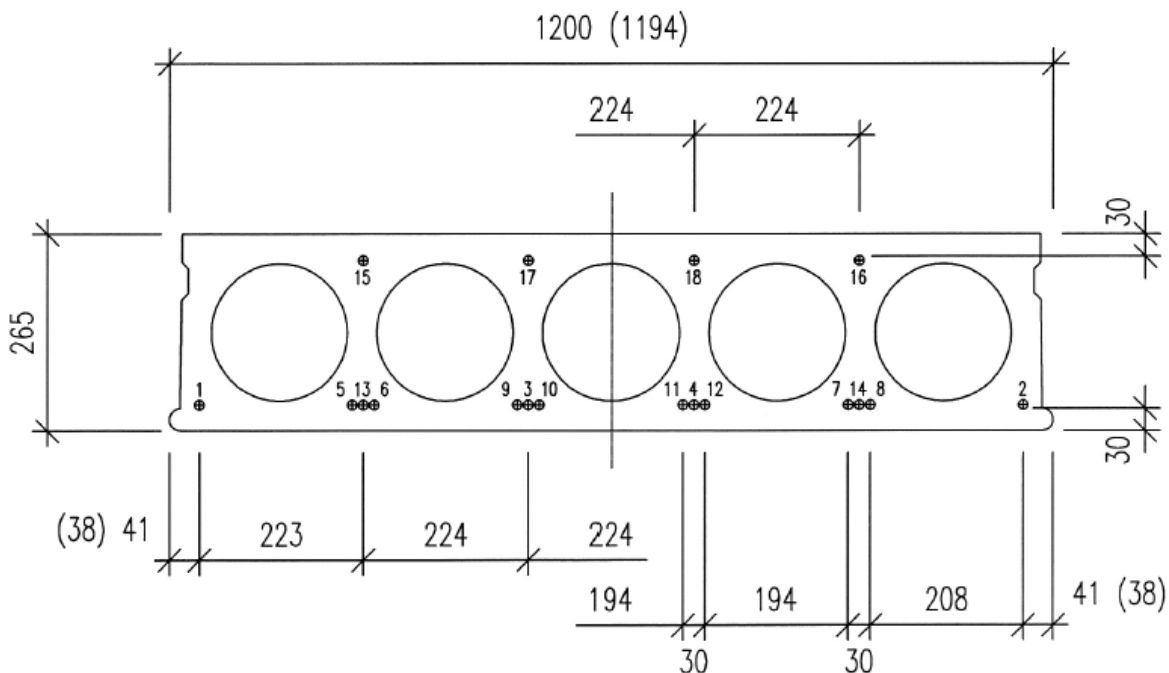
Förspända håldäcksplattor, HD/F-plattor, är betongbjälklagselement utformade med längsgående kanaler för att minska vikten på elementen. HD/F-plattor är en typisk prefabricerad produkt och finns i flera olika varianter med olika tjocklek, antal hålrum och andel förspända linor. Ett vanligt användningsområde för HD/F-plattor är bjälklag och tak i allt från parkeringshus, kontor, skolor till bostadshus. Enligt Bygga med Prefab-handboken är HD/F-plattor som är producerade enligt stränggjutningsmetod ur hållfasthets- och deformationssynpunkt mycket lika oavsett formen på kanalerna i håldäcken [1]. De vanligaste varianterna på håldäcken syns i tabell 2.1 och ett tvärsnitt för ett håldäck 120/27 illustreras i figur 2.1.

De olika dimensionerna och beteckningarna enligt betongelementföreningens branschstandard [4]:

Tabell 2.1: Håldäcksdimensioner.

HD/F b/h
120/20
120/27
120/32
120/38

- H: anger tvärsnittsform, hålrum
- D: anger däckelement
- F: anger förspänt
- b: anger elementbredd i cm
- h: anger elementhöjd i cm



Figur 2.1: Tvärsnitt på HD/F 120/27 från STARKAs typgodkännande [4].

De mindre dimensionerna av håldäcken används oftast i bostadshus på grund av bra ljudreducering avseende luftburna ljud och låg vikt. Allt eftersom spännvidderna och lasten ökar kan de större dimensionerna användas. Vid stora laster och spännvidder kan håldäcken tillverkas med fler spännlinor vilket ökar momentkapaciteten. I figur 2.1 illustreras även möjlig placering av spännlinor som tillämpas i ett håldäck 120/27, med numrering 1-18. Utsätts

håldäcket för stora tvärkrafter kan håldäckets kanaler gjutas i och på så sätt öka dess tvärkraftskapacitet. Vid projektering och montering används HD/F-plattorna främst som fritt upplagda på stöd i varje ände. De kan även användas som kontinuerliga med mittstöd, men det tillhör inte det normala förfarandet. Om HD/F-plattorna spännarmeras i överkant så kan de även användas som konsolplattor om behov finns. HD/F-plattorna är förspända, vilket ger en mindre resning av själva plattan under montagetiden, d.v.s. plattorna buktar lite smått uppåt. Detta jämnas ut med pågjutning som också ger en slät yta som golvet sedan kan monteras på.

Tvärsnittsformen på HD/F-plattan som figur 2.1 visar är optimerad för att ge lättare bjälklag med hög bärförmåga och hålrummen skapas av gjutmaskinen under tillverkningen. Hålrummen som uppstår kan användas för installationer när detta utrymme är outnyttjat. Till exempel kan mängden ventilationstrummor minska då man kan förpassa dem till kanalerna och på så sätt minska tjockleken på undertaket. Om man dessutom lägger försörjningsledningarna i håldäckets kanaler kan hela betongstommens förmåga att lagra värme eller kyla öka. D.v.s. genom att föra luft eller vatten i rör i kanalerna, värmer eller kyler man stommen inifrån och ökar värmeöverföringen vid höjning resp. sänkning av ytemperaturen. Konstruktionens värmekapacitet blir då bättre utnyttjad och till- och bortförsel av värme blir mera kontrollerad [1]. Detta förutsatt att det inte görs håltagningar eller igjutningar i hålrummet som förhindrar rördragning.

Varje element förses med dräneringshål i varje kanal, ca 1200 mm från plattändan. Hålen ska leda bort eventuellt vatten som kan ansamlas i kanalen och ska vara öppna tills det att risk för detta inte föreligger. Övriga håltagningar bör göras i fabrik men får oftast göras på byggplatsen, men då endast i föreskrivna områden. Dessa områden är oftast i kanal och då bara om hålet är maximalt kanalens bredd minus 40 mm. Att kontakta ansvarig konstruktör innan håltagning görs brukar föreskrivas för att inte håltagningen ska äventyra hållfastheten i bjälklaget. HD/F-plattor som används som bjälklag brukar som sagt normalt pågjutras med betong på plats för att jämna av ytan inför eventuella golvläggningar och ifyllnad av ursparningar [4]. Ytorna mot formen blir jämna och fina direkt från tillverkningen vilket leder till att undersidan av bjälklaget kan användas som innertak och bara målas på direkt om så önskas.

2.3 Tillverkning

Vid produktion av HD/F-element används vanligen en tillverkningsmetod som kallas stränggjutning. Som namnet avslöjar gjuts håldäckselementen som strängar, d.v.s. kontinuerligt, och kapas upp efter önskade längder. Elementens

undersida gjuts mot en över 100 m lång bana eller form av stål, på en bredd av 1.2 meter vilket är ett vanligt mått på elementen i prefabindustrin. Formen täcks med ett skikt av olja och bevattnas kontinuerligt för att ge en slät yta på elementets sidor. Banan värms upp av varmvattenrör underifrån för att hjälpa härdningsprocessen [4].

Före själva gjutningen rengörs banan så att inte oönskade betongrester gjuts in i elementet och sidorna blir släta. Rätt storlek på gjutmaskin väljs med avseende på vilken dimension av bjälklag som ska produceras. Delarna till gjutmaskinen oljas in och kontrolleras innan den lyfts på banan [5]. När gjutmaskinen är placerad på banan, träs spännlinor genom maskinen och spänns upp med en domkraft till 1160 MPa. Spännlinorna som användes under ett besök på STARKAs betongfabrik är sjutrådiga standardlina SS3615 med $\text{Ø}12.5$ eller $\text{Ø}9.3$ mm och typen lågrelaxation, vilka hålls på plats av en linvagn, se figur 2.2.



Figur 2.2: Gjutmaskinen placerad på banan med linvagn framför i STARKAs betongelementfabrik i Kristianstad.

Med en conveyor i taket transporteras betong från intilliggande betongstation in i fabriks hallen och dumpas ned i en tratt hängande på en halvportalkran.

Halvportalkranen flyttas till gjutmaskinens inmatningstråg och tömmer automatiskt i betongen allt eftersom maskinen glider fram på banan. Betongrecepten varieras beroende på vilken håldäckstyp som ska tillverkas, men enligt STARKAs typgodkännande är det jordfuktig betong med max 16 mm ballast och cementhalt 330 – 360 kg/m³ [4]. Kvaliteten på de gjutna HD/F plattorna är normalt C40/C50 eller högre [1].

Gjutmaskinen både vibrerar och formar betongen samtidigt som den sakta rör sig fram längs banan. Strängen av betong som kommer ut från gjutmaskinen är så pass kompakterad att den inte deformeras av sin egen tyngd. Detta gör att den färska strängen bara behöver mätas upp och eventuella ursparningar huggs ut innan den får härda, vilket kan ses i figur 2.3. När gjutningen är klar så täcks elementen med plastfolie och banan värms upp för att ge en tillräcklig avspänningshållfasthet på 35-40 MPa. Vid denna hållfasthet ska spännlinorna kunna kapas utan att släppa i ytan och dra ihop sig i betongen [5].



Figur 2.3: Uppmätning och upphackning av ursparningar.

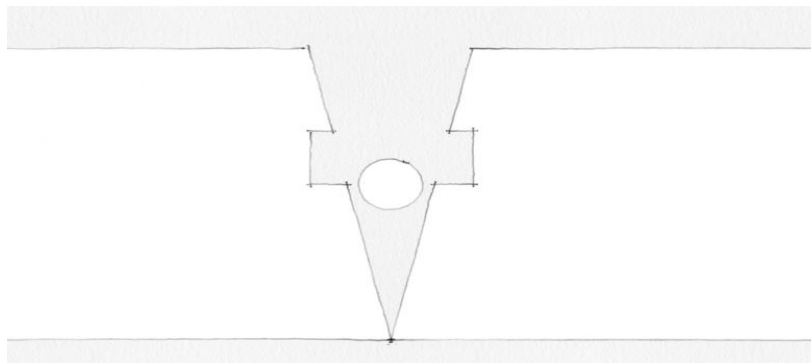
Uppsågning av elementen görs med en automatsåg med diamantklinga efter det att avspänningshållfastheten är uppnådd och spännlinorna är kapade. Elementen kan snedsågas i ändarna och även längssågas för att kunna passa in enligt konstruktörens ritning. Elementen kapas i rätt längder och lyfts av banan med en travers med justerbar lyftbom och läggs i stugar, redo för transport [4].

2.4 Anslutningar

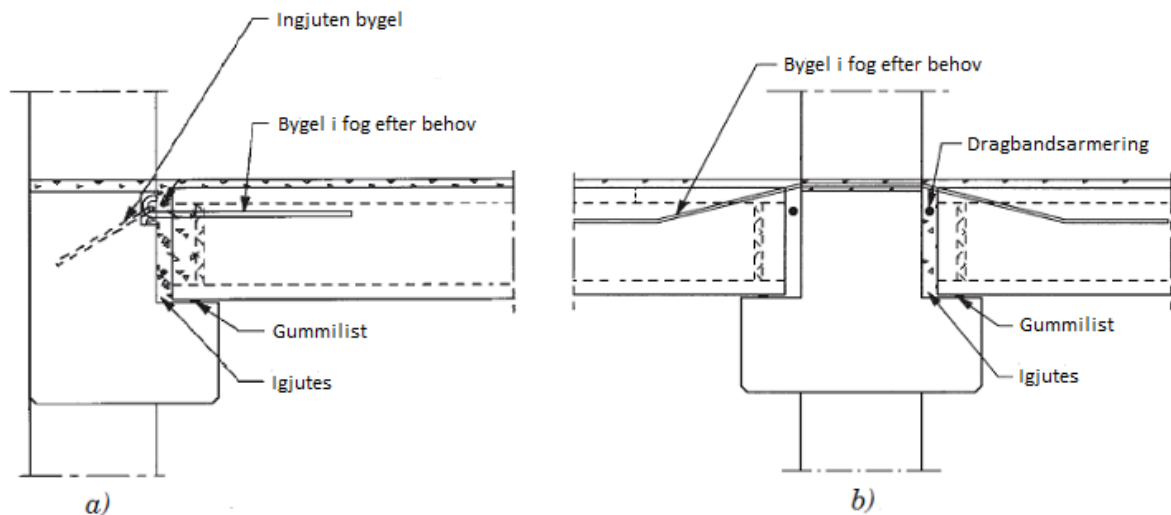
HD/F-plattorna måste anslutas till övriga byggnadsdelar så som väggar, pelare och balkar för att förhindra att ras uppstår. Vanligtvis utförs det med någon sorts bockad armering, dubb och gjutning av betong för att få en samverkande konstruktion. Det finns en uppsjö av olika anslutningar men här tas endast de vanligast förekommande upp.

För HD/F-bjälklag upplagt på en betongvägg eller balk kan en armeringsstång med en bockad ände, in mot upplaget, placeras i fogen mellan plattorna. Detta kan vara smidigt vid montage då det kräver mindre ursparningar att gjuta i HD/F-elementen. Figur 2.4 visar en principiell placering av armering i fogen mellan två plattor och i figur 2.5 illustreras hur det ser ut i anslutning med en flänsbalk [6].

Vid mittupplag på t.ex. en flänsbalk används en armering bockad så att den löper över balken och ned i motsvarande bjälklagsplatta på andra sidan. Denna sorts armering kallas ”cykelstyre” efter dess karakteristiska utseende som illustreras i figur 2.5. En svårighet med att placera sammanhållande armering i fogen är att få bruket att omge och fylla ut runt den ingjutna armeringen [3].

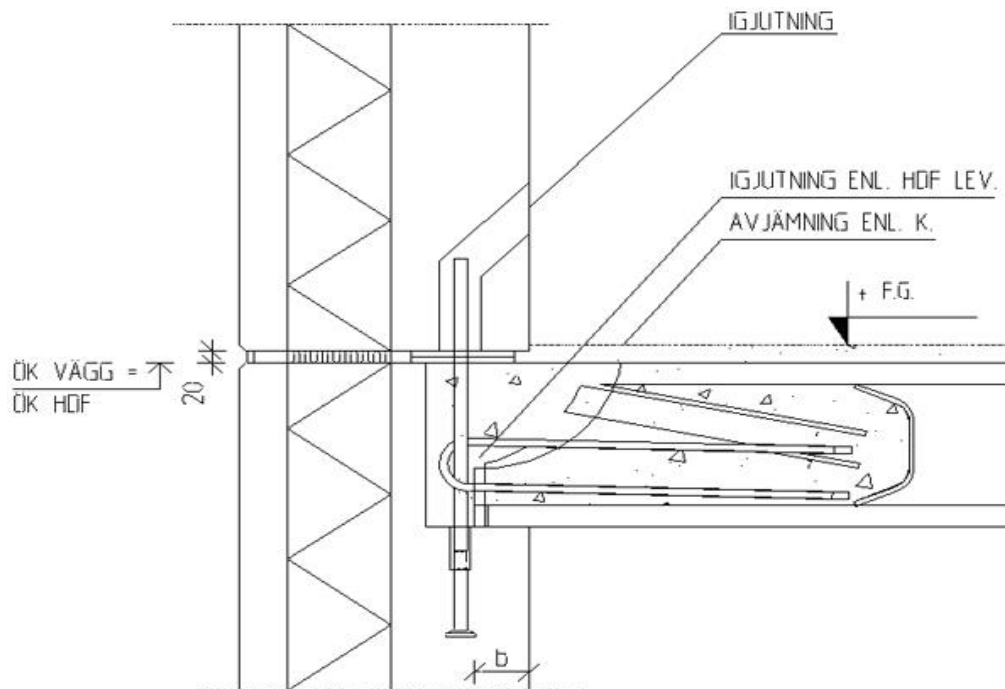


Figur 2.4 :Placering av anslutande armering i fog mellan två HD/F element.



Figur 2.5: a) Anslutande armering i fog, HD/F upplagd på flänsbalk, b) Anslutande armering i fog, HD/F upplagd på mittupplag med flänsbalk.

Ett annat vanligt alternativ är en bockad armering, s.k. ”hårnålsbygel”, eller S-bygel som träs runt en i väggen ingjuten dubb och placeras i en eller flera kanaler i HD/F elementet. Vid denna typ av anslutning så görs en ursparning i änden av kanalen som bygel placeras i, vilket underlättar placering av bygel under monteringen på byggsplatsen. Denna ursparning gjuts i med betong och skapar en samverkande anslutning mellan upplaget och HD/F-elementet. Figur 2.6 illustrerar hur denna anslutning kan utformas [7]. Detta anslutningsalternativ är det som STARKA Betongelement AB vanligtvis använder vid projektering av HD/F-element.



Figur 2.6 : Anslutning mellan HD/F-bjälklag och Sandwichvägg.

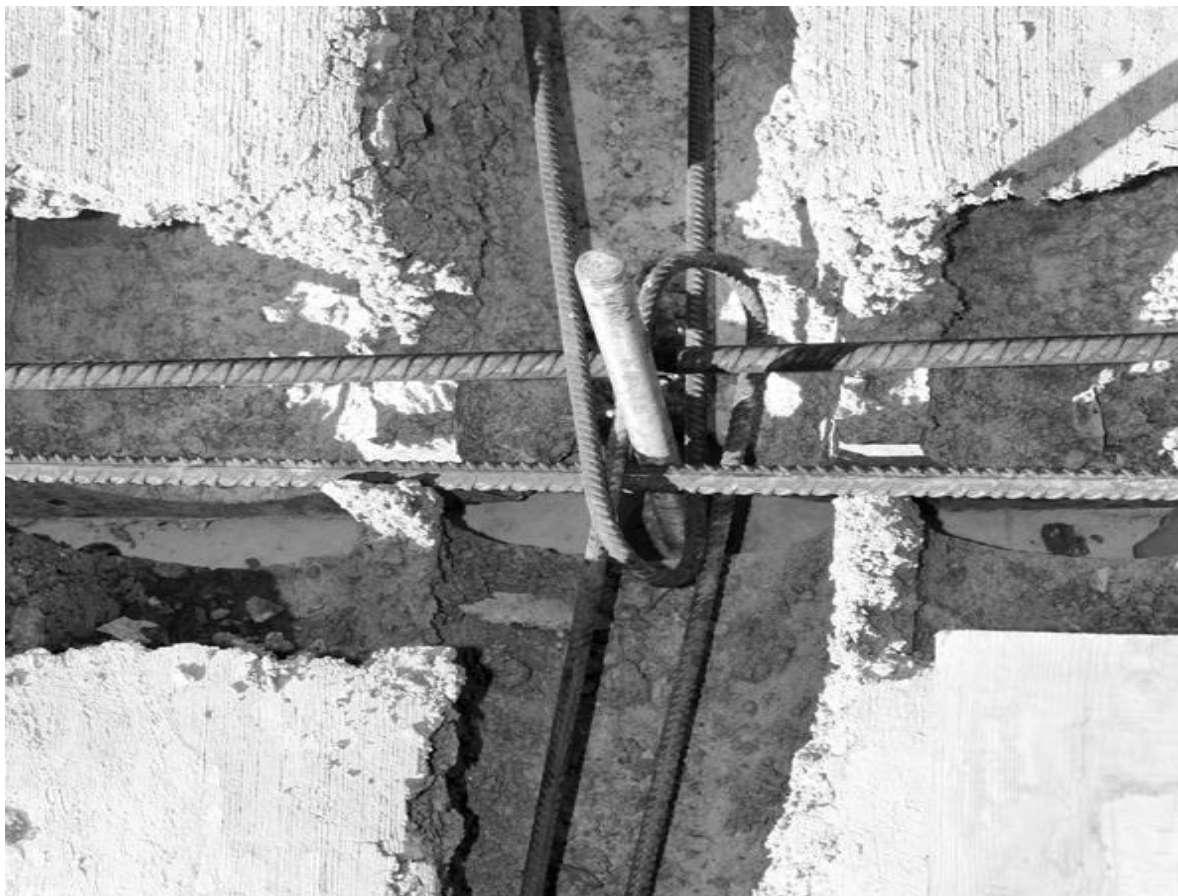
2.5 Montering

Då prefabricering innebär att det i princip endast är att sätta ihop de tillverkade elementen på plats, ligger största jobbet på byggarbetsplatsen i att just montera ihop dem. Efter fabrikstillverkning transporteras därför HD/F-plattorna ut till byggarbetsplats för montering. En mottagningskontroll genomförs där eventuella transportskador upptäcks och åtgärdas enligt [4]:

- a) Skador som kan misstänkas påverka bärförmågan.
Större krosskador, stora avflagningar, frilagd armering och sprickor kan innebära att elementets bärförmåga är nedsatt. Kan skadan med säkerhet ej bedömas vara ofarlig, skall rapportering ske till montageledning och ansvarig konstruktör.

- b) Småskador t.ex. kantskador.
Kan en skada med säkerhet betraktas som ofarlig, får den repareras vid lämplig tidpunkt. Ofta återkommande lika fel rapporteras till montageledningen.

Lyft utförs, beroende på platttyp, antingen med lyftsaxar försedda med säkerhetsdon för att kunna fånga upp plattan om saxarna släpper, eller med hjälp av i plattan ingjutna DEHA-kulankare. Plattan läggs upp fritt på upplag i form av väggar eller balkar. I byggnader med HD/F-bjälklag kan man med fördel utnyttja bjälklaget som en del i bärverkets stomstabiliserande funktion. Man vill då att plattorna tillsammans ska fungera som en enda styv skiva och tillsammans med väggar ge stommen stabilitet genom skivverkan. För att flera intill varandra liggande HD/F-plattor ska fungera som en styv skiva behöver fogar mellan plattor igjutas, och bjälklagets sidor fästas in i vägg eller balk. Krav finns även på en sammanhållande armering som löper över hela bjälklagets fasadlängd tvärs HD/F-plattornas längsriktning. Detta så kallade dragband placeras ofta i nedsänkningar i plattornas ändar, så kallade K-ändar. I figur 2.7 visas en anslutning mellan två mötande HD/F-plattor upplagda på en vägg.



Figur 2.7: Håldäcksplattor upplagda på vägg. S-bygglar placeras i ursparningar i plattan och förankras runt en dubb. Dragband går horisontellt i bilden och har placerats i K-änden i plattan.

Anslutningarna till väggar och balkar utförs på något av de sätt som beskrevs i avsnitt 2.4. Ursparningar i HD/F-plattans kortändar förses då med armering som senare ska ingjutas. Innan ursparningarna vid upplag är igjutna är bjälklaget känsligt för höga belastningar och rasrisk föreligger. För att inte fortskridande ras (som beskrivs närmre i kapitel 3) ska kunna uppstå får därför inte resande av nästa våningsplan påbörjas innan underliggande bjälklag har igjutits vid upplagen [3].

Vid ingjutning av infästningsanordningar föreskrivs betong med minst hållfasthetsklass C25/30 och med konsistensklass S5. S5 kallas flytbetong och är den lösaste konsistensklassen med ett sättmått större än 210 mm [8]. Den föreskrivs för att betongen ska rinna ut i alla hålrum ordentligt. Även maskinell bearbetning genom vibrering av betongen föreskrivs. Efter ingjutning ska betongen härda och hinna uppnå minst hållfasthetsklass C25/30 innan belastning.

För att jämföra föreskriven metod med ett praktiskt exempel på ingjutning av infästningsanordningar gjordes ett arbetsplatsbesök vid uppförandet av Kvarteret Metropol i Helsingborg, där STARKA har konstruerat, tillverkat och

utför montering av stommen på underentreprenad för Allbygg i Höganäs AB. De använde sig av betong C45/55, alltså högre än kravet på lägsta betongkvalitet. Betongen hade ett vatten-cementtal, vct, på 0.37 och flyttillsatsmedel för att kompensera för den låga vattenhalten. Ett lågt vct är fördelaktigt då det ger mindre krympning i betongen under uttorkningstiden.

Armering och infästningar i fogar och ursparningar ingjuts med betong från en pumpbil och vibreras därefter maskinellt, se figur 2.8. En svårighet som kan uppkomma vid vibrering är att det i vissa fogar och ursparningar ligger mycket armering och kan bli trångt att komma åt att vibrera. Att det på vissa ställen ligger mycket armering beror på att flera funktioner i bjälklaget, t.ex. förankring till upplag och sammanhållning för skivverkan, ska säkras genom olika sorter av armering.



Figur 2.8: Igjutning och vibrering av betong för anslutning till hattbalk.

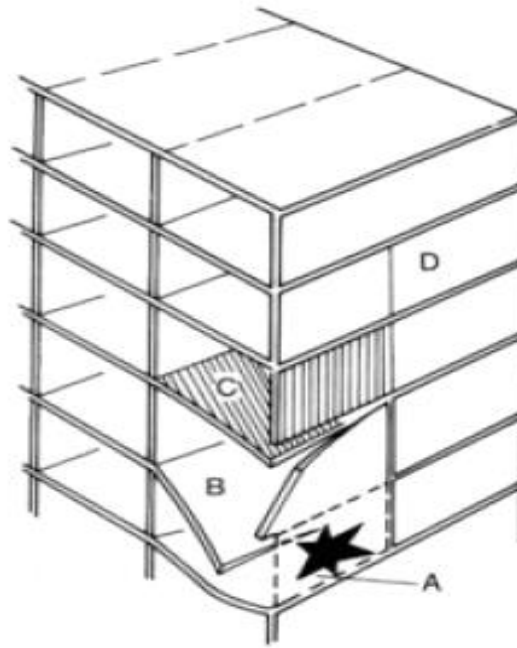
3 Dimensionering

Dimensionering innebär val av dimensioner, materialkvaliteter och andra parametrar som påverkar konstruktionssystemets bärförmåga och funktion. Det ställs ett antal krav på konstruktionen, så som att den ska uppföra sig på ett visst sätt, ha tillräcklig bärförmåga för att inte gå till brott och tillfredställande funktion som t.ex. en viss styvhet hos golvkonstruktioner. Det finns dock alltid risk att dessa krav inte blir helt uppfyllda eftersom förutsättningarna för dimensionering har en viss osäkerhet i sig. Att dimensionera är att behandla de osäkerheter som finns och motverka att brott uppkommer, eller minska skada vid eventuell uppkomst. Dimensioneringen i Europa grundar sig i de parametrar och val som finns i de sameuropeiska konstruktionsstandarderna, Eurokod. Metoden som föreskrivs i Eurokod för att dimensionera byggnader och byggnadsdelar baseras på partialkoefficientmetoden, vilken beaktar osäkerheter i materialegenskaper, laster, risken för brott m.m. [9].

I avsnitt 3.1 och 3.2 görs en uppskattning av de lasteffekter som uppstår i samband med olyckslast och vridkoppling. I avsnitt 3.3 uppskattas sedan bärförmågan med metoder från Eurokod. Dessutom görs en förenklad FEM-beräkning för att kunna göra en bedömning av risken för spjälkbrott.

3.1 Olyckslast och fortskridande ras

Olyckor som sker i form av t.ex. påkörning, explosion eller jordbävning kan skapa lokala brott i en byggnad vilket kan försvaga övriga funktioner i bärverket i sin helhet, vilket illustreras i figur 3.1 [1]. Olyckslaster är ofta av dynamisk karaktär och verkar oftast under en kortare tid, med undantag för laster som uppstår till följd av t.ex. en översvämning, som kan verka mer långvarigt. Vid dimensionering för dessa olyckslaster grundas storleken ofta på en subjektiv bedömning av sannolikheten att de ska inträffa. Exempelvis är det enligt Boverket rimligt att räkna med en påkörning av ett 40-tons fordon med hastighet på 50 km/h på ett bärande element i stadsbebyggelse. Ett 80-tons fordon med hastighet på 90 km/h är däremot inte så rimligt, men ska inte heller helt bortses ifrån [10].



*Figur 3.1: Önskad funktion hos bärverket vid olyckslast:
 A - bärverkselement som slås ut av olyckslast
 B - sekundära skadeområden med risk för personskador
 C - stor permanent deformation utan risk för personskador
 D - skadefritt område.*

Enligt U. Starossek definieras företeelsen fortskridande ras som: När en kollaps uppkommer vid brott, skapad av en inledande utlösande orsak, hos ett eller flera bärande element, som sedan utlöser successiva brott hos andra element som inte påverkas av den inledande orsaken [11].

Detta kan illustreras av ett ras som uppkommer när en byggnadsdel slås ut och t.ex. våningsavskiljande bjälklag faller på varandra och faller ihop likt ett korthus, där skadan kan bli väldigt förödande. Ett känt ras av denna sort är Ronan Point-raset i London 1968, se figur 3.2 [12]. Där miste tre personer livet och stora materiella skador på byggnaden uppstod. Dessa byggnader revs kort därefter då de ansågs för osäkra för att bebo. Byggnaden var uppförd med prefabricerade väggar och bjälklag i betong. Efter en explosion på 18:e våningen uppkom brott mellan fogarna på de bärande väggarna och bjälklagen, vilka rasade ned på våningarna under. Raset vid Ronan Point ledde till att man införde regler för dimensionering och utformning för att undvika just fortskridande ras i fortsättningen [9].



Figur 3.2 : Raset i Ronan Point, London 1968, där flera våningar förstördes. Huset till vänster visar de förstörda bostäderna.

3.1.1 Dimensionering mot fortskridande ras vid olyckslast

Brott som uppstår i byggnader kan uttrycka sig i allt från att en mindre konstruktionsdel förstörs och måste bytas ut, till en total kollaps av hela bärverkssystem. Det kan finnas många orsaker till att brott uppkommer som t.ex. ogynnsam kombination av inverkan av lastfaktorer, fel vid dimensionering, eller oförutsedda laster. De oförutsedda lasterna, eller olyckslaster som de benämns i denna rapport, uppträder väldigt sällan och behöver endast appliceras på de primära konstruktionsdelarna i systemet [9]. Dessa laster är oönskade och inte direkt knutna till någon specifik konstruktions funktion under normala förhållanden [10].

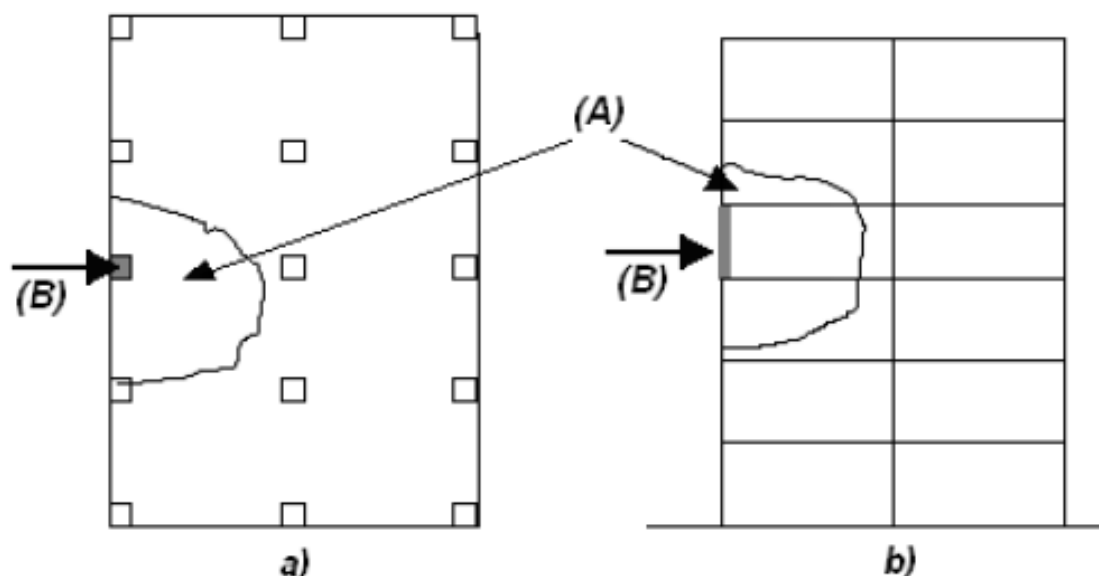
Vid dimensionering av byggnader för olyckslast delas de enligt Eurokod in i olika konsekvensklasser som tar hänsyn till sannolikheten för att en olycka uppstår, samt hur allvarliga följderna kan bli. Det finns fyra olika klasser som en byggnad kan delas in i, vilka illustreras i figur 3.3 [2]. Tillhörande varje konsekvensklass finns krav på hur byggnaden ska dimensioneras med hänsyn till fortskridande ras. Särskilt utsatta byggnader så som parkeringshus, byggnader vid väg- och järnvägstrafik och byggnader där gaffeltruckar är tillåtna tillhör konsekvensklass 2b (Högriskgrupp) och ska alltid dimensioneras för olyckslaster på grund av den höga sannolikheten att de inträffar. Denna sorts byggnader byggs oftast med prefabricerade betongelement och tas därför upp mera i detta kapitel. För konsekvensklassen

2b gäller enligt Eurokod att horisontella och vertikala förband ska anordnas för byggnader med bärande väggar och för byggnader med rambärverk [2].

Konsekvensklass	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. 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 Lågriskgrupp	Enfamiljshus i fem våningar. Hotell i högst fyra våningar. Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar. Kontorsbyggnader i högst fyra våningar. Industribyggnader i högst tre våningar. Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvyta som inte överstiger 1000 m ² per våning. Envåningsbyggnader avsedda för undervisning. Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvyta som inte överstiger 2000 m ² per våning.
2b Högriskgrupp	Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar. Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar. Butikslokaler i fyra till femton våningar. Sjukhus i högst tre våningar. Kontorsbyggnader i fem till femton våningar. Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m ² golvyta per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvyta och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

Figur 3.3 Konsekvensklasser enligt Eurokod.

Enligt Eurokod ska även bärverket i byggnaden dimensioneras för att kunna utsättas för last från uppkomna olyckor utan att äventyra resterande bärande delar av byggnaden. Detta innebär att skador från olyckslasten på ett lokalt plan kan accepteras, men inte om den riskerar det stabiliserande bärverkets egenskaper i form av ett fortskridande ras i byggnaden. I Eurokod finns rekommendationer för hur stor lokal skada som en olyckslast får medföra. I figur 3.4 ses som exempel det tänkta fallet att en pelare slås ut av en olyckslast, och det största lokala brott som kan tillåtas som följd av detta [2].



Figur 3.4 Tänktt lokalt brott och dess utsträckning där (A) indikerar en omfattning på 15 % av golvarean i två intilliggande våningsplan, och (B) visar en borttagen pelare i, a) plan, b) sektion.

I Eurokod står också följande om förhindrande av fortskridande ras: ”Bärverk som inte dimensioneras för olyckslaster ska ha ett lämpligt system av sammanhållningsarmering för att förhindra fortskridande ras genom att möjliggöra alternativ lastnedföring efter lokal skada.” [13]. Förhindrande av fortskridande ras kan alltså uppnås genom att konstruera bärverket så att lasterna omfördelas genom alternativa lastvägar när det har inträffat en olycka. Om en bärande konstruktionsdel har slagits ut till följd av en olyckslast måste det därför säkerställas att anslutande delar håller för den extra last som en omfördelning av laster medför. För att säkerställa detta kan man t.ex. dimensionera anslutande konstruktionsdelar, t.ex. anslutande väggar eller pelare, till bjälklagselement så att dessa inte faller ned mot våningen under utan blir hängande i dem. Detta begränsar den extra lasten på bjälklaget på våningen nedanför, men ställer samtidigt höga krav på infästningsdetaljen i anslutningen mellan bjälklag och upplag.

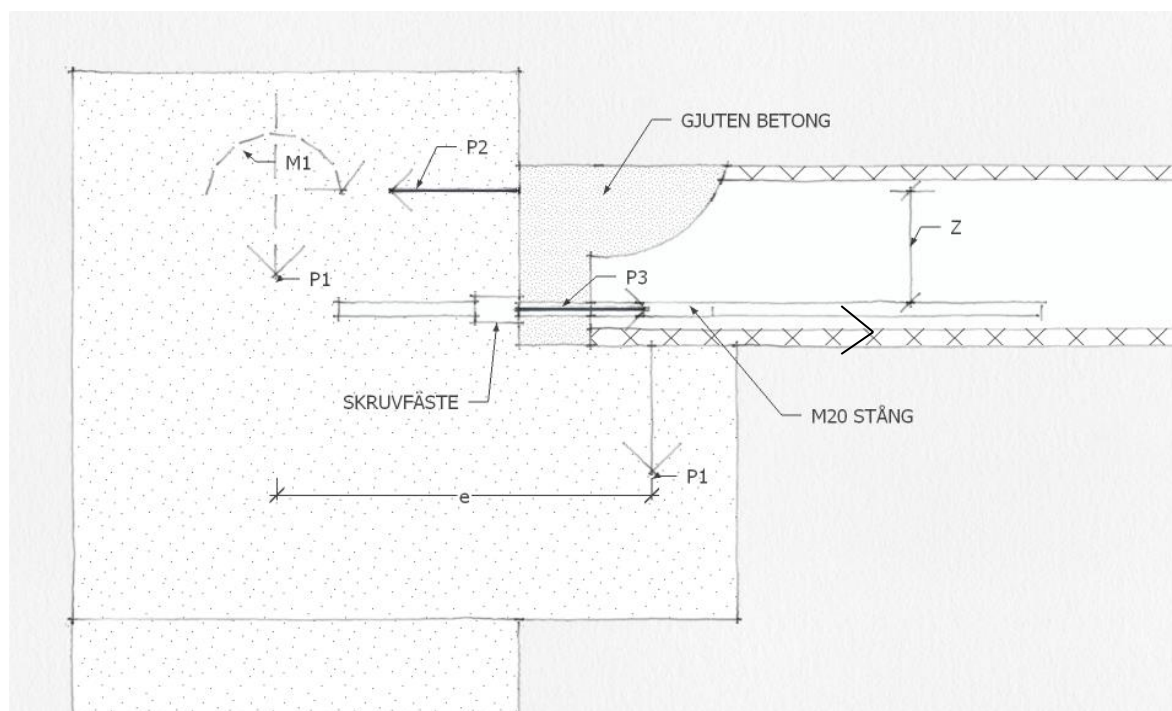
En anslutning är ofta uppbyggd av många olika infästningskomponenter som påverkar anslutningens verkningsätt och kan medföra simultana drag-, tryck-, skjuv- eller böjspänningar. I många av anslutningarna kan dock en enskild kraftöverförande funktion vara helt dominerande, exempelvis dragkraften.

Anslutningarna som ska motverka fortskridande ras, ska enligt Eurokod förankras till upplaget för en kraft på minst 20 kN/m, där längden är fasadlängden mellan anslutningarna, oftast motsvarande en HD/F-platta på 1.2 m [13]. Kraften 20 kN/m ska klaras av både i materialen och i vidhäftning mellan de olika materialen. STARKA Betongelement AB använder sig av ingjutna infästningsdetaljer i HD/F-bjälklagets kanal som togs upp i kapitel

2.4, vilket är ett av de två sätt som enligt ”Bygga med Prefab” kan användas [4]. Den andra utformningen av infästning görs på så sätt att armeringen läggs i elementfogen med en ändkrok, vilket också beskrevs i avsnitt 2.4 [1].

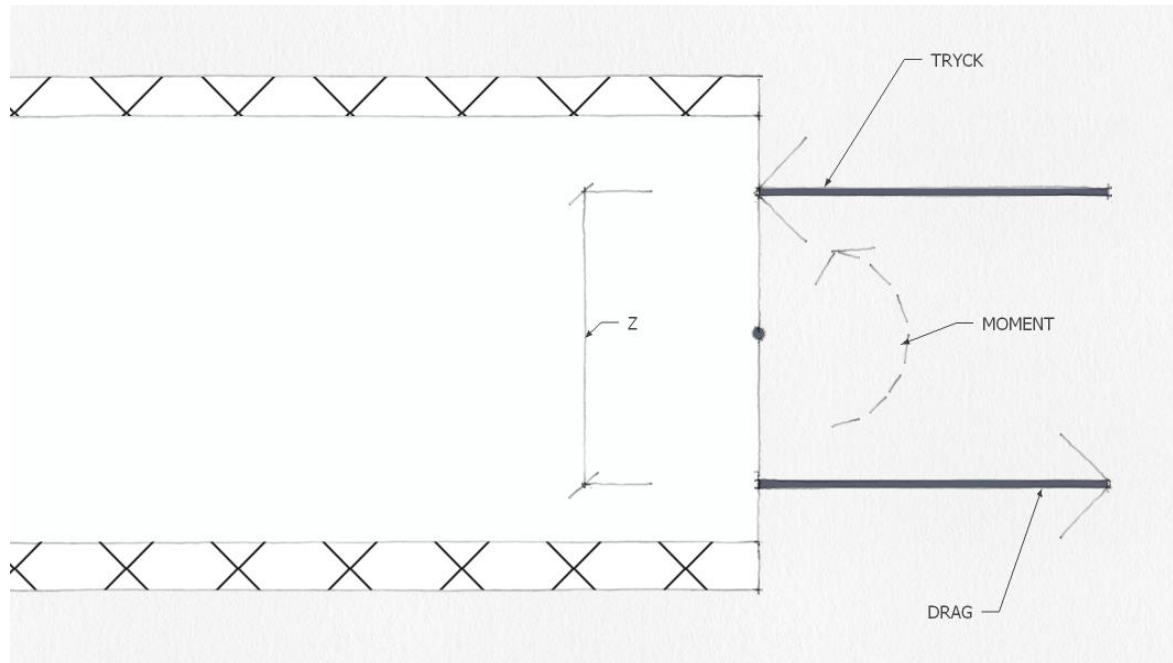
3.2 Vridning

Vid stommar med pelar-balksystem så används i många fall s.k. flänsbalkar som upplag för HD/F-bjälklaget. Flänsbalken ligger upplagd på pelare som för lasterna nedåt i stommen. När HD/F-bjälklaget ligger upplagt på balken belastar den excentriskt vilket ger upphov till en vridning. Momentet som då uppstår kan ge ett tilläggsmoment i den pelare som bär upp balken vilket vill undvikas för att förhindra knäckning. För att ta bort risken för tilläggsmoment i pelaren är en vanlig lösning att låta infästningen mellan pelare och balk vara ledad, vilket inte tillåter någon överföring av moment. Om balken sitter ledat infäst i pelaren, så måste den spännas in fast till bjälklaget, för att inte fungera som en mekanism. Inspänningen mellan balk och bjälklag anordnas då för att ta upp momentet från den excentriska belastningen. Detta möjliggörs genom att en gängad stång gjuts in i HD/F-plattans nedre del. Gängstången sitter inskruvad i ett fäste i flänsbalken och skapar på så sätt en anslutning mellan balk och bjälklag. Denna sorts infästning möjliggör att momentet tas upp i bjälklaget i form av drag och tryck. I figur 3.5 är M_1 det tänkta momentet som uppkommer när kraften P_1 från HD/F-bjälklaget belastar excentriskt.



Figur 3.5 Flänsbalk med HD/F bjälklag.

Tryckkraften tas upp av igjutningen i översidan mellan bjälklaget och balken och dragkraften tas upp av M20 stången som skruvas fast i det i flänsbalken ingjutna skruvfästet [3]. Tryckkraften illustreras av P2 och dragkraften av P3 i figur 3.5. Som figur 3.6 illustrerar är dragkraften i M20-stång tänkt som momentet i balken dividerat med avståndet mellan tryck- och dragcentrum.



Figur 3.6 Moment- och kraftjämvikt i HD/F bjälklag.

3.2.1 Beräkningsexempel på dragkraft till följd av vridning

Från ett av STARKA Betongelements projekt hämtades laster och förutsättningar för att göra en beräkning av kraften som kan verka i en ingjuten gängad stång. Referensprojektet är ett parkeringshus, vilket kräver stora dimensioner på bjälklagen till följd av stora nyttiga laster och egentyngher från asfaltsbeläggning.

Förutsättningar: HD/F -plattor 120/38, fritt upplagda med spännvidd på 17 m. Karakteristisk nyttig last på 2.5 kN/m^2 . Egentyngd per platta 4.9 kN/m^2 och en beläggning av asfalt med egentyngd på 1.1 kN/m^2 . HD/F-plattorna har en bredd på 1.2 m och värdena omräknas till kN/m och dimensionerande last bestäms med partialkoefficientmetoden enligt Eurokod, där värdena sedan sammanställs i tabell 3.1 nedan. Upplaget för plattorna utgörs av en flänsbalk där ingjutna fästen för gängstänger används för att binda ihop de två betongelementen likt figur 3.5. Vid beräkningen antas det förenklat att flänsbalken är helt vridstyv och därför ger ett jämnt upplag till bjälklaget.

Tabell 3.1: Laster på HD/F-platta.

Last per 1.2 m	kN/m
Kar. nyttig last, Q	3.00
Kar. egentyngd	5.88
Kar. last asfalt	1.32
Dim. last, q	13.14

Värdet för dimensionerande last, q , används för att räkna ut den last som verkar i upplaget och är produkten av de dimensionerade lasterna för en platta, och halva plattans längd. Denna kraft ska enligt STARKAs konstruktionsritning träffa cirka 225 mm ut från pelarens centrum, se figur 3.7. Detta mått utgör den hävarm som ger det tilläggsmoment i flänsbalken och pelaren som vill undvikas. Med momentjämvikt beräknas drag/tryckkrafter, som uppkommer i HD/F bjälklagets ingjutna stång och igjutna betong. Lasten P_1 på flänsbalken klassas som en punktlast och bestäms som upplagskraften R . Upplagskraft och moment, M , beräknas enligt:

$$R = \frac{qL}{2} = \frac{13.14 \cdot 17}{2} = 111.7 \text{ kN} = P_1$$

$$M = P_1 \cdot e = 111.7 \cdot 0.225 = 25.14 \text{ kNm}$$

Från boken ”Byggkonstruktion, regel- och formelsamling”, används kraft- och momentjämvikt i ett enkelarmerat betongtvärsnitt [14]. De ingående beteckningarna är uppställda i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Ingående storheter för beräkning av dragkraft i stång.

Beteckning	Värde	Storhet
F_s		Dragkraft stål
F_c		Tryckkraft betong
f_{cd}	26.67 MPa	Dimensionerande tryckhållfasthet
x		Läge för neutrala lagret
b	1200 mm	Bredd HD/F-element
d	280 mm	Medverkande höjd HD/F-element
M	25.14 kNm	Moment från excentricitet

Neutrala lagrets läge x beräknas genom momentjämvikt med ingående faktorer för betongens materialegenskaper. Därefter kan dragkraften i gängstången beräknas genom kraftjämvikt mellan drag- och tryckcentrum:

Momentjämvikt: $M = f_{cd}0.8xb(d - 0.4x)$

Kraftjämvikt: $F_s = F_c = f_{cd}0.8xb$

Med storlek på ingående faktorer från tabell 3.2 fås genom momentjämvikt:

$$25.14 \cdot 10^3 = 26.67 \cdot 10^6 \cdot 0.8x1.2(0.28 - 0.4x)$$

$$x_1 = 3.5 \text{ mm}$$

$$x_2 = 697 \text{ mm}$$

Dragkraften i stängen blir med det lägre värdet för x insatt:

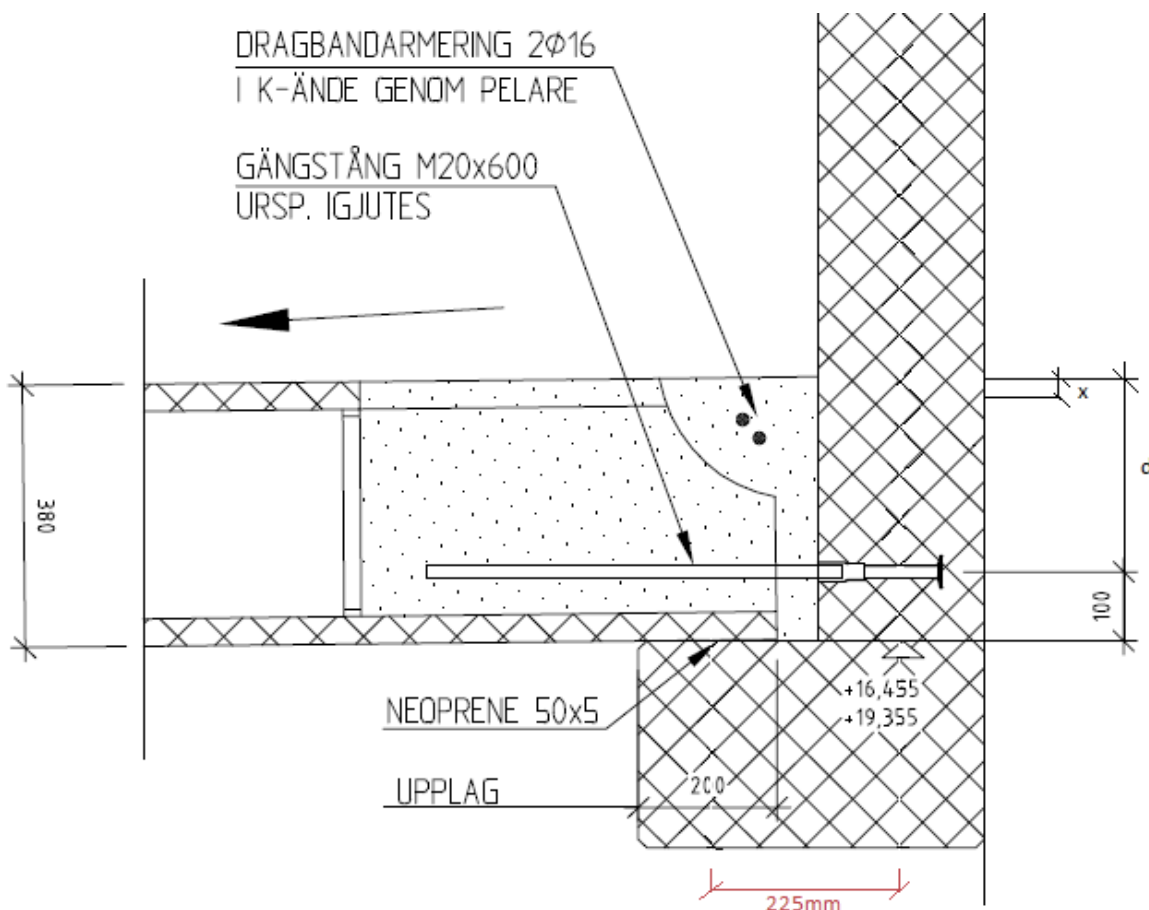
$$F_s = f_{cd}0.8xb$$

$$F_s = 26.67 \cdot 10^6 \cdot 0.8 \cdot 0.0035 \cdot 1.2$$

$$F_s = 90 \text{ kN}$$

Eftersom det ena värdet för x_2 i ovanstående andragradsekvation blir större än betongtvärsnittets höjd, så förkastas detta. I figur 3.7 illustreras hur anslutningen ser ut enligt STARKAs konstruktionsritning och även ditsatta mått för lastens hävarm och placering av neutrala lagret, x .

F_s representeras av P3 i den tidigare figuren 3.5 och är en dragkraft. Denna kraft är ett riktmärke för provningen av den ingjutna gängade stång som används i provtillfället. Beräkningarna baseras, som tidigare nämndes, på det teoretiska fallet med ledad infästning mellan pelare och balk, och fast infästning mellan HD/F-platta och balk. I verkligheten förekommer dock inte ett så rent inspänningsfall.



Figur 3.7: Konstruktionsritning från STARKA som är modifierad med mått för hävvarm och neutrala lagret, x .

3.3 Brottmoder att beakta vid dimensionering

Vid dimensionering av de infästningsdetaljer som denna rapport behandlar, finns fyra huvudsakliga brottmoder att beakta:

1. Materialbrott i S-bygel eller M20-stång.
2. Vidhäftningsbrott mellan infästningar och igjuten betong: bygel eller stång lossnar ur igjutningsbetong.
3. Vidhäftningsbrott mellan igjuten betong och kanal: igjutningsbetong lossnar ur kanalen.
4. Brott p.g.a. spjälkning i betong vid infästning.

3.3.1 Materialbrott i S-bygel eller M20 stång

Om vidhäftningsförmågan är tillräckligt stor mellan infästningsdetalj - betong och igjuten betong - kanal i HD/F så kommer materialbrott i infästningsdetalj att bli begränsande för infästningens bärighet. Draghållfasthetsvärden för armeringens dimensionerande sträckgräns samt dess karaktäristiska brottgräns beräknas. Beräkning för bygel respektive stång utförs enligt [9]:

$$N = f \cdot A / \gamma_{M0}, \quad \text{där } \gamma_{M0} = 1$$

S-bygel med Ø10 och hållfasthetsklass K500C-T:

$$f_{uk} = 650 \text{ MPa, hämtat ur boken Byggnadsmaterial [8]}$$

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

$$A_{bygel} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.01^2}{4} = 1.57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Sträckgräns uppnås vid:

$$N_{sträck} = 1.57 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^6 / 1 = 68.33 \text{ kN}$$

Brottgräns uppnås vid:

$$N_{brott} = 1.57 \cdot 10^{-4} \cdot 650 \cdot 10^6 / 1 = 102.1 \text{ kN}$$

M20-stång där 20 står för stångdiametern och M betecknar gängad stång, med hållfasthetsklass S355JR:

$$f_{uk} = 510 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

$$A_{stång} = 245 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ spänningsarea, gängstång } \text{Ø}20$$

Sträckgräns uppnås vid:

$$N_{sträck} = 245 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6 / 1 = 86.98 \text{ kN}$$

Brottgräns uppnås vid:

$$N_{brott} = 245 \cdot 10^{-6} \cdot 510 \cdot 10^6 / 1 = 124.95 \text{ kN}$$

3.3.2 Vidhäftningsbrott mellan infästningar och igjuten betong

För att bygel eller stång ska dras ut ur igjutningsbetong krävs dels att igjutningsbetongen inte lossnar ur kanalen, och dels att vidhäftningsförmågan för respektive infästningstyp är mindre än dess draghållfasthet. Beräkning av vidhäftningshållfasthet mellan bygel respektive stång och betong kan utföras genom formlerna [13]:

$$f_{b,d} = 2.25\eta_1\eta_2f_{ct,d} \quad [\text{A}]$$

och

$$l_b = \frac{f_{st}A_s}{\pi\phi f_{b,d}} \rightarrow f_{st}A_s = l_b\pi\phi f_{b,d} = N_{st} \quad [\text{B}]$$

Där

f_{bd}	dimensionerande på vidhäftningshållfasthet
η_1	koefficient relaterad till vidhäftningsförhållanden
η_2	koefficient relaterad till stångdiameter
$f_{ct,d}$	betongens dimensionerande draghållfasthet

l_b	stångens igjutningslängd
f_{st}	stångens draghållfasthet
A_s	stångens tvärsnittsarea
$\pi \varnothing$	stångens omkrets

η_1	= 1.0 för goda vidhäftningsförhållanden
η_1	= 0.7 för övriga fall
η_2	= 1.0 för $\varnothing \leq 32$ mm
η_2	= $(132 - \varnothing)/100$ för $\varnothing > 32$ mm

Betongens draghållfasthet, $f_{ct,d}$ beräknas enligt:

$$f_{ct,d} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$$

Där

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,d} = 1 \frac{2.5 \cdot 10^6}{1.5} = 1.67 \text{ MPa}$$

Goda vidhäftningsförhållanden, betongkvalitet C40, (som STARKA själva vanligtvis använder vid montering) och $\varnothing = 20$ mm ger dimensionerande vidhäftningshållfastheten, $f_{b,d}$:

$$f_{b,d} = 2.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.67 \cdot 10^6 = 3.75 \text{ MPa}$$

Den dimensionerande vidhäftningsförmågan mellan betong och kamstång är alltså mer än betongens dubbla draghållfasthet. Formeln förutsätter att fogen mellan armering och betong utsätts för skjuvkrafter.

För S-bygel $\varnothing 10$ K500C-T:

Maximal tillåten dragkraft N_{st} i infästning fås av formlerna [A] och [B], där:

$$l_b = 480 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

För bygel dubblas arean och omkretsen då armeringen sitter infäst med två ändar i betongen.

$$N_{st} = 2 \cdot 0.48 \cdot \pi \cdot 0.01 \cdot 3.75 \cdot 10^6 = 113 \text{ kN}$$

För M20 stång S355JR:

$$l_b = 480 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 20 \text{ mm}$$

$$N_{st} = 0.48 \cdot \pi \cdot 0.02 \cdot 3.75 \cdot 10^6 = 113 \text{ kN}$$

Infästningarna har alltså en dimensionerande dragkraftskapacitet på vardera 113 kN med avseende på vidhäftning mellan stänger och betong. Detta värde ligger dock lågt p.g.a. att draghållfastheten för den undre 5-procentilen används, $f_{0.05}$.

3.3.3 Vidhäftningsbrott mellan igjuten betong och kanal

Då befintliga provningsrapporter oftast avser testa vidhäftningsförmågan vid pågjutningar med olika sorters ytbehandlingsmetoder är det svårt att göra ett rimligt antagande om när vidhäftningsfogen i en igjuten HD/F-kanal går till brott. Vidhäftningsförmågan varierar mycket med inverkan av faktorer så som ytråhet, ytans renhet o.s.v. (mer om inverkan av faktorer i kapitel 4). Befintlig standard för dimensionerande vidhäftningshållfasthet tar endast hänsyn till ytråheten. För att säkerställa att vidhäftningsförmågan är tillräcklig för ett specifikt fall finns alltså ett stort behov av att prova denna i labb eller i fält.

I Eurokod 2 finns dimensioneringsprinciper för att bestämma den högsta skjuvspänning som får uppkomma i en fog mellan betonger gjutna vid olika tillfällen. I formeln kan man tillgodoräkna sig en viss skjuvspänningskapacitet i fogen enbart genom vidhäftning, men om man vill höja kapaciteten krävs användning av tvärgående fogarmering. Vidhäftningsfogen kontrolleras enligt [13]: $v_{Edi} \leq v_{Rdi}$, där v_{Edi} är dimensioneringsvärdet på den skjuvspänning som fogen utsätts för, alltså dimensionerande dragkraft dividerat med vidhäftningsarean, och v_{Rdi} är dimensionerande bärförmåga vid fogskjuvning. v_{Rdi} bestäms enligt:

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5v_{fcd}$$

De två första termerna ger bärförmåga genom vidhäftning, där c och μ är faktorer som beaktar fogytans råhet, och σ_n är den minsta yttre kraft per ytenhet som verkar vinkelrätt mot fogen. Tryck vinkelrätt mot fogen ökar alltså vidhäftningsförmågan vid skjuvbelastning. Om bärförmågan enbart genom vidhäftning inte är tillräcklig behövs tvärgående fogarmering, och dess bidrag adderas till formeln enligt den tredje termen. Vid infästningsanordningar ingjutna i håldäckskanaler finns svårigheter att anordna tvärgående fogarmering, och man kan således bara tillgodoräkna sig formelns första två termer vid dimensionering. Även den andra termen, $\mu\sigma_n$, bör dock för igjutna håldäckskanaler försummas, av två anledningar:

- Vid fortskridande ras är den förväntade funktionen att bjälklaget blir hängande i sin anslutning. Det är då rimligt att försumma yttre krafter vinkelrätt mot fogen, som tidigare fanns i form av egentyngd och nyttig last.

- Vid den dragbelastning som uppkommer vid vridning, som beskrivs i kapitel 3.2, skulle man kunna tillgodoräkna sig en viss tryckkraft vinkelrätt mot vidhäftningsfogen, precis vid upplaget. Denna skulle då komma från egentyngd och nyttig last. Det är dock endast en liten del, kanalens ovankant, som utsätts för vinkelräta tryckkrafter, och tryckets bidrag för vidhäftningsförmågan skulle även här bli svåruppskattat.

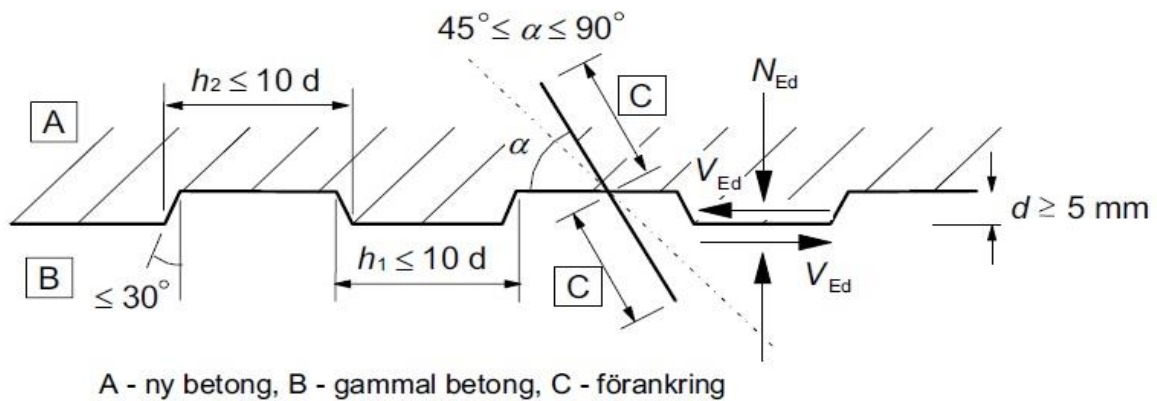
Det är alltså mer riktigt att endast låta den första termen i formeln medverka vid bestämning av bärförmåga vid fogskjuvning. Faktorn c bestäms av ytans råhet enligt:

- *Mycket slät*: en yta gjuten mot formar av stål, plast eller specialbehandlat trä: $c = 0.025$ till 0.10 , $\mu = 0.5$
- *Slät*: en glidformsgjuten eller strängpressad yta eller en fri yta som inte behandlats ytterligare efter vibrering: $c = 0.20$, $\mu = 0.6$
- *Skrovlig*: en yta med ojämnheter på minst 3 mm på cirka 40 mm avstånd, åstadkommen genom krattning, friläggning av ballast eller andra metoder som ger likvärdiga egenskaper: $c = 0.40$, $\mu = 0.7$
- *Försedd med förtagningar*: Vidhäftningsytan utformad med förtagningar för ökad mekanisk vidhäftning $c = 0.50$, $\mu = 0.9$

Vid normalt utförande kan ursparningen i plattan anses vara skrovlig, då betongspill hamnar i kanalen vid upphackning av ursparningen, där den sedan härdar. Värdet på c blir i detta fall alltså 0.40.

I vissa fall skapas ursparningen genom att såga upp kanalen när plattan har härdat. Sågytan blir då mycket slät, och resten av kanalen behåller den släthet den fått vid stränggjutning. Ett rimligt värde på c bör alltså ligga runt 0.15, ett mellanting mellan det för en mycket slät, och en slät yta.

En tredje metod för igjutning används ibland vid ingjutning av stänger för att ta upp drag från vridning. Metoden innebär att endast hacka upp ett så kallat "titthål" i kanalen som man gjuter i betongen i. Tanken är att hålet ska bilda en klack på den igjutna betongen som ska ge högre kapacitet att motstå de skjuvkrafter som uppstår, än den rena vidhäftningen i de övriga provkropparna. Med denna metod kan fogytan, något förenklat, klassas som försedd med förtagningar, eftersom dessa används i samma syfte. Enligt Eurokods definition av en yta försedd med förtagningar ska förtagningens längdmått vara tio gånger dess höjdmått, se figur 3.8 [13]. Detta krav uppfylls ej då titthålet är djupare än så i förhållande till sin längd. Värdet på c bör då, för att kompensera för detta, kunna sättas mitt emellan värdena för en skrovlig yta och en försedd med förtagningar, d.v.s. $c = \frac{0.4+0.5}{2} = 0.45$



Figur 3.8: Yta försedd med förtagningar enligt Eurokod.

Faktorn $0.5v f_{cd}$ är en övre begränsning för hur mycket bärförmåga man får tillgodoräkna sig i fogen. v är en reduktionsfaktor för betong med skjuvsprickor och bestäms enligt: $v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, med f_{ck} i MPa. För betongklass C50 med $f_{ck} = 50$ MPa och $f_{cd} = \frac{50}{1.5} = 33.3$ MPa, blir tröskelvärdet: $0.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{50}{250}\right) \cdot 33.3 = 7.99$ MPa.

Betongklass C50 har en dimensionerande draghållfasthet, f_{ctd} , på 1.93 MPa. Detta, tillsammans med värden på c , ger en dimensionerande bärförmåga vid fogsjuvning på:

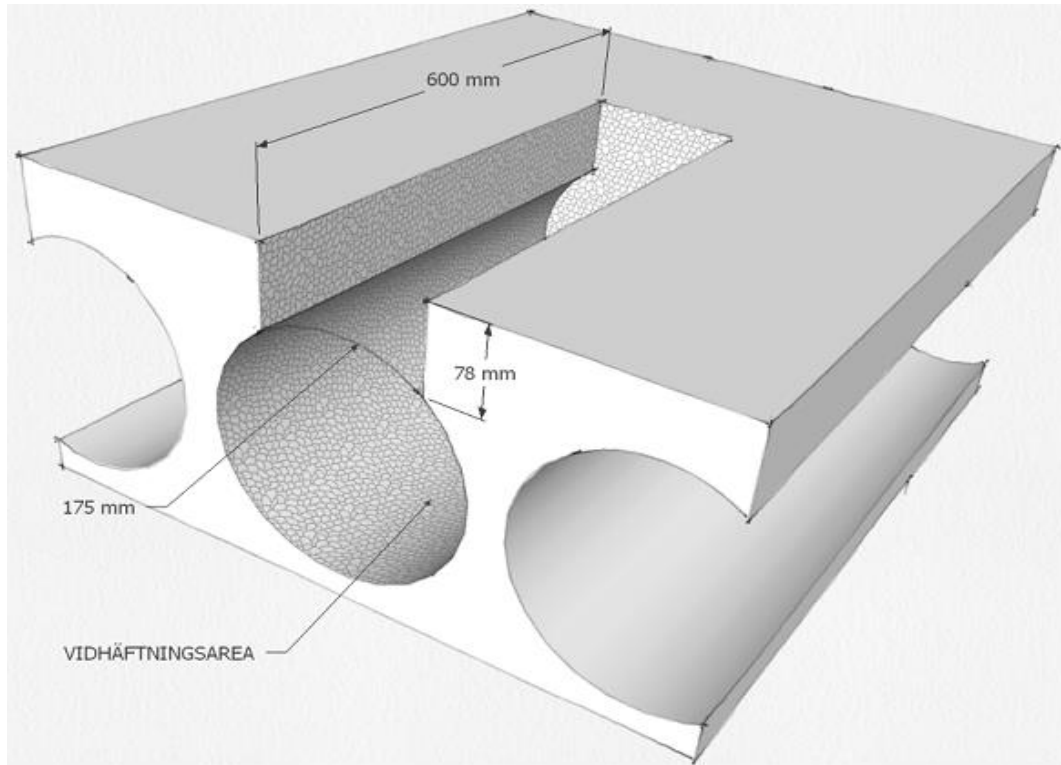
- Vid normalt utförande: $v_{Rdi} = 0.40 \cdot 1.93 = 0.77$ MPa
- Vid uppsågning i hårdnad betong: $v_{Rdi} = 0.15 \cdot 1.93 = 0.29$ MPa
- Vid ursparning med titthål: $v_{Rdi} = 0.45 \cdot 1.93 = 0.87$ MPa

Dimensioneringsvärdet för dragkraft i anslutningen mellan platta och upplag är, som beskrevs i Kapitel 3.1.1, 20 kN/m fasadlängd. Gjuter man i en kanal i varannan platta så ska S-bygeln alltså klara av att ta upp kraft för två plattors bredd, d.v.s. $20 \cdot 1.2 \cdot 2 = 48$ kN. För att beräkna dimensionerande skjuvspänning i fogen behöver vidhäftningsarean beräknas. För en HD/F 120/27 blir arean, med mått enligt figur 3.9:

$$A = (\pi \cdot \emptyset - 175 + 78 \cdot 2) \cdot l \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$= (\pi \cdot 185 - 175 + 78 \cdot 2) \cdot 600 \cdot 10^{-6} = 0.34 \text{ m}^2$$

175 mm är längden av den cirkelbåge som försvinner vid ursparning av provkroppen och 78 mm är det höjdmått som tillkommer.



Figur 3.9: Mått för beräkning av vidhäftningsarea. 175 mm avser längd på den cirkelbåge som öppnas upp vid ursparning.

Med dimensionerande dragkraft och vidhäftningsarea blir: $v_{Edi} = \frac{48 \cdot 10^3}{0.34} = 0.14 \text{ MPa}$. Infästningsdetaljen uppfyller alltså kravet $v_{Edi} \leq v_{Rdi} \leq 0.5v_{fcd}$

Vidhäftningskapaciteten i ursparningen med titthål bör jämföras med den last som kan uppkomma vid vridning. För den HD/F 120/38-platta som används som exempel i kapitel 3.2.1 är vidhäftningsytan, beräknad på samma sätt som för HD/F 120/27-plattan, 0.40 m^2 . Med dragkraft beräknad i samma exempel blir dimensionerande skjuvspänning: $v_{Edi} = \frac{90 \cdot 10^3}{0.4} = 0.23 \text{ MPa}$. Även här ligger alltså dimensioneringsvärdet under både den dimensionerande bärförmågan genom vidhäftning, och det övre gränsvärdet $0.5v_{fcd}$.

Räknas tvärtom om den dimensionerande bärförmågan vid fogsjuvning till dimensionerande dragkraft parallellt gjutfogen fås, för en HD/F 120/27:

- Vid normalt utförande: $F = 0.77 \cdot 10^6 \cdot 0.34 = 262 \text{ kN}$
- Vid uppsågning i hårdnad betong: $F = 0.29 \cdot 10^6 \cdot 0.34 = 99 \text{ kN}$
- Vid ursparning med titthål: $F = 0.87 \cdot 10^6 \cdot 0.34 = 296 \text{ kN}$

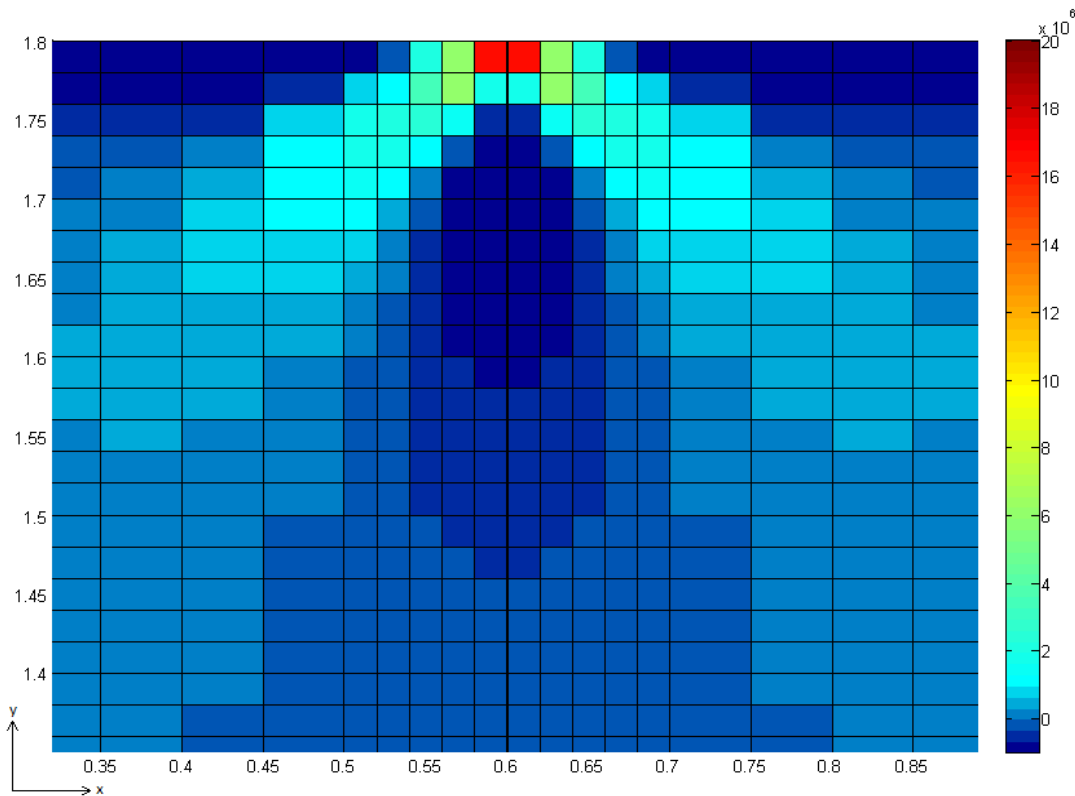
Dessa värden kan användas som jämförelse med uppmätt dragkraft vid provning, se kapitel 5.

3.3.4 Spjälkbrott

Vid dragbelastning i infästningsdetaljen utsätts HD/F-plattan för spänningar i x - och y -led samt skjuvspänningar, benämnda σ_x , σ_y och τ_{xy} . Spänningar i tvärläng, alltså σ_x , kan ge upphov till spjälkning i betongen. Med spjälkning avses uppsprickning i betongen på grund av tvärgående dragspänningar. Risken för spjälkbrott blir störst när grövre dragbelastade stänger används [13]. Risken för spjälkbrott blir med andra ord högre för HD/F-plattor med ingjuten gängstång än för plattor med S-bygel.

HD/F-plattan bör dimensioneras för att minimera risk för spjälkning. För att se storleken på de tvärgående dragspänningarna modelleras HD/F-plattan med finita elementmetoden, FEM. Beräkningarna utfördes genom att modellera plan spänning i CALFEM [15], ett plug-in-program till MATLAB [16]. I beräkningsmodellen har HD/F-plattan förenklat modellerats som en solid betongplatta genom att använda 2D skivelement, som ges en tjocklek motsvarande den hos en HD/F 120/27, d.v.s. 265 mm. Istället för att modellera plattan med en stål- stång eller bygel, som skulle kräva en modell i 3D, läggs ett skivelement i stål in, med samma tvärsnittsarea och materialegenskaper som M20-stången. Förenklingen görs p.g.a. författarna inte besitter den kunskapen inom FEM-modellering vid tillfället för arbetet och att tiden var knapp. Plattan delas med hjälp av segment in i flera små element med två frihetsgrader i varje hörn, en vertikal och en horisontell. Ett av segmenten, det som avgränsar stålskivans övre kant, ges en vertikal dragkraft. För att ge plattan en mothållande kraft så föreskrivs de vertikala förskjutningarna i segmenten i hela plattans nedre kortsida till noll. För att undvika stelkroppsrörelse föreskrivs även den horisontella förskjutningen i ett av segmenten till noll.

Dragspänningarna intill infästningen, och betongens draghållfasthet avgör om spjälkbrott uppkommer. Gängstången har en dimensionerande brotthållfasthet på 125 kN, men den dimensionerande dragkraften i stången uppgår från beräkningsexemplet i kap 3.2.1 endast till 90 kN. För att kontrollera att spjälkbrott inte uppstår innan materialbrott i stången, så väljs i beräkningarna en dragkraft på 125 kN. I figur 3.10 illustreras σ_x i den övre delen av plattan.



Figur 3.10: Tvärgående spänningar i övre delen av en solid betongplatta med stålskiva i mitten. Färgskalan ger spänning i Pascal.

Man ser i de övre 20 millimetrarna, precis intill stålskivan, en mycket stor dragspänning på ca 16 MPa. Denna överstiger betongens draghållfasthet och bör därav leda till spjälkbrott. Detta antagande tar dock endast hänsyn till maxspänningen, och skulle passa in på ett helt sprött material, t.ex. glas. För betong är det dock mer lämpligt att tillämpa brottmekanisk teori, som tar hänsyn till att betong inte är helt sprött. Enligt denna teori avgör medelspänningen, istället för maxspänningen, om brott uppstår eller inte. Medelspänningen tas då från ett djupare snitt intill stålskivan, enligt [17]:

$$x_0 = \frac{2 E_I G_{IC}}{\pi f_t^2}$$

Där x_0 är den längd inom vilken dragspänningarna kan användas för att bilda en medelspänning. Termen $\frac{E_I G_{IC}}{f_t^2}$ kan ersättas med en inre materiallängdsparameter, l_{ch} , som kan ses som ett mått på sprödhet i ett material vid brott. Denna parameter kan hämtas som ett tabellvärde i Per-Johan Gustafssons avhandling om brottmekanisk teori [18]. Värdet på l_{ch} för betong är 400 mm.

$$x_0 = \frac{2}{\pi} l_{ch} = \frac{2}{\pi} \cdot 400 = 250 \text{ mm}$$

Avläsning av spänningar för de övre 250 millimetrarna intill stålplattan ger medelspänningen 1.54 MPa, vilket ligger lägre än betongens draghållfasthet. Detta indikerar att spjälkbrott ej borde uppstå vid en dragbelastning på 125 kN.

Att beräkningen utförts på en solid betongplatta ger sannolikt en något annorlunda spänningsfördelning än i en platta med hålrum. När den mittersta kanalen är igjuten är dock plattan solid i de övre 600 millimetrarna och ut till de två intilliggande kanalerna. Eftersom det är inom detta solida område man utläser medelspänningen bör värdet ändå vara någorlunda tillförlitligt.

4 Vidhäftning betong – betong

Inom området vidhäftning mellan betong och betong finns en stor mängd forskning. Dock behandlar befintliga rapporter nästan uteslutande pågjutningar av ny betong på gammal, vid antingen reparation av betongkonstruktioner, t.ex. brobanor, eller vid pågjutning av industrigolv eller bjälklag. Igjutningar av håldäckskanaler behandlas väldigt sparsamt, men studier om pågjutningar bör gå att tillämpa även där.

Vidhäftning mellan två material avser bindande krafter på molekylär nivå, s.k. adhesion. För begreppet vidhäftning mellan härdad betong och ny betong i en samverkanskonstruktion kan en bredare definition för vidhäftning tillämpas, där flera olika mekanismer ingår: adhesion mellan komponenterna, friktion mellan de båda ytorna och mekanisk vidhäftning genom ojämnheter i den tidigaregjutna betongen. Begreppet har alltså en väldigt tvärvetenskaplig karaktär, och hamnar i en gränzson mellan fysik, kemi och mekanik [9] [19].

Adhesion mellan två material innebär att de binder samman på molekylär nivå genom vätebindningar, Van der Waals-krafter och kemisk sorption. Mekanisk vidhäftning uppnås genom att igjuten betong fyller ut små ojämnheter i den äldre betongen som när den härdat skapar ett lås [19].

4.1 Faktorer som påverkar vidhäftningsförmågan

God vidhäftning är kritiskt för att få samverkan mellan ny och gammal betong. God samverkan karaktäriseras av kraftöverföring och en jämn fördelning av spänningar mellan materialen. I Eurokod ställs kravet att för att få klassas som en samverkanskonstruktion med ny betong pågjuten på gammal, får vidhäftningsfogen mellan delarna inte utgöra den svagaste punkten. Hållfastheten i vidhäftningsfogen ska alltså överskrida den svagaste betongens hållfasthet [19].

Vidhäftningsförmågan mellan betong och betong beror på en mängd olika faktorer. De viktigaste är enligt Johan Silfwerbrand, Professor vid Kungliga Tekniska Högskolan, pågjutningsytans renhet och mikrosprickfrihet och god kompaktering och härdning av pågjutningsbetongen [20].

4.1.1 Betongytans renhet

Provningar som har utförts på brobanor som reparerats genom att avlägsna skadad betong och gjuta på ny betong, visar att renheten i ytan som ska pågjutats spelar allra störst roll ur vidhäftningssynpunkt. Närvaro av föroreningar och lösa partiklar i ytan gav lägre vidhäftningshållfasthet, och ett förslag gavs om dubbel rengöring av ytan före pågjutning [21].

4.1.2 Cementhinna

En faktor relaterad till ytans renhet, som kan påverka ingjutningbetongens vidhäftningsförmåga, är närvaron av cementhud på betongytan som ska på/igjutas. Cementhud är ett hårdnat, svagt lager av cement och fina ballastpartiklar utblandade med vatten, se figur 4.1. Cementhinnan skapas av att överflödigt vatten utsöndras ur betongen vid härdning, alternativt att ett lager av fritt vatten skapas till följd av vibrering [21].



Figur 4.1: Närvaro av cementhinna i HD/F-kanal.

4.1.3 Mikrosprickor

Mikrosprickor reducerar hållfastheten i fogen mellan ny och gammal betong genom att det bildas en svag zon i ytlagret på den äldre betongen, som kan brista innan själva vidhäftningen lossnar. Mikrosprickor av olika grad kan uppkomma vid reparation när skadad betong avlägsnas, och beror på vilken metod som används för avlägsning [21].

4.1.4 Kompaktering

För att få god vidhäftning krävs att den ingjutna betongen helt fyller ut alla utrymmen som den avses att vidhäfta mot, för att undvika luftfickor [21]. Igjutning av HD/F-kanaler karaktäriseras av trånga utrymmen med mycket ojämnheter och armering. Det är då av stor vikt att ha ett lättflytande bruk som rinner ut i de utrymmen man inte kommer åt manuellt. Samtidigt föreskrivs en låg krympning i betongen, vilket kräver ett lågt vct. Detta leder till ett behov

av flyttillsatsmedel [4]. För god kompaktering krävs även vibrering av ingjutningsbetongen. Kombinationen med lättflytande betong och vibrering gör att alla ojämnheter i betongytan fylls ut, och en eftersträvd mekanisk vidhäftning uppnås.

4.1.5 Differentialkrympning

Sprickor i betongen kan även uppstå till följd av differentialkrympning mellan gammal och pågjuten betong. Denna krympning ger upphov till inre spänningar, som beroende på komponenternas hållfasthetsegenskaper kan skapa sprickor antingen i ingjutningsbetongen, vidhäftningsfogen eller i den äldre betongen [19]. Differentialkrympningen kan uppstå på grund av att delarna i samverkanskonstruktionen gjuts vid olika tillfällen, och därför har olika uttorkningskurvor. För fallet igjutningar i HD/F-kanal gäller att ju längre tid som går mellan att HD/F-plattan gjuts och att dess kanal igjuts med betong, desto mer hamnar deras uttorkningskurvor i ofas. Hur stor differentialkrympningen blir bestäms även av HD/F-plattans och igjutningbetongens vatten-cementtal. En metod för att minska krympningen i pågjutningsbetongen är att hålla den fuktig under härdningstiden. Differentialkrympningen kan även bero på den gamla och nya betongens beteende vid temperaturändringar. Om den ena komponenten krymper eller utvidgar sig mer än den andra uppstår även här skjuvspänningar som följd [22].

4.1.6 Råhet i betongyta

Betongytans råhets inverkan på vidhäftningsförmågan har behandlats i flera olika artiklar, med varierande slutsatser. I en rapport från University of Coimbra, Portugal, hävdar författarna efter en jämförelse av vidhäftningsförmågan vid tre olika ytråheter, att sambandet råare yta – bättre vidhäftning, gäller [23]. Silfwerbrand hävdar dock i sin artikel om reparation av brodäck, att det finns ett övre tröskelvärde för när detta samband är giltigt. Han provade vidhäftningen mellan gammal och ny betong vid två olika ytbehandlingsmetoder av den äldre betongen: sandblästring respektive vattenbilning. Sandblästring ger en slät yta jämfört med vattenbilning och bör enligt ovan nämnda samband alltså ge en sämre vidhäftningshållfasthet. Resultatet från provningarna blev dock att den sandblästrade ytan i genomsnitt hade högre vidhäftningsförmåga än den vattenbilade. Det övre tröskelvärdet skulle enligt Silfwerbrand således rimligen ligga någonstans i närheten av den sandblästrade ytans råhet [21].

Råheten i en HD/F-kanal beror på vilken metod som tillämpas för att öppna upp kanalen för att möjliggöra igjutning. Betongytan i kanalen är från tillverkningen relativt slät, då den formats mot en stålform i gjutmaskinen. När man hackar upp en ursparning på det sätt som beskrivs i kapitel 2.3, hamnar

mycket betongspill i botten av kanalen och skapar efter att ha härdat en skrovlig yta med hög råhet. I vissa fall sågas kanalen upp i härdad betong. Sågytan blir då helt slät medan själva kanalen bibehåller den råhet den fått vid tillverkning, aningen rårare än sågytan men fortfarande slät i jämförelse med en ursparning upphackad i färsk betong.

4.1.7 Förvattning

Vid pågjutning av ny betong på gammal föreskrivs förvattning av den gamla betongytan innan pågjutning. Detta för att den äldre betongen inte ska suga åt sig vatten från den pågjutna betongen och riskera att en porös zon bildas vid vidhäftningsfogen. Det har dock visat sig vara av större vikt att det inte finns något fritt vatten vid pågjutning, eftersom det helt tar bort vidhäftningsförmågan, genom att skapa ett lokalt högre vct vid vidhäftningsfogen [24].

4.1.8 Användning av primer

I många fall används olika tillsatsmedel i pågjutningsbetongen för att öka dess adhesionsförmåga. Ett annat sätt att öka vidhäftningsförmågan är att stryka betongen som ska pågjutas med en vidhäftningsförbättrande primer. Nackdelen med den metoden är att man skapar två ytor för vidhäftning istället för en: en mellan gammal betong och primer och en mellan ny betong och primer. Man får således två möjliga plan där brott kan uppkomma. Vidare kan brott uppstå i själva primern, som ofta har ett högt vattencementtal och därav låg hållfasthet [21].

4.2 Provningsmetoder för att bestämma vidhäftningsförmåga

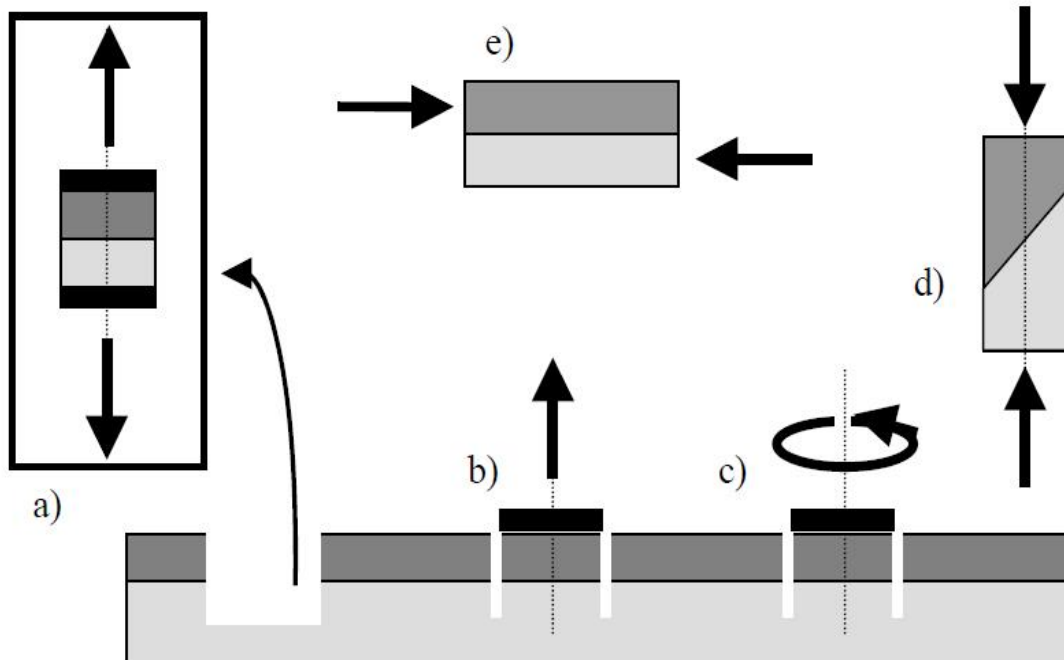
Vid bestämning av vidhäftningsförmågan mellan betong och betong utförs olika sorters prover beroende på om man vill testa vidhäftningen vid rent drag eller vid skjuvning. Vid den sortens igjutningar som behandlas i denna rapport sker belastningen i igjutningens längsriktning. Drag i bygel/stång ger alltså upphov till skjuvspänningar i fogen mellan igjuten betong och HD/F-kanalens yta. Från tidigare provningar av betongs vidhäftningshållfasthet ser man att högre, ungefär dubbla, värden fås vid skjuvprover jämfört med vid rena dragprover [25]. Detta stämmer bra överens med betongens egenskaper i övrigt, där dimensionerande värden för skjuvhållfasthet typiskt ligger runt den dubbla draghållfastheten eller högre.

Den vanligaste metoden för bestämning av vidhäftningsförmåga vid ren dragbelastning är att utföra utdragsprover. En kärna borrar genom gammal betong pågjuten med ny och bryts försiktigt av i botten. Provkroppen förses sen med stålplattor, som antingen limmas fast i kärnans ovan- och underkant eller greppar runtom provkroppen, och förses med en axiell last tills brott uppstår, se a) och b) i figur 4.2. En fördel med denna testmetod är att den även

kan utföras in-situ. Då borrar en likadan kärna, som dock inte avlägsnas från betongplattan. Kärnan belastas med en axiell last genom en tripod som greppar mot kärnan på samma sätt som vid provning i labb [25].

Två metoder för att undersöka vidhäftningshållfasthet vid skjuvning är skjuvprovning och släntskjuvprovning. För skjuvprovning utformas en provkropp som en kub eller ett rätblock med ny betong pågjuten på gammal. Tvärkrafter tillförs sedan parallellt gjutfogen, se figur 4.2 e). En problematik med denna sorts prover är det moment som uppstår när två parallellförflyttade axiella krafter tillförs, motriktade varandra. Vid släntskjuvprovning elimineras detta moment genom att man kan tillföra krafterna utmed samma axel, se figur 4.2 d). Den sneda pågjutningen ger dock en kraftkomponent vinkelrät mot vidhäftningsfogens plan, vilket oftast vill undvikas vid skjuvprovning. Gemensamt för ovan beskrivna provmetoder är att de endast kan utföras i labb.

Ett sätt som har utvecklats för att i fält bestämma vidhäftningsförmågan vid skjuvkrafter är att utföra vridprover. Tillvägagångssättet liknar det för utdragsprovning in-situ, men istället för att utsätta borkärnan för drag så ger tripodden ett vridmoment, se figur 4.2 c).



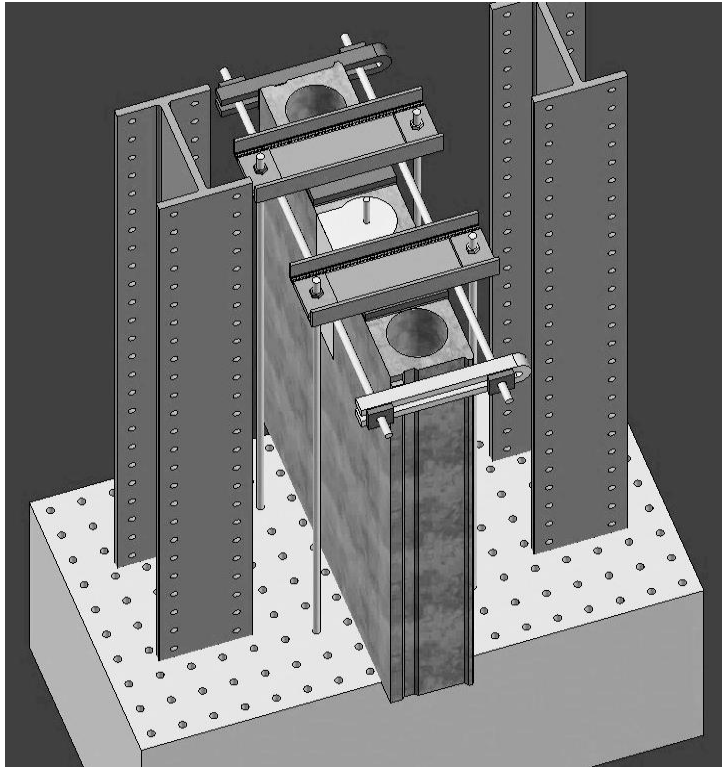
Figur 4.2: Olika provmetoder för bestämning av vidhäftning: a) Utdragsprovning i labb b) Utdragsprovning in-situ c) Vridprovning in-situ d) Släntskjuvprovning e) Skjuvprovning [25].

5 Provning

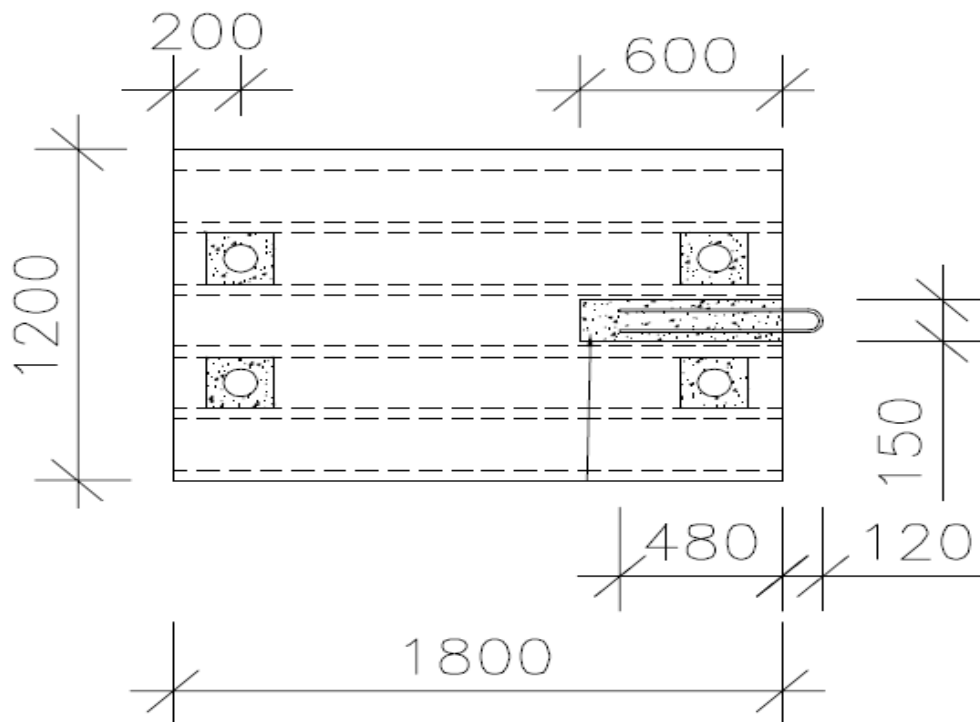
En sak som provningsmetoderna beskrivna i föregående kapitel har gemensamt är att de bäst lämpar sig för bestämning av vidhäftningsförmågan vid pågjutningar. Provkropparna kan för dessa provningar utformas som plattor bestående av gammal betong och pågjuten betong, vilket inte går att likna vid den sortens igjutningar som denna rapport avser att prova.

För att kontrollera att vidhäftningsförmågan mellan bjälklagshållrum och vid montering igjuten betong är tillräcklig, utförs utdragprover anpassade för HD/F-bjälklag. Eftersom fältprovning av igjutningar i HD/F-kanaler inte är möjligt, ska provkropparna så långt som möjligt efterlikna ett verkligt bjälklag och dess infästningsanordning. Variation av bjälklag och infästningsanordning (bygel eller stång, betongkvalité på igjuten betong etc.) kan med fördel väljas efter vilken kombination som är mest frekvent använd i produktion och därför har störst behov av säker dimensionering. Principen för provningarna är att en provkropp placeras stående i en dragprovningssmaskin, med mothåll monterade för att provkroppen inte ska lyfta, se figur 5.1. Mothållen består av balkar och gängade stänger som skruvas ned i provmaskinens stålbord. Detta sätt att montera mothåll mot provkroppens övre kortsida medför att provningen blir av typen ”Pull-push”, d.v.s. med motriktade drag- och tryckkrafter. Inledningsvis utformades ett annat alternativ till mothållsanordningen som inte inkluderade gängstängerna, men det alternativet förkastades, detta behandlas i kapitel 5.3 . Alternativt till provningsmetoden ”Pull-push” var att prova med typen ”Pull-pull” och en jämförelse mellan de båda alternativen görs också i kapitel 5.3.

Provkroppens infästningsanordning dras fram tills brott uppstår någonstans i provkroppen, eller tills provmaskinens maximala dragkapacitet uppnåtts. För detta arbete utformas provkropparna enligt figur 5.2 och detaljerade uppställningsritningar för provningen och ritningar på provkroppar enligt bilaga 1 och 2. Av varje variant av provkropparna utförs tre prover.



Figur 5.1: Provuppställning med pull-pushmetod.



Figur 5.2: Typutförning av provkropp.

5.1 Provtyper

Fyra olika provtyper med olika variationer som kan komma att påverka vidhäftningen i betongen utformas. Varje provtyp tillverkas i tre exemplar och det blir totalt tolv provkroppar som dragprovas. De olika provtypernas egenskaper sammanställs i tabell 5.1 och deras variationer illustreras i figur 5.3 - 5.6.

Tabell 5.1: Jämförelse provtyper.

Provtyp	Infästning	Skrovlighet	Typ av ursparning	Antal provkroppar
A	Armeringsbygel	Normal	Normal	3
B	Armeringsbygel	Urskrapad/Slät	Normal	3
C	Gängad stång	Normal	Normal	3
D	Gängad stång	Normal	Titthål	3

Provtyp A och B ska representera hur kanalen i bjälklaget ser ut vid normalt utförande respektive vid extra noggrant utförande. I båda varianterna används en Ø10 armeringsbygel som infästning och en normal ursparning, ca 600 mm lång i ovankant kanal. Det som skiljer varianterna åt är att den ena provkroppen har en väl urskrapad kanal medan den andra är skrovlig, se figur 5.3 och 5.4. Skrovligheten uppstår vid normal tillverkning då ursparningen hackas upp i färsk betong. Betongspill hamnar då i botten av kanalen och skapar en skrovlig yta när den härdat. En ren kanal kräver ett extra noggrant och mer tidskrävande utförande där betongspill skrapas ur kanalen efter upphackning. I kapitel 3.3.3 gavs definitioner på en ytas råhet enligt Eurokod. Råheten i ytan vid normalt utförande kan enligt dessa definitioner klassas som skrovlig. Den urskrapade ytan bör kunna klassas som ett mellanting mellan skrovlig och slät, då den fortfarande efter urskapning har kvar en rårare yta än vad den hade innan ursparningen hackades upp. Enligt Eurokod ska den skrovligare ytan ge en högre bärförmåga vid fogskjuvning än den slätare. Ett antagande är dock att det något lösa betongspillet i ursparningen tvärtemot kan försämra bärförmågan. Denna typ av variation på provkropparna syftar till att undersöka vikten av noggrannhet vid tillverkning av HD/F-bjälklagen.

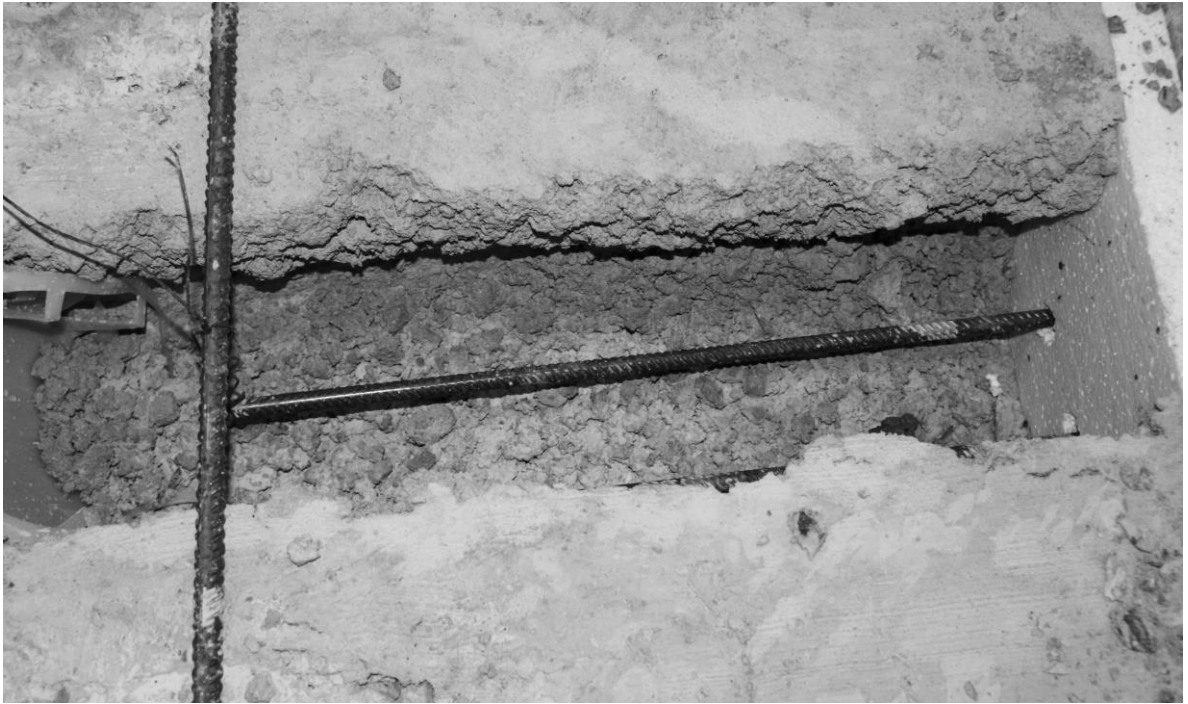
Provtyp C och D representerar ett HD/F-bjälklag upplagt på flänsbalk, med en ingjuten gängad stång som infästning, avsedd att ta upp dragkrafter för att motverka vridning, som beskrivs i kapitel 3.2. Båda provtyperna har en normalskrovlig kanal som beskrevs ovan. Det som skiljer dessa provtyper åt är sättet att utforma ursparningen i kanalen. Provtyp C har en ursparning i form av ett kvadratisk hål ca 350 mm in i kanalen medan provtyp D görs med normal ursparning, ca 600 mm i ovankant kanal, se figur 5.5 och 5.6. Detta syftar till att undersöka om det kan vara en fördel att istället för att göra en hel ursparning i bjälklaget bara öppna upp ett mindre "titthål" som betongbruket

kan gjutas i. Tanken är att hålet bildar en klack på den igjutna betongen som ska ge högre kapacitet att motstå de skjuvkrafter som uppstår än den rena vidhäftningen i de övriga provkropparna. För att igjutningen ska kunna lossna ur kanalen krävs i det här fallet att betongklacken skjuvas av. Vidhäftningen i fogen samverkar då med igjutningbetongens skjuvkapacitet, som rimligtvis är högre än vidhäftningsförmågan.

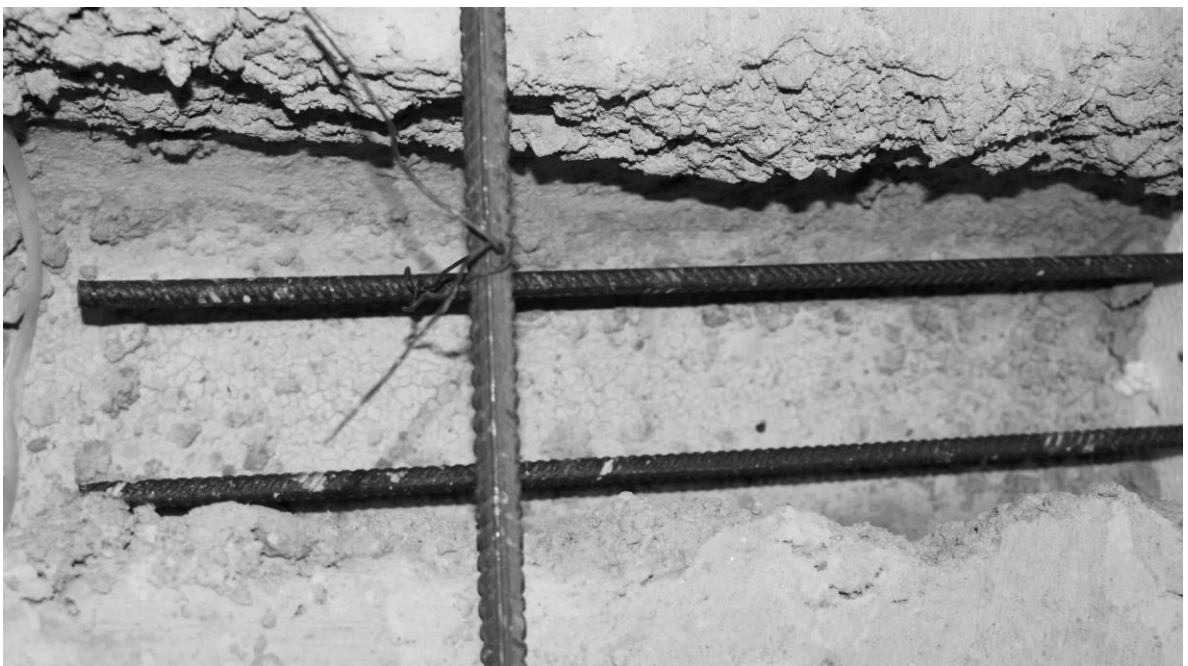
För att se hur mycket dragkraft de olika provtyperna ska klara av enligt Eurokod, används formeln för dimensionerande bärförmåga vid fogsjuvning från kapitel 3.3.3. Värdena för provtyp A, C och D blir samma som vid beräkningarna av dragkraft parallellt gjutfogen i nämnda kapitel. Provtyp B får däremot ett viktat värde på c som ligger mellan det för en skrovlig kanal och en slät. Skjuvspänningen som kan tas upp av fogen beräknas enligt $V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd}$, och dragkraften denna skjuvkraft motsvarar enligt $F = V_{Rdi} \cdot A$, se tabell 5.2. Det ska påpekas att formeln inte är helt lämpad för igjutningar av aktuell sort, utan för pågjutningar på jämna betongytor.

Tabell 5.2: Vidhäftnings- och dragkraftskapacitet enligt Eurokod 2 [13].

Provtyp	c	f_{ctd} [MPa]	V_{Rdi} [MPa]	A [m ²]	F [kN]
A	0.4	1.93	0.77	0.34	262
B	0.3	1.93	0.58	0.34	197
C	0.45	1.93	0.87	0.34	295
D	0.4	1.93	0.77	0.34	262



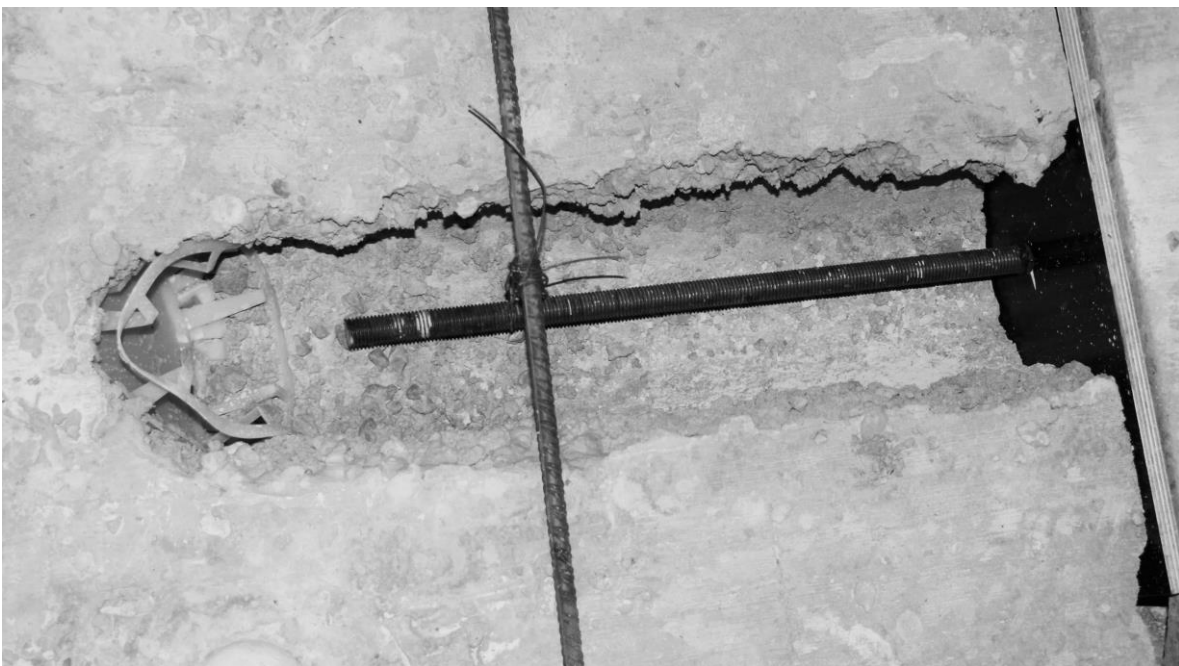
Figur 5.3: Provtyp A med skrovlig kanal.



Figur 5.4: Provtyp B med urskrapad kanal.



Figur 5.5: Provtyp C med titthål.



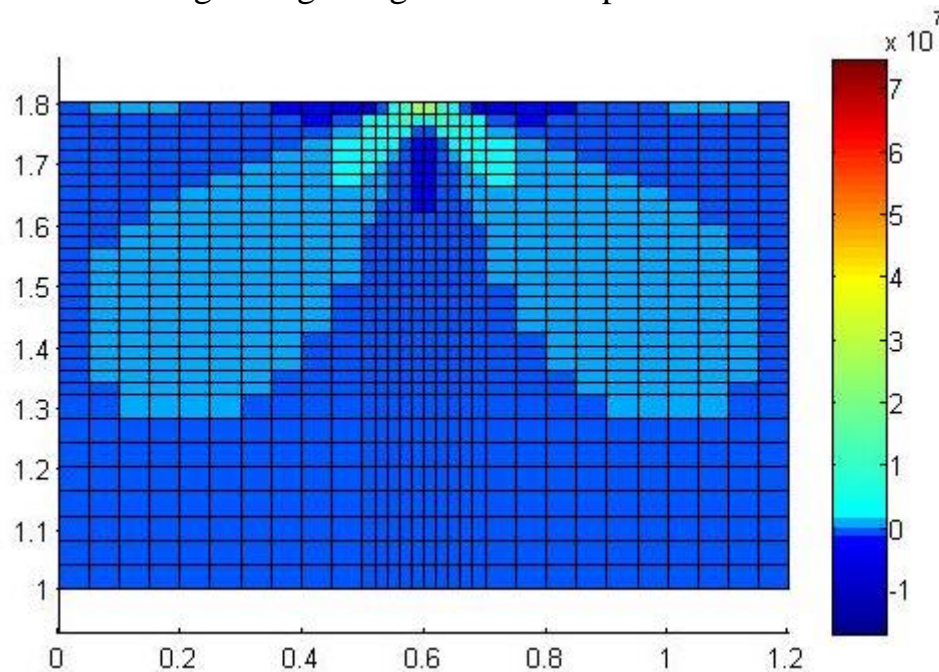
Figur 5.6: Provtyp D med hel ursparning.

5.1.1 Bestämning av längd på provkroppar

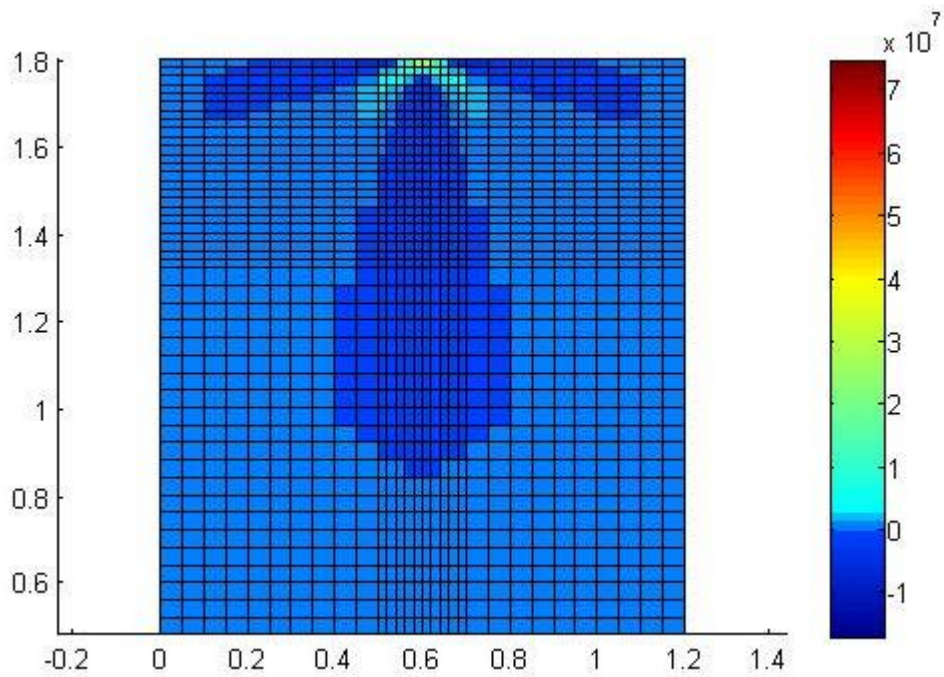
Erforderlig längd på provkropparna bestäms av hur spänningsfördelningen ser ut vid dragbelastning. Längden på provkropparna bestämdes redan från början till 1800 mm på grund av brist på tid att utföra ordentliga beräkningar innan provtillfället. 1800 mm ansågs vara tillräckligt långt för att inte påverka spänningsfördelningen.

För att se vilken längd som hade vart tillräcklig (som underlag för vidare provningar av håldäcksbjälklag) utfördes i efterhand beräkningar på detta. Tre olika elementlängder, 800 mm, 1300 mm och 1800 mm, modellerades med finita elementmetoden för att urskilja vid vilken längd spänningstillståndet i provkroppen inte längre ändras. Provkropparna modellerades, som i kapitel 3.3.4, förenklat som solida betongplattor med ett stålelement med samma area som M20-stången i mitten. En skillnad är dock att här föreskrevs de vertikala förskjutningarna till noll i två segment i plattans övre kortsida. Detta beror på att mothållen i provuppställningen placeras mot där, vilket förklaras närmre i kapitel 5.3. I figur 5.7-5.8 visar modellerna håldäcksplattan stående med den tänkta ingjutna stången, som istället modellerades likt en stålplatta, i toppen. P.g.a att stålplattan blev väldigt smal i modellen så är den inte synlig i den skala som visas i figurerna, men den är placerad vid de gulfärgade områdena i figurerna.

En jämförelse av spänningarna σ_x , σ_y , och τ_{xy} visade skillnad mellan elementlängderna 800 mm och 1300 mm. Denna skillnad syntes vid modellering av σ_x , alltså spänningar i tvärled, se figur 5.7 och 5.8. Mellan 1300 mm och 1800 mm syntes ingen skillnad i spänningar varken horisontellt, vertikalt eller vid skjuvning. Detta visar att ett element på 1.3 m hade räckt, men att ett 1.8 m långt inte ger någon skillnad i provresultat.



Figur 5.7: FEM-analys av 800 mm lång provkropp. x - och y -axeln elementets bredd respektive längd. Färgskalan indikerar spänning i x -led i Pascal.



Figur 5.8: FEM-analys av en 1300 mm lång provkropp. Färgskalan indikerar spänning i x-led i Pascal.

5.1.2 Tillverkning av provkroppar

Under besök på STARKAs betongelementfabrik i Kristianstad den 10 februari 2014 dokumenterades hur igjutningen av infästningen utfördes. Provkropparna tillverkas på samma sätt som beskrevs i kapitel 2.3 och kapas i rätt längder med en felmarginal på ± 15 mm. I figur 5.9 ses hur provkropparna ligger avkapade i rätt längd och uppradade med tre exemplar av vardera provtyp A, B, C och D.



Figur 5.9: Provkroppar uppradade för igjutning.

Först genomförs en visuell kontroll av skrovligheten i kanalen i provtyp A och B för att säkerställa att det är tillräcklig skillnad mellan dessa.

Stänger och byglar som gjuts i hålls på plats med armeringsjärn med en tunn ståltråd som agerar distanser. För att hindra bruket från att flyta ut används antingen en träskiva eller cellplast, som även de hjälper till att hålla bygel eller stång på plats. I kanalen förs en plastplugg in som förhindrar bruket att fortsätta in i bjälklaget.

Kanalerna fylls i med bruk som kommer från STARKAs betongfabrik. Bruket har kvaliteten C40 och har ett vct på 0.51. Bruket fylls på i ett ifyllningskärl som manövreras med en travers. För fullständigt laboratorieprotokoll med betongrecept se bilaga 3. Efter att kanalerna är fyllda vibreras bruket för att fylla ut hålrummen helt, se figur 5.10. Till sist jämnas bruket ut med en vanlig murslev.



Figur 5.10: Igjutning och vibrering.

5.2 Provmaskin

Provmaskinen som används under provning består av vertikala och horisontella I-balkar. En lastcell som har en dragkapacitet på ca 200 kN och 300 kN i tryckkapacitet sitter mitt på den horisontella balken. Maskinen får kraft från en hydralpump placerad i ett annat rum. Fördelen med detta är att det ger en låg ljudnivå vid provning. Nackdelen är att de gummislangar som går mellan pumpens oljerör av stål och kolven i provmaskinen blir långa. Detta leder till att lastcellen gör ett litet ryck vid provningsförloppets påbörjan, vilket lätt ger en inledande belastning i stången [26].

För deformationsmätning används en potentiometer som placeras på den igjutna betongen. Potentiometern har en mätlängd på 100 mm där givaren har upplösning i tusendels millimeter och mätnoggrannheten är uppskattad till ca 0.05 till 0.1 mm p.g.a. montage. Mätresultat med värde för aktuell kraft och deformation i vertikalled med avseende på tiden fås med frekvens på 5 Hz, d.v.s. fem avläsningar i sekunden.

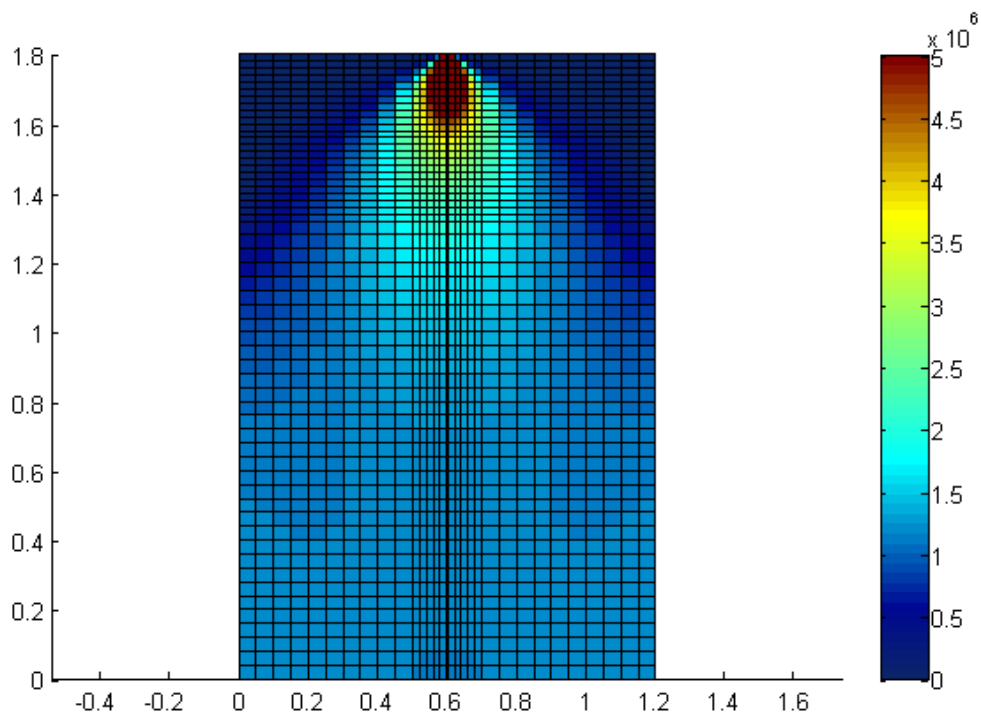
5.3 Provuppställning

Uppställningen utformas för att kunna genomföras på plats så smidigt som möjligt. På vald provuppställning monteras mothåll mot provkroppens ovansida som dimensioneras enligt bilaga 4. Provkroppen förses även med en anordning avsedd att hindra spjälkning av betongen, härefter benämnd spjälkanordning. FEM-beräkningarna som utförts i kapitel 3.3.4, för att se om spjälkbrott kan uppstå är förenklade till en solid betongplatta, jämfört med en

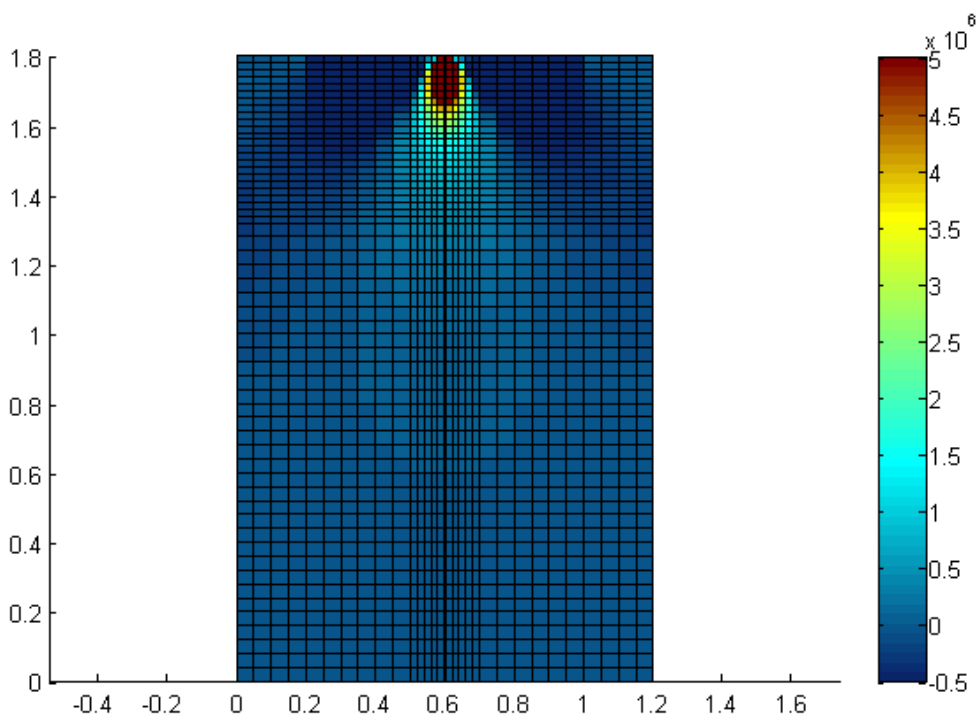
HD/F-platta som har en mer komplex form. Förenklingen gjordes för att författarna har för nuvarande begränsade kunskaper i tredimensionell FEM modellering. Beräkningarna gav resultatet att spjälkbrott inte bör uppstå, men p.g.a. osäkerheter i beräkningarna väljs alltså ändå att använda en anordning för att hindra spjälkbrott, som försäkring. Spjälkanordningen består av två bockade stålprofiler, så kallade gafflar, som placeras på varsin långsida av provkroppen och hålls samman med två gängade stänger, muttrar och stålbrickor. Anordningen placeras högt upp på plattan eftersom det är där störst spjälkkrafter uppkommer.

En intressant fråga är om belastningssituationen vid provningen motsvarar den i det verkliga fallet. För att dragprova ett element med liknade lastfördelning som vid fortskridande ras är det lämpligt att använda en metod kallad ”pull-pull”. Pull-pullmetoden innebär att man drar provkroppen i båda kortändar, alternativt drar i ena kortändan och ger en mothållande kraft i den motsatta kortändan. Detta liknar mer det verkliga fallet, där HD/F-plattan blir hängande och anslutningen sitter kvar, och på så sätt skapar drag och mothåll på motsatta sidor. Skillnaden mellan pull-pullmetoden och den valda pull-pushmetoden blir spänningsfördelningen i elementet.

För att jämföra belastningssituationen vid pull-pull respektive pull-push utfördes en FEM-analys, som vid bestämning av elementlängd och spjälkkrafter, på en solid betongplatta med en stålskiva i mitten. I beräkningen på provkroppen vid pull-push föreskrevs förskjutningar till noll vid de segment där mothållen placeras, d.v.s. på varsin sida av stängen. För pull-pullmetoden föreskrevs istället förskjutningarna i hela provkroppens undre kortsida till noll. Vid modellering av σ_y kan man utläsa att spänningarna i vertikalled varierar en aning mellan de båda fallen. Vid pull-pull, där mothållande krafter är placerade i plattans undre kortsida, går dragspänningar från dragbelastning i infästningsdetaljen hela vägen ned genom plattan, kraftigt avtagande, se figur 5.11. Vid pull-push avtar dessa dragspänningar tidigare, och plattan befinner sig i ett nästintill neutralt spänningstillstånd i plattans nedre del. I det område där mothållen placeras utsätts plattan även för tryckspänningar, vilket framgår i figur 5.12.



Figur 5.11: Spänningsfördelning vid pull-pullmetod. Färgskalan visar σ_y i Pascal.



Figur 5.12: Spänningsfördelning vid pull-pushmetod. Färgskalan visar σ_y i Pascal.

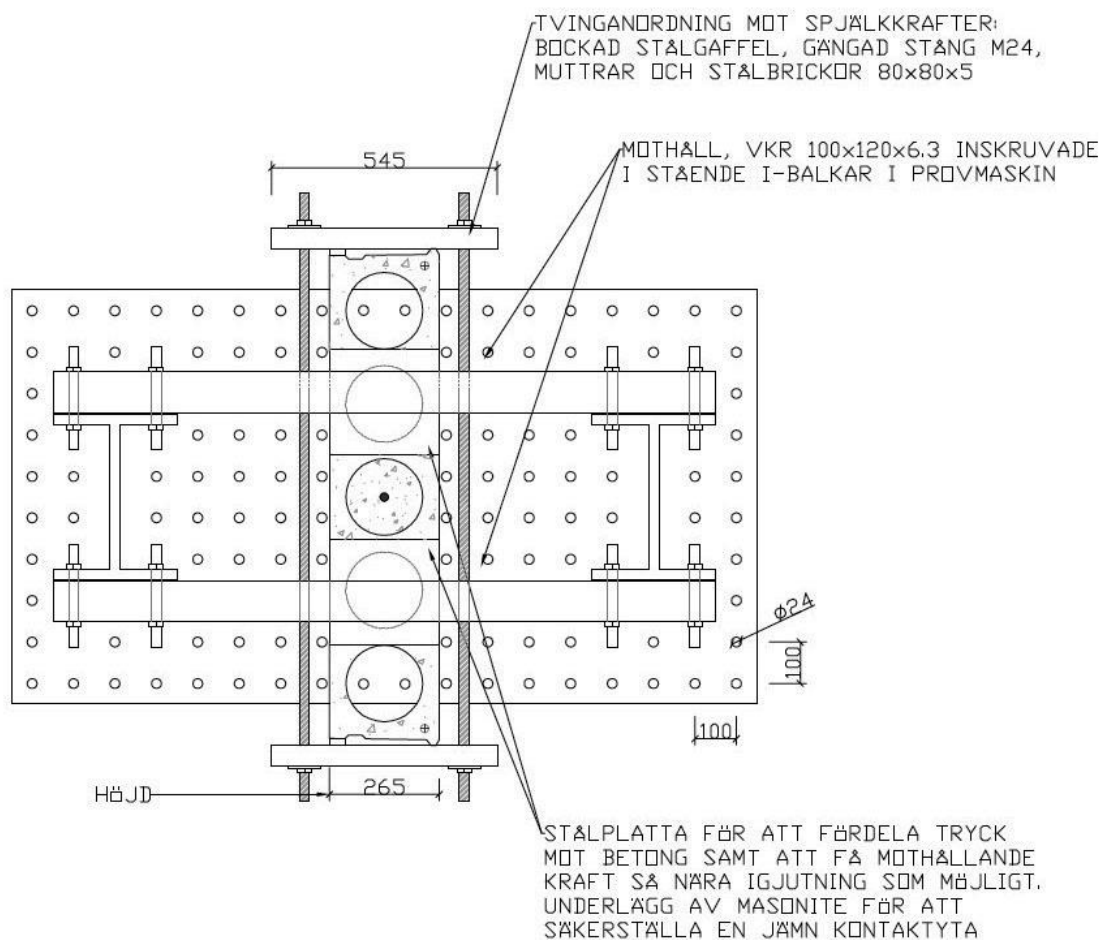
Vid dragkraft uppkommen till följd av vridning är det lämpligt att använda pull-pushmetoden, men med drag och mothållande kraft i provkroppens över- respektive underkant av betongtvärsnittet (jämfört med aktuell

provuppställning, med drag och mothåll på samma sida, men flyttade i sidled). Denna metod skulle vara mest jämförbar med belastningsexemplet i kapitel 3.2.1, men skulle också innebära ett vridmoment som måste motverkas genom extra mothåll.

Pull-pullmetoden skulle vara att föredra för provning av provtyperna med S-bygel, eftersom det är dessa som dimensioneras för fortskridande ras. Att ha mothåll i provkroppens undre kortända skulle dock medföra stora svårigheter vid montering i provmaskinen.

För att smidigt kunna utföra provningarna, och endast behöva utforma en enda provningsmetod för samtliga protyper, valdes att montera mothåll mot elementets övre kortsida. När det faststälts att provning av typen pull-push skulle vara den smidigaste lösningen, togs flera alternativ på mothållsanordning fram. Först valdes två UPE-balkar eller VKR-rör som skulle fästas in i provmaskinens stående balkar, se figur 5.13. Denna lösning valdes emellertid bort då mothållen dels skulle vara i vägen vid inmontering av provkroppen och dels för balkarnas längre spännvidd som skulle innebära en större utböjning eller kräva större dimensioner. Eftersom UPE-balkarna skulle ha haft ett fast läge infästa i något av de befintliga hålen i provmaskinens balkar, skulle även inpassningen av provkroppen i höjddled ha blivit problematisk med denna lösning. Med den valda lösningen monteras istället mothållet enkelt på efter att provkroppen passats in i maskinen.

För spjälkanordning utfördes beräkningar på en stålplatta med tillräckligt högt elastiskt böjmotstånd för att klara av att hålla emot de spjälkkrafter som väntas uppkomma i provkroppen utan att få för stora deformationer. Stålplattan skulle förses med hål genom vilka två gängstänger skulle monteras. Ett förslag på en smidigare lösning som inte krävde någon håltagning valdes emellertid. Denna lösning innebar att använda två stycken bockade stålprofiler, gafflar, istället för stålplattor.

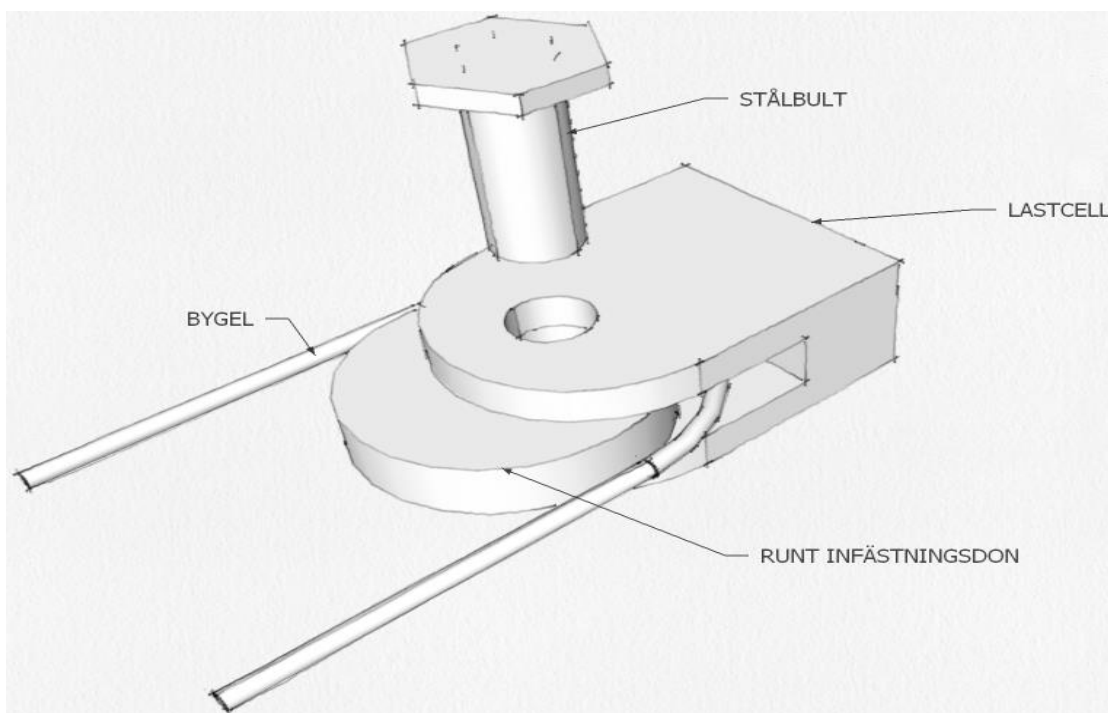


Figur 5.13: Alternativ provuppställning med VKR-rör som mothåll.

5.3.1 Inmontering av provkropp

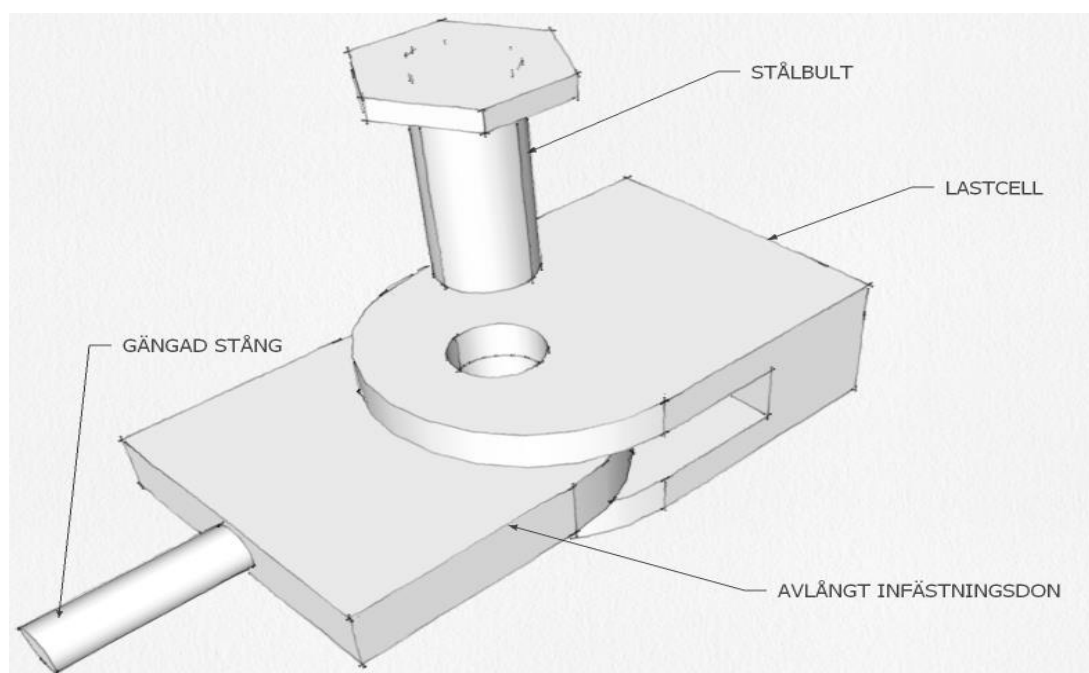
Vid montering av provuppställning placeras provkroppen med hjälp av travers och gaffeltruck under lastcellen. Därefter monteras mothåll och spjälkanordning. Potentiometer monteras mot den igjutna betongen för mätning av deformation.

Principen för hopkoppling av infästningsanordning med lastcellen är att trä en stålbult genom lastcellen och det speciella infästningsdonet. Vid provning av provtyp A och B monteras en rund ståldetalj mellan stängerna på bygeln som infästningsdon, se figur 5.14 och till vänster i figur 5.16. Detta ger en jämn belastning av bygeln som blir mer lik hur infästningen ingjuten i andra byggnadsdelar skulle belastas i verkliga omständigheter. Då bygeln placeras runt en i upplaget igjuten dubb och ingjuts med betong som i figur 2.6 i kapitel 2.4, ger detta ett liknande belastningsscenario som vid användning av det runda infästningsdonet, med en jämnt fördelad last i bygeln.

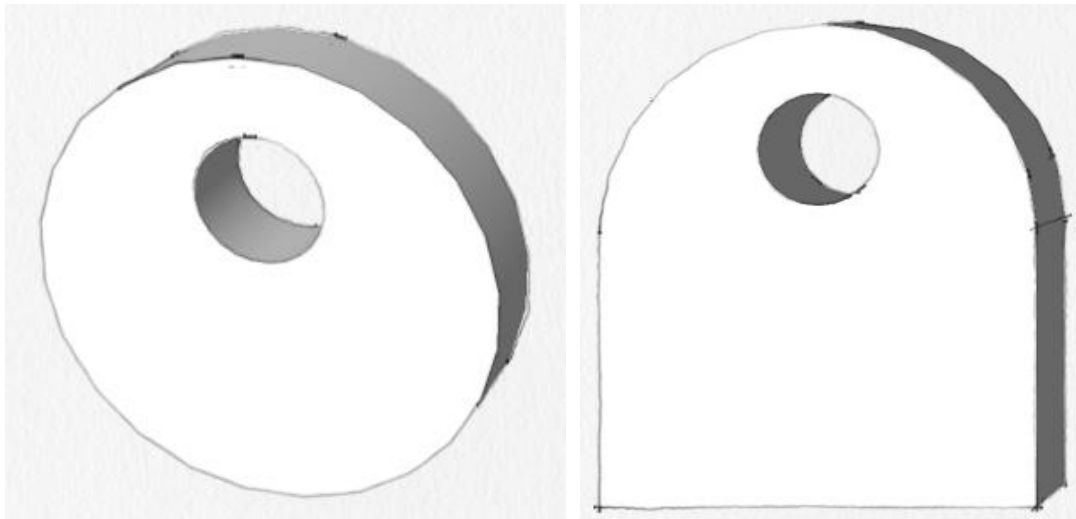


Figur 5.14: Det runda infästningsdonets injustering i lastcellen.

När provtyp C och D provas används en avlång ståldetalj med gängor och ett hål, som infästningsdon. Detta skruvas fast på den gängade stången, och stålbulen träs genom infästningsdonets och lastcellens hål. Utformning och användning av ståldetaljerna ses i figur 5.15 och höger i figur 5.16. Denna infästningsdetalj används för att maskinen inte har möjlighet att skruva in och fästa saker i sin lastcell. Detaljen kan därför motsvara det ingjutna skruvfästet i figur 3.5 i kapitel 3.2.



Figur 5.15: Det avlånga infästningsdonets injustering i lastcellen.



Figur 5.16: Runt och avlångt infästningsdon.

5.4 Genomförande

Provningarna utförs vid Linnéuniversitetet i Växjö under fyra dagar under våren 2014. Alla provningar utförs under ledning av Bertil Enquist, forskningsingenjör vid Linnéuniversitetet.

Först genomförs en visuell undersökning och märkning av provkropparna för att upptäcka eventuella skador och smidigt kunna registrera resultat från provningarna. Här upptäcks mindre krympsprickor från uttorkning av igjutningsbetong på samtliga element, vilket registreras som en möjligt bidragande orsak till eventuellt vidhäftningsbrott vid dragprovning, se figur 5.17. Vidare upptäcks vissa ojämnheter i nedre kortsidan på provkropparna, vilket vid provningar kommer behöva kompenseras för med kilning. Sned igjutning av stänger och byglar förekommer på några få provkroppar vilket kan innebära svårigheter vid inpassning i provmaskinen.



Figur 5.17: Krympspricka mellan igjuten betong och HD/F-platta.

Storleken och vikten på provkropparna gör dem komplicerade att montera för provning. Nedan beskrivs metoden som användes vid provtillfället i Växjö.

Från lager flyttas provkroppen med hjälp av en gaffeltruck och placeras horisontellt på upplag framför provmaskinen. Spjälkanordningen monteras på provkroppen och spänns åt ordentligt. Stroppar surras runt provkroppen under spjälkanordningen och säkras på så sätt från att glida av vid lyft. Med hjälp av travers och stroppar reses provkroppen upp och lyfts halvvägs in i provmaskinen. På grund av en horisontell balk centriskt i provmaskinen så hindras traversen från att lyfta provkroppen hela vägen in i maskinen. För att få in provkroppen den sista biten i maskinen används gaffeltrucken som lyfter provkroppen i spjälkanordningens gafflar. Det är alltså kritiskt att spänna åt dessa ordentligt under montaget. Mothållen med gängade stänger och UPE-balkar monteras och spjälkanordningens muttrar lossas så att gafflarna hindrar spjälkning utan att sätta tryck mot provkroppen. Infästningsdetalj och infästningsdon kopplas till lastcellen och en potentiometer för deformationsmätning monteras mot igjutningsbetongen. Figur 5.18 visar en provkropp inpassad i provmaskinen.



Figur 5.18: Provkropp D1 görs redo för provning.

För provtyp A och B används det runda infästningsdonet som förs in mellan de två stängerna i bygel och fästs in i lastcellen med en stålbult med $\text{Ø}20$.

Provtyperna C och D har det avlånga infästningsdonet fastskruvat på gängstången, se figur 5.19. Eftersom infästningsdonet är fixerat till provkroppen finns endast en liten marginal för inpassning med lastcellen. Istället för att försöka passa in provkroppen i lastcellen med millimeterprecision används först en smalare stång med $\text{Ø}16$ som har större marginal att föras in genom lastcellen och infästningsdonet. Provkroppen hängs upp i lastcellen och sänks ned till provmaskinens bord och hamnar på så sätt i rätt position så att den större stålbulten kan inpassas. Då några av igjutningsdetaljerna är sneda sedan igjutningstillfället, stöds vissa av provkropparna upp med hjälp av tråkilar för att underlätta inpassningen.



Figur 5.19: Provkropp med avlångt infästningsdon injusterat i lastcell.

När provningsförloppet påbörjas sker ett litet ryck i provmaskinen som beror på att längden på gummislangarna mellan oljerören av stål fram till kolven i provmaskinen är långa. Effekten stärks av att den ventil som styr oljeflödet inte är servostyrd, vilket gör den mer känslig [26]. För att förhindra den inledande belastning som uppkommer av detta ryck, lämnas ett avstånd mellan infästningsdonet och stången. På grund av att vissa ingjutningsdetaljer sitter snett blir inpassningen i lastcellen så pass trång att det blir anliggning mellan lastcell och stålbult. Resultatet av detta blir en stor belastning redan vid provstart, vilket syns i vissa av kraft-tiddiagrammen nedan.

Med allt monterat så initieras en fil i programmet Catman från HBM med åtta kanaler, där indata från två kanaler samlas in: från potentiometern respektive lastcellen [26]. Här samlas all data från provningen och kan sedan visas som ett kraft-tiddiagram.

5.5 Resultat

Resultatet från proverna blev materialbrott i samtliga infästningsdetaljer innan vidhäftningsbrott mellan HD/F-kanal - igjutningsbetong eller mellan igjutningsbetong - bygel/stång hunnit uppstå. Vissa skillnader i brottlast för armeringsbygel mellan provserierna A och B noterades.

Tabell 5.3: Provresultat.

Provkropp	Brottlast [kN]	Brottspänning Stål [MPa]	Vidhäftningsspänning kanal [MPa]	Brottmod
A1	99	630	0,29	materialbrott bygel
A2	98	624	0,29	materialbrott bygel
A3*	97	618	0,29	materialbrott bygel
B1	90	573	0,26	materialbrott bygel
B2	88	560	0,26	materialbrott bygel
B3	90	573	0,26	materialbrott bygel
C1**	136	433	0,42	materialbrott stång
C2**	124	395	0,38	materialbrott stång
C3	134	427	0,41	materialbrott stång
D1	135	430	0,40	materialbrott stång
D2	133	423	0,39	materialbrott stång
D3*	135	430	0,40	materialbrott stång
*= Provning utan spjälkanordning				
**= Plötsligt brott				

Deformationen mättes på igjutningsbetongen och gav således inget kraft-deformationssamband i stålet. Ambitionen var att mäta deformation i betongen vid eventuellt vidhäftningsbrott. På grund av att vidhäftningsbrott inte uppkom så blev de uppmätta deformationerna näst intill obefintliga. Istället illustreras resultat från provningarna i form av kraft-tiddiagram. I tabell 5.3 visas uppmätt brottlaster, beräknad brottspänning i bygel/stång, vidhäftningsspänning i fogen mellan igjutningsbetong och håldäckskanal och typ av brott för samtliga prover. Kraft-tiddiagrammen redovisas i figur 5.21 - 5.24.

Den högsta vidhäftningsspänningen mellan betong och betong beräknas som kraft delat med vidhäftningsarean. Den högsta uppmätta kraften uppkom i prov C1, alltså en provkropp med titthål. Denna provtyp ger inte ett rent fall av vidhäftningsspänning med anledning av den klack som bildas när titthålet gjuts i. Klacken utsätts för skjuvspänning i själva igjutningsbetongen, som rimligtvis har ett högre hållfasthetsvärde än fogen mellan igjutningsbetong och kanal. Det blir därför komplicerat att ge ett troligt värde för vidhäftningsspänningen för denna provtyp. Däremot kan man klassa klacken som en förtagning och utläsa bärförmågan vid fogskjuvning genom samverkan mellan denna klack och vidhäftning. Den högsta rena vidhäftningsspänningen beräknas istället på prov D1, som var det prov med högst dragkraft som ger upphov till ren vidhäftningsspänning.

Skjuvspänningen beräknas som dragkraft dividerat med vidhäftningsarean. Med area beräknat som i kapitel 3.3.3 fås skjuvspänningen:

$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{135 * 10^3}{0.34} = 0.4 \text{ MPa}$$

Fogen har alltså i denna provning en vidhäftningshållfasthet vid skjuvning på minst 0.4 MPa.

Initialkraft som verkar i bygel uppkommer på grund av anliggning mellan infästningsdon och stålbult vid start av provet. I figur 5.21 kan det ses att storleken på denna initialkraft varierar, vilket beror på att inpassningen av provkroppen varierade något från prov till prov. I figur 5.22 och 5.23 är det en större initialkraft på grund av att inpassningen av dessa provtyper med gängad stång var svårare till följd av att stängerna var igjutna något snett. I prov C1 och C2 blev initialkraften så stor att stängerna belastades till omedelbart brott vid start. Detta ger fortfarande ett godtagbart resultat då brotlasten överensstämmer med övriga prover trots det hastiga provningsförloppet. C2 avviker mest från de övriga proverna och ligger precis under det karakteristiska värdet på brotthållfasthet för konstruktionsstål S355.

När ett provningsförsök startas kan små ojämnheter under provkroppen eller under träskivan mellan stålplattan och betongytan ha förekommit, och provkroppen har inte stått helt stabilt. Med tillräckligt stor belastning från provmaskinen rättade provkroppen in sig vilket gav ett hack i kurvan som tydligast kan avläsas i figur 5.23, prov C3.

Efter att ha provat åtta provkroppar där alla gick till materialbrott, beslutades att utföra ett prov av vardera infästningstyp utan spjälkanordning för att se om detta påverkade resultatet. Dessa prover utfördes på prov A3 (figur 5.21) och C3 (figur 5.23) för att prova en provkropp med bygel och en med stång. Resultatet blev likadant som med spjälkanordning, alltså materialbrott och inte brott i igjutning eller själva betongelementet. Detta tyder på att spjälkanordningen inte påverkade provresultatet.

I prov A2 tog provningen längre tid innan brott och gav en mer utdragen kurva, som ses i figur 5.21. Detta beror på att lastcellens provhastighet ställdes in genom att öppna en ventil som vid denna provning öppnades något mindre än vid övriga prover.

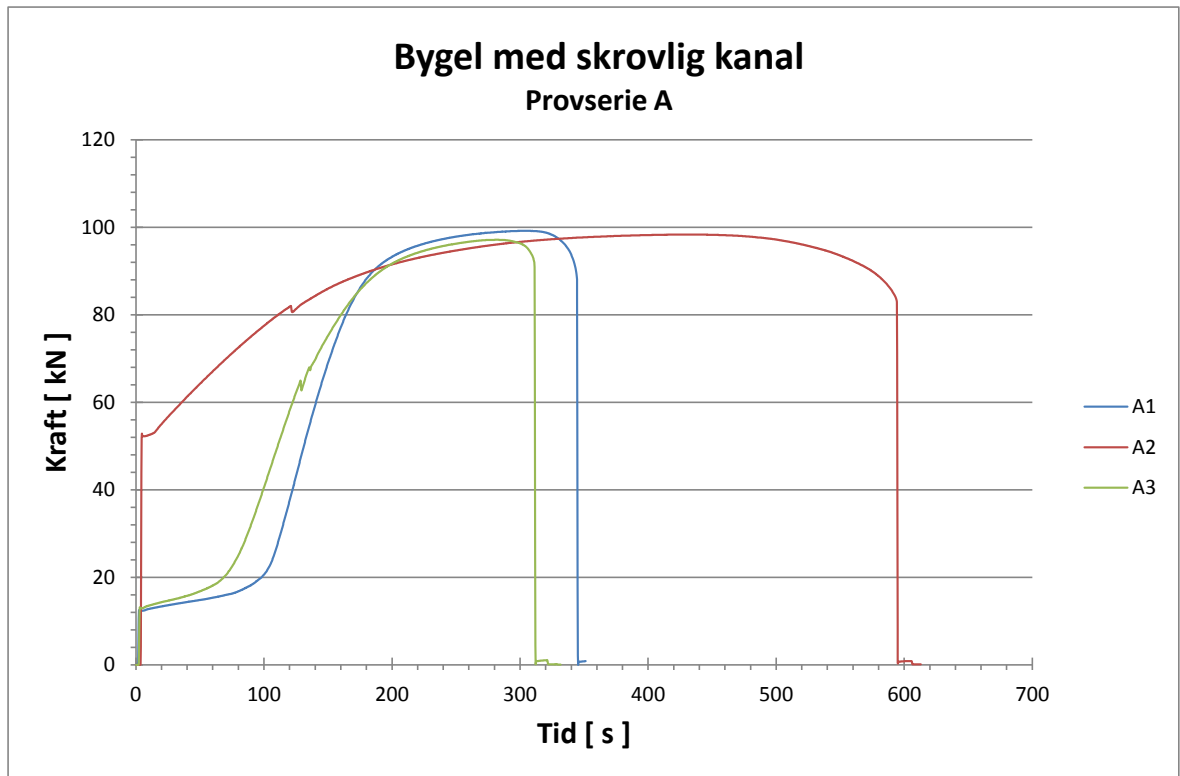
Provserien D visar fyra kurvor och detta beror på att prov D1 till en början inte kunde passas in med den stålbult som användes vid de övriga proverna. Den stång med Ø16 som användes för att passa in provkroppen användes då för att genomföra provet. En beräkning på den skjuvspänning som uppstår i denna stång vid belastning av lastcellen utfördes på plats och visade att den precis skulle klara förväntad belastning. Beslut togs att prova trots liten marginal. Under provet uppkom dock så pass stor utböjning i stången att beslut togs om

att avbryta provet och på nytt försöka att passa in provkroppen med tråkilar och använda den ordinarie stålbulen. Prov D1_16 visar det avbrutna försöket i figur 5.24.

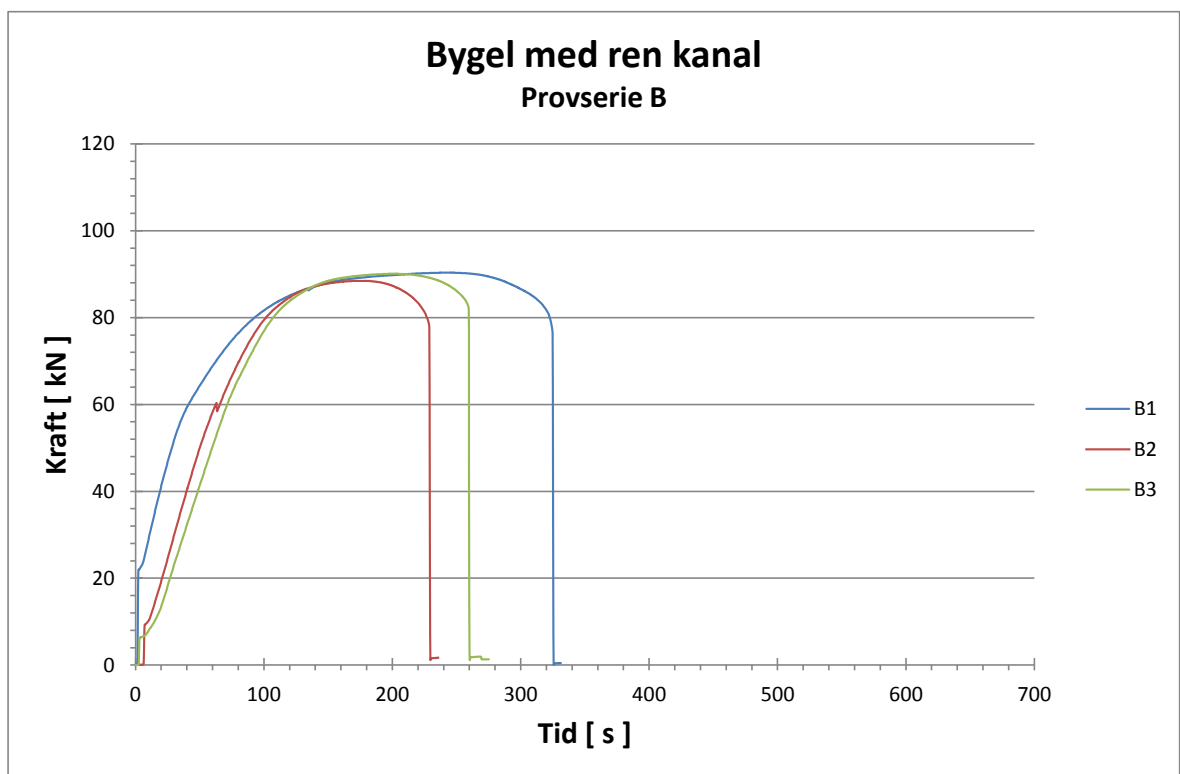
Vid provningen uppkom vanligtvis endast mindre eller obefintliga visuella deformationer eller sprickor i provkropparna då infästningsdetaljerna gick till materialbrott. I prov D3 spjätkades dock en bit av ytskiktet av igjutningen bort. Den bortspjätkade biten var tjockast intill den ingjutna gängade stången, ca 1 cm, och avtog mer mot kanalens kant, se figur 5.20. Den avspjätkade biten följde kanalens kant vilket kan tyda på att vidhäftningen är något svagare mellan betongelementet och den ingjutna betongen än igjutningsbetongen i sig.



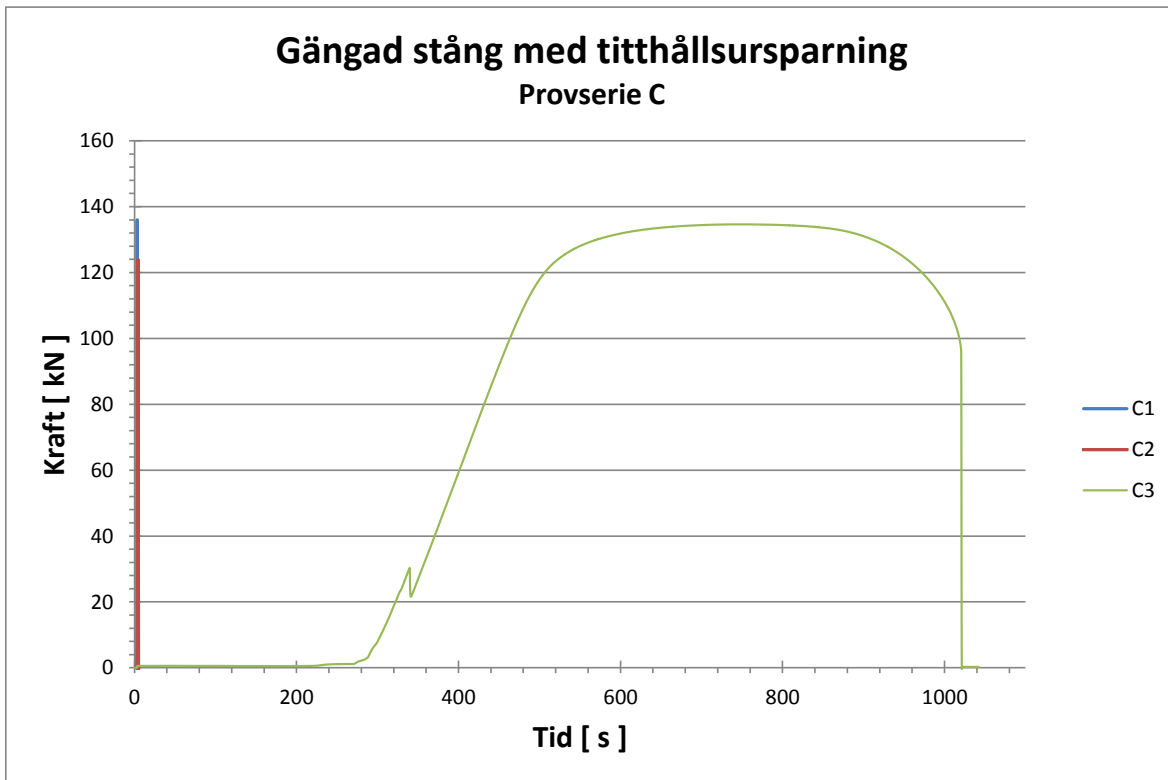
Figur 5.20: Sprickor i igjutningen i prov D3.



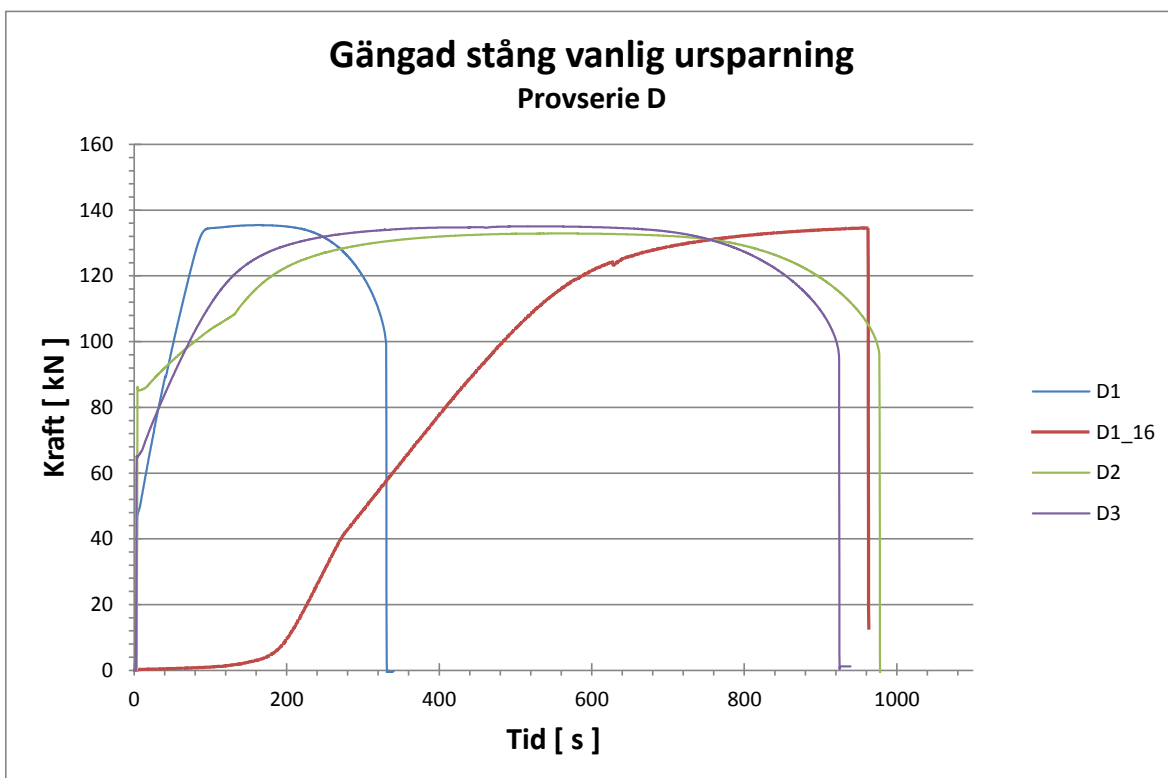
Figur 5.21: Provserie A.



Figur 5.22: Provserie B.



Figur 5.23: Provserie C.



Figur 5.24: Provserie D.

6 Diskussion

6.1 Provresultat

I tabell 6.1 och 6.2 ses en sammanställning av laster som anslutningarna dimensioneras för, vilken dimensionerande bärförmåga de har vid dragkraftsbelastning, samt medelvärde från provningsresultaten och dess standardavvikelse. Även ett konfidensintervall redovisas. Det visar i vilket intervall det verkliga genomsnittet med 95 procents säkerhet bör ligga.

Tabell 6.1: Provresultat jämfört med dimensionerande last.

Provtyp	Dim. dragkraft [kN]	Uppmätt dragkraft, medelvärde [kN]	Standardavvikelse [kN]	Konfidensintervall, 95% konfidensnivå ±[kN]
A	48	98.00	1.00	1.13
B	48	89.33	1.15	1.30
C	90	131.33	6.43	7.28
D	90	134.33	1.15	1.30

Tabell 6.2: Bärförmåga för samtliga provtyper.

Provtyp	Beräknad dragkraftskapacitet [kN]		
	Stål	Vidhäftning stål - betong	Vidhäftning betong - betong
A	102	113	262
B	102	113	197
C	125	113	295
D	125	113	262

Provresultaten visar på tillräcklig bärförmåga i fogen mellan igjuten betong och håldäckskanal. Samtliga prover gick till materialbrott i bygel/stång vid värden högre än dimensionerande laster. Detta visar på tillförlitlighet av anslutningarna med avseende på vidhäftning mellan betong och betong.

I kapitel 3 ges dimensionerande draghållfasthet för S-bygel och gängstång, vidhäftning mellan bygel/stång och betong, samt vidhäftning mellan betong och betong. Dessa värden indikerade att materialbrott i stålet borde uppstå i de två provtyperna med S-bygel, och att vidhäftningsbrott mellan gängstång och betong borde uppstå för provtyp C och D. Resultatet av samtliga prover blev materialbrott i stålet, vilket dels tyder på att Eurokods krav på ingjutningslängd är hårda, och dels på att en gängstång har hög

vidhäftningsförmåga mot betong. Det ska dock belysas att det beräknade värdet är dimensionerande, med en säkerhetsgräns på 10 % inräknad. Den använder även omslutningsarean för en slät yta för vidhäftning och tar alltså inte hänsyn till den yta som tillkommer från kammarna på en armeringsbygel. Sen går det att diskutera huruvida Eurokods dimensionering av ingjutningslängd för armering är tillämpbar på gängade stänger, men eftersom fokus i denna rapport har legat på vidhäftning mellan betong och betong, så lämnas det osagt här. Med anledning av ovanstående osäkerheter i beräkningsformeln får jämförelsen mellan uppmätt dragkraft och beräknad dragkraftskapacitet med avseende på vidhäftning mellan stål och betong tas med en nypa salt. Av samma anledning uteslöts även vidhäftningsspänningen mellan stål och betong ur tabell 5.3 Provningsresultat.

Som kan utläsas ur tabell 6.1 var den genomsnittliga brottlasten för provtyp B cirka 10 % lägre än för provtyp A. Att båda provtyperna har en liten standardavvikelse visar också att det inte bara handlar om att ett enskilt lågt resultat drar ned snittet för provtyp B. Detta kan även utläsas ur tabell 5.3. En förklaring hade kunnat vara ovana av tillvägagångssättet vid provningarna, vilket kunnat leda till att den ena provtypen utförts mer noggrant än den andra. Om lastcellen passas in något excentriskt mellan byglarna så utsätts den ena sidan av bygeln för mer drag än den andra, och stålet bör således uppnå sin brottspänning tidigare än vid helt centrisk belastning. Denna förklaring är dock tvivelaktig då provningarna inte utfördes i ordningsföljden A – D, utan mer blandat. Varför skulle just provkropp B1 – B3 ha passats in sämre än alla andra? Att det skulle bero på slumpen känns även det som en ganska vag förklaring. Ett antagande är istället att S-byglarna som användes antingen var av två olika fabrikat, alternativt av samma fabrikat men från olika tillverkningsserier. Detta kan dock inte bevisas då detta inte noterats vid tillverkning av provkropparna.

Som kan utläsas ur tabell 6.1 och 6.2 skiljde sig den beräknade dragkraftskapaciteten från den uppmätta för stålet. För byglarna låg den beräknade brottlasten högre än den uppmätta och för gängstänger låg den lägre. En förklaring till den låga brottlasten för byglarna kan, som tidigare nämnts, att de belastats något excentriskt, med mer drag i ena sidan av bygeln än i den andra. Detta utsätts inte gängstången för vilket leder till ett mer rättvist resultat. En förklaring till att brottlasten för gängstångerna överskrider dess beräknade kapacitet är att man vid beräkning av denna endast får tillgodoräkna sig en del av stängens tvärsnittsarea: dess spänningsarea. Spänningsarean är tvärsnittsarean för den solida stålstången, d.v.s. med gängorna borträknade. Denna reducering kan ha bidragit till att de beräknade värdena blev lägre, vilket skulle betyda att gängorna i själva verket bidrar till en del, ca 5 %, av stålets draghållfasthet.

Den höga standardavvikelsen för provtyp C beror på att de två prover som gick till omedelbart brott uppvisade både den lägsta och den högsta brottlasten av alla prover med gängstång. Det låga antalet prover medförde att skillnaden på 10 kN gav en så pass hög standardavvikelse och därav ett ganska stort konfidensintervall.

Något som inte kunde påvisas som vi gärna hade hoppats på, var brott i någon av vidhäftningsytorna mellan igjuten betong och hålrumskant. Detta ger ett tryggt resultat med avseende på vidhäftningen i de förskrivna provtyperna då vidhäftningsförmågan är större än stålets dragkraftskapacitet. Då vi inte fick något värde på när vidhäftningsfogen går till brott från provningarna så blir det dock svårt att ge något värde på hur mycket dragkraft i infästningsdetaljen man kan tillgodoräkna sig vid dimensionering. Eurokods regler mot fortskridande ras vid olyckslast föreskriver att plattorna ska bli hängandes i infästningen och klara en dragkraft på 24 kN. Detta värde är mindre än hälften av vad infästningsdetaljen klarar vid ren dragkraft. I kapitel 3 räknades på fallet att infästningsdetaljen endast ingjuts i varannan platta, vilket ger en högre dimensionerande last, 48 kN. Detta är också det värde som angavs i tabell 6.1. Även denna last klarades i provningen av med god marginal.

Dragkraften som uppkommer i gängstången till följd av vridning blev enligt beräkningsexemplet 90 kN, alltså högre än dimensioneringsvärdet för fortskridande ras. Denna last uppkom för en HD/F 120/38, alltså en större dimension än den som provades. Att även HD/F 120/27-plattan klarade denna last i provningarna med god marginal tyder på stor tillförlitlighet även vid dimensionering av plattor med gängstång som infästningsdetalj.

Med tanke på att provningsutfallet visar på så pass stor marginal mellan dimensionerande last och uppmätt bärförmåga, ges indikationer på tillräcklig bärförmåga även för övriga dimensioner på STARKAs håldäcksplattor. För att kunna säga detta med full säkerhet kan dock fortsatta provningar behöva utföras.

6.2 Provuppställning

I provningskapitlet beskrevs olika provuppställningar och deras verknings sätt vid dragbelastning modellerades. Där framkom att vald provuppställning inte ger en spänningsfördelning helt lik den för en platta som blir hängandes i sin infästningsanordning, som är det troliga verknings sättet vid olyckslast. Detta sågs ändå som acceptabelt och provningsresultaten får ses som tillräckligt tillförlitliga då det är svårt, om inte omöjligt, att exakt förutsäga hur ett bjälklag skulle agera vid en eventuell olycka. Dessutom var tidsåtgången vid provningen en viktig faktor och det ansågs mycket mindre komplicerat att

montera mothållsanordningen mot provkroppens ovansida. Utformning av en provkropp och provuppställning anpassad för infästning med gängstång ansågs även den för komplicerad för att kunna utföras.

Längden på provkropparna hade bara behövt vara 1.3 m långa, visade det sig i efterhand. Användning av 1.8 m långa provkroppar borde dock enligt beräkningar inte ha gett någon skillnad i provresultat, utan gav bara ett lite mer omständigt provningsförfarande.

Att välja en större dimension av s-bygel och gängad stång, och på så sätt se till att stålets hållfasthet överskred vidhäftningsförmågan mellan betong och betong, skulle kunna ha utförts för att få ett brott i vidhäftningsytorna mellan de olika materialen. För att försäkra sig om att infästningsdetaljen inte skulle kunna dras ut ur igjutningsbetongen hade man kunnat fästa någon sorts plugg i änden av denna, exempelvis en påskruvad mutter på gängstången. Vi avgränsade oss dock i början av arbete till att undersöka de vanligaste alternativen som var standard för STARKA, för att få en överblick på hur deras produkter fungerar i nuläget. Detta tänker vi är en sak som kan provas i det fortsatta arbetet med vidhäftning.

Att ingen skillnad i provresultat kunde utläsas i de två prover som utfördes utan spjälkanordning tyder på att denna var onödig, men inte heller påverkade provresultatens tillförlitlighet. Den FEM-analys som utfördes för att utläsa vilka spjälkspänningar som kan uppstå vid ett normalt belastningsfall tydde på att betongens dragkapacitet var tillräcklig, enligt brottmekanisk teori. Detta visade sig alltså stämma även vid den högre belastning som uppkom vid provning och är ett tecken på att teorin om att använda medelspänning istället för maxspänning för betong stämmer. Spjälkanordningen var alltså onödig för provresultatet, men kom däremot till stor nytta vid inmontering av provkroppen i provningsmaskinen, då den användes till lyft med gaffeltrucken.

6.3 Vidhäftningsförmåga

För provningarna togs fyra provtyper fram för att kunna se om någon metod för igjutning var mer fördelaktig ur vidhäftningssynpunkt. Då vidhäftningsfogen aldrig gick till brott kan detta inte utläsas från provresultatet. Inte heller kan en jämförelse med dimensionerande vidhäftningshållfasthet enligt Eurokod utföras. Man kan däremot försöka dra en del teoretiska slutsatser med kunskap från litteraturstudien:

Vidhäftningsförmågan anses öka med råheten i betongytan fram till ett visst värde, där sambandet slutar gälla [21]. Eftersom alla provtypers betongytor, även den väl urskrapade, kan anses relativt råa, bör det enligt Silfwerbrands

teori inte vara så stor skillnad i vidhäftningsförmågan mellan dessa. Enligt Eurokods dimensioneringsprincip för vidhäftningsförmåga mellan betong och betong ökar däremot reduceringsfaktorerna med ytans råhet. Det blir här alltså svårt att avgöra vad man ska gå efter: Eurokod eller en teori baserad på lång erfarenhet av provning av vidhäftningsförmåga? Vad man kan säga är att båda resonemangen är mest tillämpningsbara på pågjutningar på en betongyta, till skillnad från igjutningar som behandlats i denna rapport. Dessutom är ytorna i provkropparna inte helt jämförbara med ytorna som beskrivs i varken Eurokod eller i Silfwerbrands artiklar. Ytan som uppstår vid upphackning av urspaningar och titthål har en hög råhet men behöver för den skull inte vara bättre ur vidhäftningssynpunkt än den väl urskrapade. Betongspillet som hamnar i botten av kanalen kompakteras inte och innehåller mycket frilagd ballast och bör därför utgöra ett svagare skikt än en väl kompakterad yta.

Titthålets inverkan på vidhäftningsförmågan kan antas vara positiv. Enligt Eurokod har ytor med förtagningar högst vidhäftningskapacitet, vilket också blev fallet i dimensioneringsberäkningarna. Detta ligger i linje med idéer uppkomna tillsammans med STARKA om att betongklacken som bildas vid titthålet bidrar till igjutningens bärförmåga vid skjuvspänning.

I kapitel 4 anges ett krav som säger att för att få klassas som en samverkanskonstruktion med ny betong pågjuten på gammal, får vidhäftningsfogen mellan delarna inte utgöra den svagaste punkten. Det innebär i vårt fall att fogen måste hålla en vidhäftningsförmåga på flera MPa, då skjuvhållfastheten i betong ofta ligger runt det dubbla dimensioneringsvärdet för dess draghållfasthet. Detta krav kan anses aningen hårt, då dessa spänningar uppkommer först vid krafter i storleksordningen MN. Det finns med andra ord inget behov av att kunna klassa infästningsanordningen som samverkande med resten av HD/F-plattan, eftersom den ändå aldrig kommer att utsättas för så stora laster. En rimligare definition för en samverkanskonstruktion av det slag som behandlas i denna rapport är att vidhäftningsfogen inte får vara dimensionerande, d.v.s. att den inte får utgöra den svagaste punkten bland alla medverkande delar i konstruktionen. Detta krav tillfredsställs, då provkroppen gick till materialbrott i stålet, och inte i vidhäftningsfogen.

6.4 Montering och föreskriven metod

Under monteringen gjordes inga speciella åtgärder för att öka vidhäftningsförmågan i kanalerna på HD/F plattorna. Det skulle i de flesta fall vara väldigt osmidigt och tidskrävande och därav inte ekonomiskt hållbart. Det föreskrivs att den ingjutna betongen ska hållas fuktig genom bevattning vid härdning för att minska risken för krympsprickor. Detta tillgodosågs istället

genom att ha ett lågt vct på igjutningsbetongen som kompenseras med flyttillsatsmedel för att betongen ska kunna flyta ut i kanalen. Då tidsplanerna är ganska snäva kan detta ses som en godtagbar metod jämfört med att bevattna efter igjutning.

Den största fördelen med att bygga med prefab är tidsvinsten. Att utnyttja detta kräver en väl fungerande logistik och smidig montering, med få extra arbetsmoment. Att utföra åtgärder för att vid montering förbättra vidhäftningsförmågan i HD/F-plattans hålrum skulle vara mycket tidskrävande och på så sätt minska den ekonomiska vinningen i att använda förtillverkade bjälklagselement. Den viktigaste faktorn som spelar roll för vidhäftningsförmågan anges i kapitel 4 som renheten i vidhäftningsytan. Att rengöra varje hålrum innan igjutning skulle både vara omständigt och tidskrävande. Samma sak gäller arbetsmomenten i fabrik, vid tillverkning av HD/F-plattorna. Man skulle kunna lägga mer tid på att få till en optimal råhet i betongytan vid ursparningarna genom att, om ens tekniskt möjligt, avlägsna betongspill exempelvis genom vattenbilning. Dock skulle även detta medföra att en del av effektiviteten i att bygga med prefab gick förlorad, då tillverkningen av bjälklagselementen är en del i en mycket hårt pressad tidsplan i byggprocessen. Nu visade det sig dock alltså från provningen att vidhäftningsförmågan är tillräcklig utan några ytterligare vidhäftningsförbättrande åtgärder.

Om STARKA skulle känna behov av att öka vidhäftningsförmågan, bör det först och främst undersökas ytterligare om det är fördelaktigt att lägga mer tid och kraft på att skrapa ur den upphackade kanalen vid tillverkning. Detta skulle enkelt kunna utföras genom att tillverka enklare provkroppar och utföra skjuvprover enligt kapitel 4.2. Om detta antagande skulle visa sig vara riktigt kan det implementeras i företagets typgodkännande för HD/F-plattor. Eftersom föroreningar i hög grad spelar roll för vidhäftningsförmågan, kan även föreskrifterna för montering ändras och ställa krav på rengöring av betongytan innan på- och igjutningar.

7 Slutsatser och förslag till vidare arbete

7.1 Slutsatser

Av provningsresultatet framgår tydligt att tillförlitlig vidhäftning i prefabricerade håldäckselement tillverkade av STARKA föreligger. Det visar att det blir materialbrott i samtliga provningar och det bekräftar att vidhäftningen är tillförlitlig under givna förutsättningar. Utfallet stämmer överens med den dimensionerande bärförmågan vid fogskjuvning enligt Eurokod, beräknad i kapitel 3.3.3, som även den tyder på att tillräcklig vidhäftning föreligger. Hur jämförbar Eurokods dimensionerande bärförmåga vid fogskjuvning är med provkropparnas kunde dock ej urskiljas, då det hade krävts en större dragkraft för att komma upp i nivå med dimensioneringsvärdena.

Skillnaden mellan de olika provtyperna kunde inte bedömas utifrån vidhäftningssynpunkt. Det enda som kunde utläsas från provningen var att alla provtyper hade större vidhäftningskapacitet mellan betong och betong än dragkraftskapacitet i infästningarna. Detta visar inte hur de olika tillverkningsmetoderna påverkar vidhäftningshållfastheten, utan bara att samtliga är tillförlitliga vid dimensionerande laster.

Genomförandet av provningarna innehöll få komplikationer och bör gå att upprepa med samma tillvägagångssätt och samma resultat, för att säkerställa riktigheten i provningsdatan.

Vi vill poängtera att beräkningsmodellerna enligt finita elementmetoden som använts är förenklade och bara ger en principbild av en håldäckplattas verkningsätt.

7.2 Förslag till vidare arbete

För att se mer exakt hur infästningen beter sig vid ett bortfall av upplag, kan provningar som liknar det förväntade verkningsättet användas. Detta kan komplettera värdet från detta arbetes utförda provningar och ge en mer samlad bild hur infästningen utsätts för laster under en eventuell olyckslast.

Samma provningar kan utföras för att testa andra variabler, som t.ex. vct, betongkvalitéer eller behandlingar av råheten i kanalens yta. Utöver det kan övriga dimensioner på HD/F-plattor testas då de har olika storlek på kanalerna vilket ger olika mycket yta att vidhäfta mot. Vid vidare provning är en provkroppslängd på 1.3 m tillräcklig.

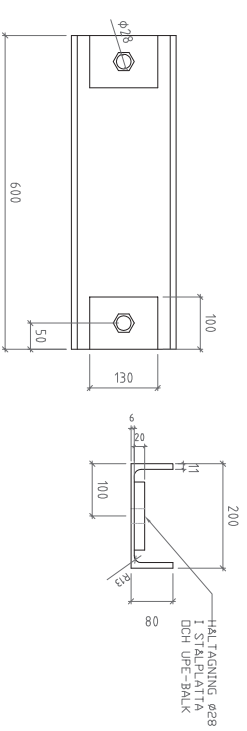
8 Litteraturförteckning

- [1] Prefabsystem Entreprenad Svenska AB, ”prefabsystem.se,” 2012. [Online]. Available: <http://www.prefabsystem.se/wp-content/uploads/2012/11/Bygga-med-prefab.pdf>. [Använd 7 Februari 2014].
- [2] ”Eurokod 1 - Laster på bärverk - Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslast,” 2006.
- [3] S. Persson, Interviewee, *Konstruktör STARKA Betongelement AB*. [Intervju]. 20 Mars 2014.
- [4] STARKA Betongelement AB, ”Typgodkännande för HD/F enligt Eurokod,” Kristianstad, 2013.
- [5] P. Axelsson, Interviewee, *Produktionsansvarig STARKA Betongelement AB*. [Intervju]. 10 04 2014.
- [6] ”Betongelement.no,” Oktober 2013. [Online]. Available: <http://betongelement.no/betongbok/default.asp>. [Använd 25 April 2014].
- [7] ”Svensk Betong,” [Online]. Available: http://www.svenskbetong.se/images/Bygga_med_prefab/statik/upplaghal_dack_fig_9_11_600px.jpg. [Använd 16 April 2014].
- [8] P.-G. Burström, *Byggnadsmaterial- Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*, Lund: Studentlitteratur, 2010.
- [9] T. Isaksson, A. Mårtensson och S. Thelandersson, *Byggkonstruktion*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [10] Sture Åkerlund, *Boverket, Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*, Karlskrona: Boverket, byggavdelningen, 1994.
- [11] U. Starossek och M. Haberland, ”Disproportionate collapse: terminology and procedures,” *ASCE, Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 24, nr 6, pp. 519-528, November/December 2010.
- [12] BBC Home, ”1968: Three die as tower block collapses,” BBC, 16 05 2005. [Online]. Available: http://news.bbc.co.uk/onthisday/hi/dates/stories/may/16/newsid_2514000/2514277.stm. [Använd 29 April 2014].
- [13] ”Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader,” 1992.
- [14] T. Isaksson och A. Mårtensson, *Byggkonstruktion: Regel- och formelsamling*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [15] P. E. Austrell, O. Dahlblom, J. Lindemann, A. Olsson, K.-G. Olsson, K. Persson, H. Petersson, M. Ristinmaa, G. Sandberg och P.-A. Wernberg, *CALFEM - A finite element toolbox*, Lund: Studentlitteratur AB, 2004.

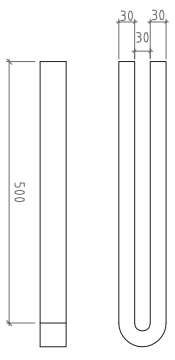
- [16] *MATLAB - The language of technical computing*, Massachusetts: Mathworks, 2012.
- [17] S. Aicher, P. J. Gustafsson, P. Haller och H. Petersson, "Fracture mechanics models for strength analysis of timber beams with a hole or a notch - A report of Rilem TC-133," Lund, 1993.
- [18] P. J. Gustafsson, "Fracture Mechanics Studies of Non-yielding Materials Like Concrete," Lund, 1985.
- [19] L. Czarnecki, "Adhesion – A challenge for concrete repair," i *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, M. G. Alexander, H. Beushausen, F. Dehn och P. Moyo, Red., London, Taylor & Francis Group, 2009, pp. 935-940.
- [20] J. Silfwerbrand, "Bättre bedömning av vidhäftning mellan betong och betong," *Tidskriften Bygg & Teknik*, vol. 101, nr 7 / 9, 2009.
- [21] J. Silfwerbrand och J. Paulsson, "The Swedish Experience : Better bonding of bridge deck overlays," *Concrete International*, vol. 20, nr 10, 1998.
- [22] Z. Wan, "Interfacial Shear Bond Strength Between Old and New Concrete," Beijing, 2011.
- [23] M. P. Santos, N. E. Júlio och D. V. Silva, "Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface," Elsevier Ltd., 2006.
- [24] J. Silfwerbrand, "Bonded Concrete Overlays for Repairing Concrete Structures," i *Failure, Distress and Repair of Concrete Structures*, N. Delatte, Red., Oxford, Cambridge, New Delhi, Woodhead Publishing Limited, 2009, pp. 208-243.
- [25] J. Silfwerbrand, "Shear Bond Strength in Repaired Concrete structures," *Materials & Structures*, vol. 36, pp. 419-424, Juli 2003.
- [26] B. Enquist, Interviewee, *Forskningsingenjör Linnèuniversitetet - Konversation per mail*. [Intervju]. 03 april 2014.

9 Bilagor

DETALJ: UPE200 OCH STÅLBRICKOR
 130X100X20 MED HÅLTAGNING FÖR
 M24



DETALJ: STÅLGAFFEL



MATERIALKVALITETER:

UPE 200:	S355
STÅLBRICKOR 130x100x20:	S355
STÅLGAFFLAR:	S355

KVANTiteter:

UPE 200:	2 ST
STÅLBRICKOR 130x100x20:	4 ST
STÅLGAFFLAR:	2 ST

BEF	AVF	ANVÄNDNING	ÅRSER	SKALA	DATUM

DETALJRITNING
 DETALJ MÅTT PÅ STÅLPROFILER FÖR PROVUPPS TÄLLNING

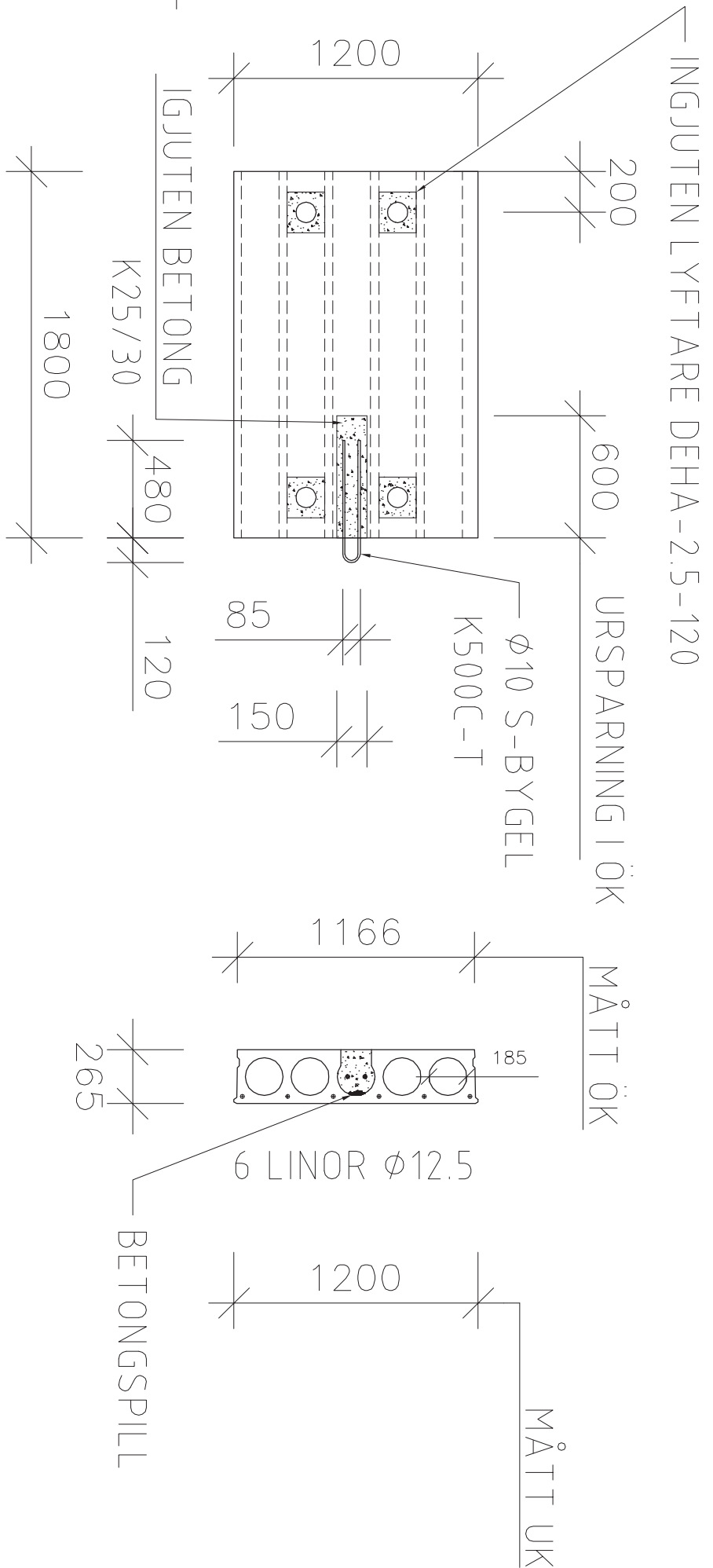
ARBETSNUMMER	BILD/ANVÄN. AV	INTECKNING
DATUM	H.M.	S.HEDEN
2014-03-07	ANVÄN.	

SKALA 1:5



9.2 Bilaga 2 - Provytyper

Provtyp A



3 ST PROVKROPPAR MED BETONGSPILL I BOTTEN.
 IGJUTNING PÅ 600mm, MED EN BYGEL AV BOCKAD
 Ø10 STÅNG SOM INFÄSTNING
 HÅLDAÄCK MED 6 LINOR Ø12.5

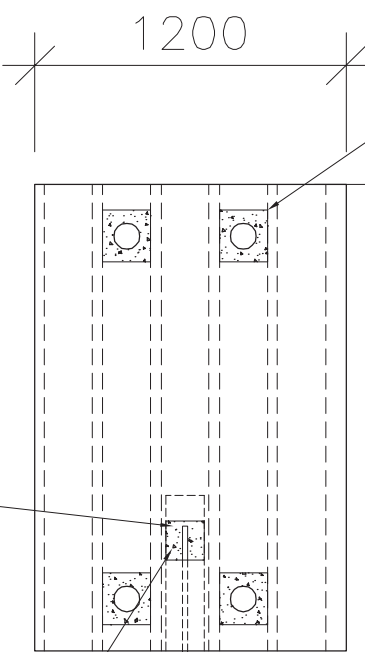
ANF. 3	ST	PROVKROPP DRAGPROV	HD/F 120/27
ARMERINGSALT:		ARMERINGS ALTERNATIV F1	
FÖRKLARINGAR		Box 520 291 25 Kristianstad Telefon 044-20 25 85 Telefax 044-20 26 40 STARKA	HANDBOKEN SÄRSKILN SPERSSON
<input type="checkbox"/> FULLGÅENING <input checked="" type="checkbox"/> GENOMGÅENDE <input type="checkbox"/> HÅL I ÖVER- KANT <input type="checkbox"/> HÅL I ÖVER- KANT <input type="checkbox"/> HÅL I ÖVER- KANT. TÅRES PÅ MONTERPLATS	ANSÖKAN PROVKROPP DATUM 2014-01-16	PROVKROPP Q1 ANSÖKAN	HANDBOKEN SÄRSKILN SPERSSON
SKALA	1:10	ARMERINGSALT	HANDBOKEN

Provtyp C

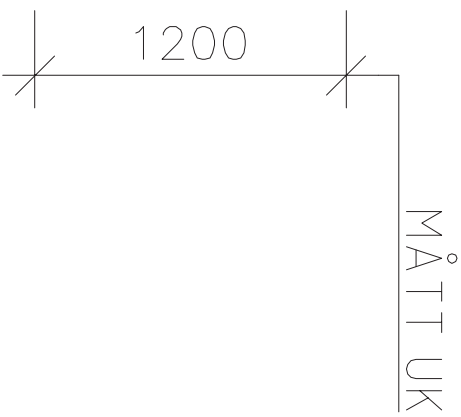
INGJUTEN LYFTARE DEHA-2.5-120

200
600 URSPARNING I ÖK
MÅTT ÖK

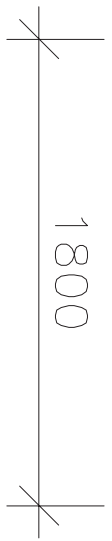
M20 - S355JR



6 LINOR Ø12.5



IGJUTEN BETONG
K25/30
480
120 URSP. I ÖK
150x150



M20 - S355JR

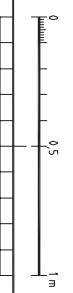
3 ST PROVKROPPAR MED EN URSPARNING MED DIM.

150x150 CIRKA 350mm FRÅN KANT, IGJUTNING PÅ 600mm

GENOM URSPARNINGEN, MED EN GÅNGAD STÅNG Ø20 SOM

INFÄSTNING.

HÅLDÄCK MED 6 LINOR Ø12.5



KREF:
LÄGES SMT

ANTAL: 3 ST		PROVKROPP DRAGPROV	
ARMERINGSALT:		HD/F 120/27 ARMERINGS ALTERNATIV F1	
<p>Box 520 291 25 Kristianstad Telefon 044-20 26 85</p> <p>STARKA</p>			
FÖRKLARINGAR		PROVROPP	SPRICKOR
<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> FULLGÄLLNING <input type="checkbox"/> GENOMGÅENDE HÅL <input type="checkbox"/> HÅL I ÖVERKANT <input type="checkbox"/> HÅL I ÖVERKANT, MÅTS PÅ MONTERPLATS 		ARMERINGSALT	SPRICKOR
ARBETSDATUM	PROVROPP	PROVROPP	SPRICKOR
2014-01-16	2014-01-16	2014-01-16	2014-01-16
SKALA	1:10	ARMERINGSALT	ARMERINGSALT

9.3 Bilaga 3 - Laboratorieprotokoll



Laboratorieprotokoll



Produktions-ID	2014012310074	Protokolltyp	Sats
Blandningstidpunkt	2014-01-23 12:51:53	Tömningstid	12:56:22
Recept	62	C50/60 Vct<0,45 Hdf 270	
Blandare	Blandare 1	Satsstorlek	1,60 m ³
		Satsnummer	1
Miljöklass	Ingen		
Station	11	Hdf	
Stationsregister	1	Recept	
Projekt			
Cykel			

Material	Enhet	Fukt %	Recept	Bör	Är	Larm	Avvikelser		Är			VOT l/m ³	
							%	%	VOT kg/m ³	Vatten kg/m ³	Dens. kg/m ³		
Snabb cement	kg		190	305	305		0	0,0	188,2	188,2	0,0	3100	60,7
Bas cement	kg		150	239	241		2	0,8	148,7	148,7	0,0	3000	49,6
8-12 Br Hall	kg	0,0	256	410	407		-3	-0,7	251,1	251,1	0,0	2630	95,5
12-16 Br Hall	kg	0,0	590	944	947		3	0,3	584,2	584,2	0,0	2630	222,1
2-5 Br Hall	kg	0,0	393	630	633		3	0,5	390,5	390,5	0,0	2630	148,5
0-8 Mala grus	kg	5,3	728	1226	-8		-1234	-100,7	-4,9	-4,7	-0,2	2630	-1,8
0-8 Mala grus	kg	2,3	0	0	1233		1233	0,0	760,6	743,5	17,1	2630	282,7
Quantec PL 500	kg	64,0	1,70	2,72	2,73		0,01	0,4	1,7	0,6	1,1	1088	0,6
Varm vatten	kg		121,3	71,0	70,3		-0,7	-1,0	43,4	0,0	43,4	1000	0,0
Kallt vatten	l		0	98	98		0	0,0	60,5	0,0	60,5	1000	0,0
Tvättvatten	kg		0,00	4,00	4,00		0,00	0,0	2,5	0,0	2,5	1000	0,0
Total	kg		2429,6	3929,7	3933,0				2426,3	2302,1	124,2		857,8

	Recept	Bör	Är	Enhet	Avvikelser		
					%	%	l/m ³
VOT		1376,0	1390,5	l	14,5	1,0	857,8
Luft (1,8 %)	18,0	29,6	29,2	l	-0,4	-1,3	18,0
Tillsatt vatten		132,0	172,3	l	40,3	30,5	106,3
Total fukt		63,4	29,1	l	-34,4	-54,2	17,9
Total		1642,0	1621,0	l	-21,0	-1,3	1000,0
VCT	0,360	0,360	0,357		-0,003	-0,8	
Totalt vatten/pulver-tal		0,360	0,360		0,000	0,0	
Max. vatten	153	245		kg			
Vatten/betong		5,0	5,1	%	0,1	2,9	
Total blandningstid	115	115	115	S	0	0,0	
Slutblandningstid	30	30	45	S	15	50,0	
Hydromix 600		61,7	20,9	kg	-40,8	-66,1	
Hydromix 600 startvärde			108				
Hydromix 600 slutvärde			227				
Tillsatt vatten efter fuktmätning		132,0	172,3	kg			
Tillsatt fukt efter fuktmätning		1,7	1,7	kg			
Murbruksinnehåll	529,00	888,00	866,00	l	-22,00	-2,5	
Fillernehåll	1068,25	1709,27	1744,66	kg	35,39	2,1	

VCT: 0,34



Laboratorieprotokoll



Produktions-ID	2014013010028	Protokolltyp	Sats
Blandningstidpunkt	2014-01-30 10:21:30	Tömningstid	10:24:24
Receipt	62	C50/60 Vct<0,45 Hdf 270	
Blandare	Blandare 1	Satsstorlek	2,00 m ³
		Satsnummer	1
Miljöklass	Ingen		
Station	11	Hdf	
Stationsregister	1	Receipt	
Projekt			
Cykel			

Material	Enhet	Fukt %	Receipt	Bör	Är	Larm	Avvikelser		Är			VOT l/m ³
							%	%	VOT kg/m ³	Vatten kg/m ³	Dens. kg/m ³	
Snabb cement	kg		190	381	381	0	0,0	188,1	188,1	0,0	3100	60,7
Bas cement	kg		150	299	301	2	0,7	148,6	148,6	0,0	3000	49,5
8-12 Br Hall	kg	0,0	256	512	514	2	0,4	253,7	253,7	0,0	2630	96,5
12-16 Br Hall	kg	0,0	590	1180	1182	2	0,2	583,4	583,4	0,0	2630	221,8
2-5 Br Hall	kg	0,0	393	788	790	2	0,3	389,9	389,9	0,0	2630	148,3
0-8 Mala grus	kg	3,8	728	1511	1511	0	0,0	745,8	718,5	27,3	2630	273,2
Quantec PL 500	kg	64,0	1,70	3,40	3,42	0,02	0,6	1,7	0,6	1,1	1088	0,6
Varm vatten	kg		121,3	110,7	110,8	0,1	0,1	54,7	0,0	54,7	1000	0,0
Kallt vatten	l		0	94	94	0	0,0	46,4	0,0	46,4	1000	0,0
Tvättvatten	kg		0,00	4,00	4,00	0,00	0,0	2,0	0,0	2,0	1000	0,0
Total	kg		2429,6	4883,1	4891,2			2414,2	2282,8	131,4		850,5

	Receipt	Bör	Är	Enhet	Avvikelser		
					%	%	l/m ³
VOT		1720,2	1723,1	1	3,0	0,2	850,5
Luft (1,8 %)	18,0	36,4	36,5	1	0,1	0,1	18,0
Tillsatt vatten		187,7	208,8	1	21,1	11,2	103,1
Total fukt		57,5	57,5	1	0,0	0,0	28,4
Total		2023,0	2026,0	1	3,0	0,1	999,9
VCT	0,360	0,360	0,360		0,000	0,0	
Totalt vatten/pulver-tal		0,360	0,360		0,000	0,0	
Max. vatten	153	306		kg			
Vatten/betong		5,0	5,4	%	0,4	8,4	
Total blandningstid	115	115	115	S	0	0,0	
Slutblandningstid	30	30	43	S	13	43,3	
Hydromix 600		55,3	34,2	kg	-21,1	-38,1	
Hydromix 600 startvärde			117				
Hydromix 600 slutvärde			246				
Tillsatt vatten efter fuktmätning		187,7	208,8	kg			
Tillsatt fukt efter fuktmätning		2,2	2,2	kg			
Murbruksinnehåll	529,00	1080,00	1081,00	1	1,00	0,1	
Fillerininnehåll	1068,25	2136,91	2138,92	kg	2,01	0,1	

vct: 0,36

Laboratorieprotokoll

Produktions-ID	2014021010080	Protokolltyp	Sats
Blandningstidpunkt	2014-02-10 13:18:16	Tömningstid	13:20:47
Recept	66	Hdf Lyftare	
Blandare	Blandare 1	Satsstorlek	0,70 m ³
		Satsnummer	1
Miljöklass	Ingen		
Station	10	Slabbebruk	lgjuten betong
Stationsregister	1	Recept	
Projekt			
Cykel			

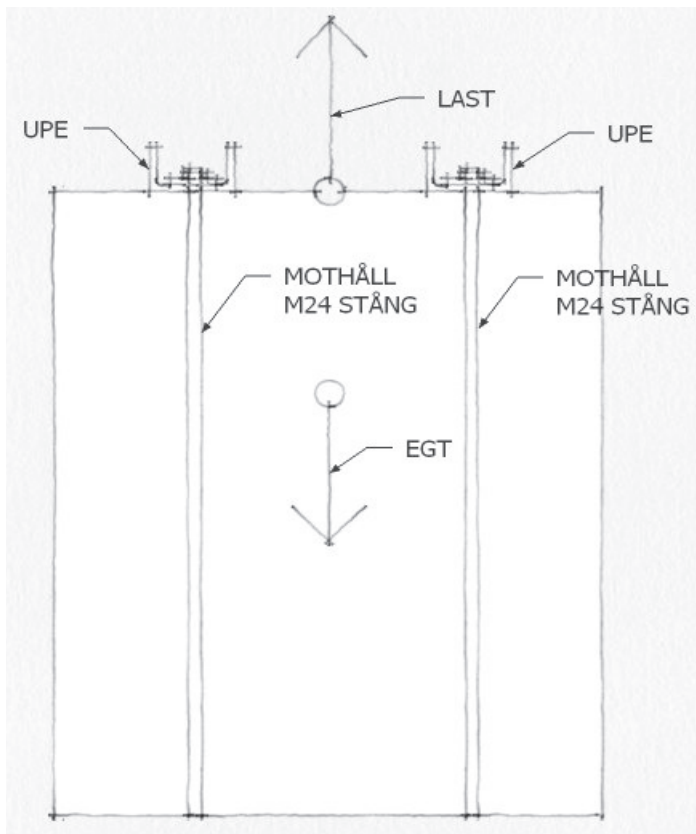
Material	Enhet	Fukt %	Recept	Bör	Är	Larm	Avvikelser		Är			VOT l/m ³	
							%	%	VOT kg/m ³	Vatten kg/m ³	Dens. kg/m ³		
Bas cement	kg		400	280	277		-3	-1,1	394,0	394,0	0,0	3000	131,3
8-12 Br Hall	kg	0,0	795	556	560		4	0,7	796,6	796,6	0,0	2630	302,9
0-8 Mala grus	kg	4,4	795	581	588		7	1,2	836,4	801,2	35,3	2630	304,6
Sikament HD 30	kg	76,0	1,60	1,12	1,06		-0,06	-5,4	1,5	0,4	1,1	1248	0,3
Kallt vatten	kg		210,8	119,2	118,9		-0,3	-0,3	169,1	0,0	169,1	1000	0,0
Tvättvatten	kg		0,00	4,00	4,00		0,00	0,0	5,7	0,0	5,7	1000	0,0
Total	kg		2201,8	1541,3	1549,0				2203,4	1992,1	211,2		739,1

	Recept	Bör	Är	Enhet	Avvikelser		
					%	%	l/m ³
VOT		516,6	519,6	1	3,1	0,6	739,1
Luft (5,0 %)	50,0	35,0	35,2	1	0,2	0,4	50,0
Tillsatt vatten		123,2	122,9	1	-0,3	-0,2	174,8
Total fukt		25,3	25,6	1	0,2	1,0	36,4
Total		700,0	703,0	1	3,0	0,4	1000,4
VCT	0,530	0,530	0,536		0,006	1,1	
Totalt vatten/pulver-tal		0,530	0,540		0,010	1,9	
Max. vatten	240	168		kg			
Vatten/betong		9,6	9,6	%	-0,1	-0,5	
Total blandningstid	100	100	100	S	0	0,0	
Slutblandningstid	30	30	65	S	35	116,7	
Murbruksinnehåll	698,00	489,00	490,00	1	1,00	0,2	
Fillerininnehåll	1195,12	836,78	840,47	kg	3,69	0,4	

VCT = 0,51

9.4 Bilaga 4 – Dimensionering av mothåll

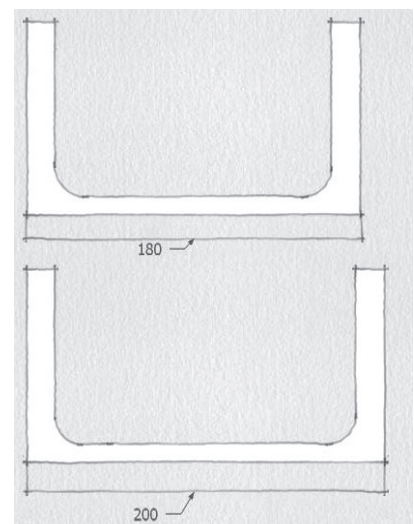
Anordningen som ska hindra provkroppen från att lyfta, dimensioneras för provmaskinens maxkapacitet och med hänsyn till att delarna inte ska få bestående deformationer eller elastiska deformationer som kan göra åverkan på provkroppen. Att dimensionera för maskinens maxkapacitet är för denna provning en grov överdimensionering, då bygel och stången kan väntas gå till materialbrott långt innan dess. Det ses dock fördelaktigt att dimensionera delarna för att kunna användas vid senare provtillfällen av liknade provkroppar, där maskinens kapacitet kan utnyttjas fullt ut. En principiell utformning av mothållen illustreras i figur 1 och de ingående delarnas dimensioner och materialegenskaper listas här efter.



Figur 9.1: Skiss på provuppställning.

Egenskaper UPE180:

Elastiskt böjmotstånd: $W_{z2} = 28.6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Dimensioner (BxHxL): 0.18x0.075x0.5 m
Kvalitet: S355 $\Rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$
Yttröghetsmoment: $I_z = 1.44 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
Elasticitetsmodul: $E = 210 \text{ GPa}$



Egenskaper UPE200:

Elastiskt böjmotstånd: $W_{z2} = 34.4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Dimensioner (BxHxL): 0.2x0.08x0.5 m
Kvalitet: S355 $\Rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$
Yttröghetsmoment: $I_z = 1.87 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
Elasticitetsmodul: $E = 210 \text{ GPa}$

Egenskaper stålbricka för livförstärkning:

Dimensioner (BxHxL): 0.1x0.02x0.13 m
Kvalitet: S355 $\Rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$

Egenskaper stålplatta för tryckfördelning:

Dimensioner (BxHxL): 0.255x0.03x0.265 m
Kvalitet: S355 $\Rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$

Egenskaper stång M24:

Längd: 2.0 m
Diameter, Ø: 0.024 m
Kvalitet: Hållfasthetsklass 8.8: $\Rightarrow f_{yb} = 640 \text{ MPa}$ (sträckgräns)

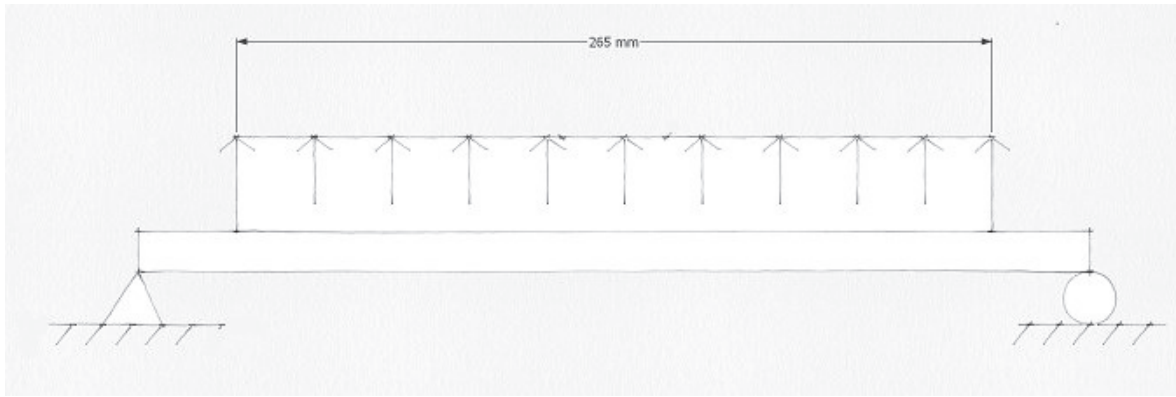
UPE-balk

UPE-balkens liv förstärks med en stålbricka för att minska risken för lokala deformationer vid hålet. Mellan balken och provkroppen placeras en stålplatta för att fördela ut trycket mot betongen och minska risken för brott i anliggningsytan.

Provkroppen har en bredd av 0.265 m och kommer att dras upp mot balken vilket ger en utbredd last på en längd av 0.265 m centriskt på balken. För att få erforderligt böjmotstånd på balken utnyttjas sambandet mellan balkens maxmoment, M , och böjspänning, σ . Resultatet blir att en UPE 180 skulle klara det precis. För att vara helt säkra på att plastisk deformation ej kan förekomma väljs en dimension högre, UPE 200.

Last på UPE-balk:

Utbredd last antas verka centriskt på UPE-balken som ligger fritt upplagd då stängerna inte hindrar rotation och horisontell förskjutning vid stöd, se figur 2.



Figur 9.2: Utbredd last centriskt på balken.

Den utbredda lasten, q , på balken bestäms utifrån maskinens dragkraftkapacitet, som är ett övre gränsvärde för vad lasten kan bli:

Dragkapacitet hos provmaskinen är 200 kN, och egentyngd på provkroppen ca 8 kN. Total last på mothållen blir då:

$$200 - 8 = 192 \text{ kN}$$

Denna lyftkraft ska två horisontella UPE-profiler fastskruvade med M24 stänger i botten på maskinen hålla emot. Lasten delas då upp mellan de två balkarna:

$$P = \frac{192}{2} = 96 \text{ kN}$$

Lasten som verkar på de horisontella UPE-balkarna blir utbredd på en längd som motsvarar provkroppen tjocklek:

$$q = \frac{96}{0.265} = 362.3 \text{ kN/m}$$

Maxmoment för UPE-balk:

Beräkningar av moment i UPE-balk, deformationer i balk och stänger och normalkraft i stänger utförs med hjälp av CALFEM som är en toolbox till MATLAB. Beräkningarna på mothållen utförs som en ram med materialkvaliteter för respektive balk och stång. Maxmoment beräknat i CALFEM: $M = 8.80 \text{ kNm}$

Böjmotstånd i UPE-balk:

$$\sigma = \frac{M}{W_z}, \rightarrow W_z = \frac{M}{\sigma} = \frac{8.80 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6} = 24.79 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$24.79 \cdot 10^{-6} < 28.6 \cdot 10^{-6} \Rightarrow \text{OK!}$$

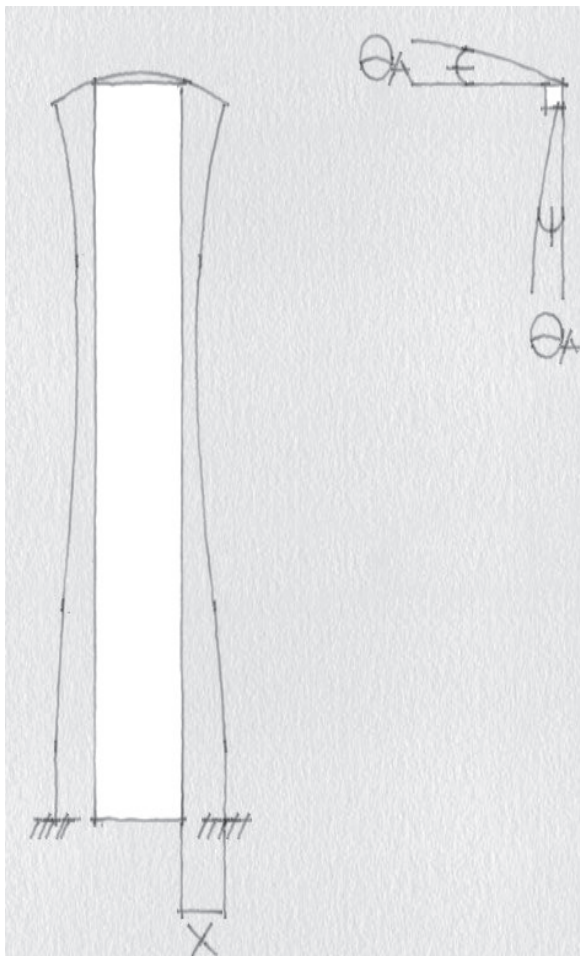
UPE180, liten marginal

$$24.79 \cdot 10^{-6} < 34.4 \cdot 10^{-6} \Rightarrow \text{OK!}$$

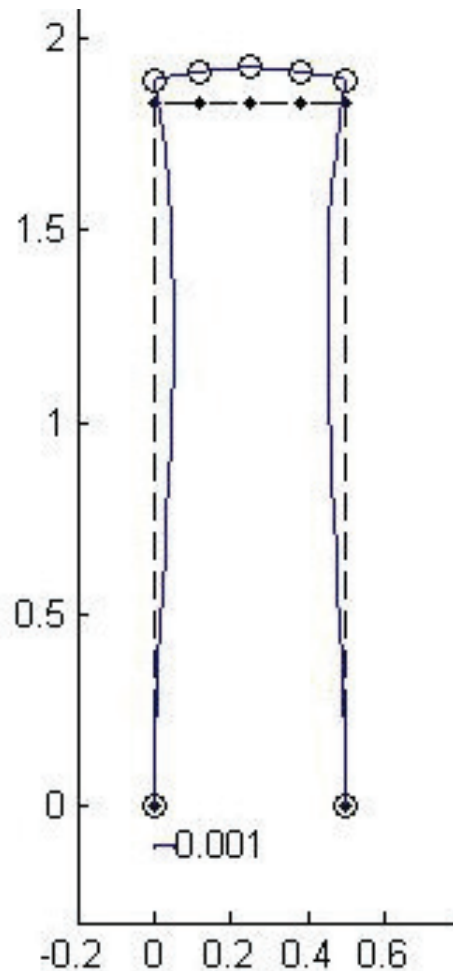
UPE200, stor marginal

Deformationer i UPE-balk och gängade stänger

Beräkningar i CALFEM visar hur stång och balk kommer att förskjutas och böjas ut. Figur 3 och 4 visar mothållets förskjutningar i jämförelse med dess ursprungliga form. Inspänningen mellan UPE-balk och M24 gör att den rätta vinkeln mellan balk stång antas bibehållas och den utböjning som fås i balken överförs till stängen. Detta antagande är en förenkling då passningen av stängen i hålet i balken behöver vara helt exakt för att en rät vinkel ska bibehållas. Den vertikala förskjutningen i mitten på balken fås dels av utböjning i balken, och dels av töjning av stängerna.



Figur 9.3: Skiss utböjning och vinklar.



Figur 9.4: Utböjningar beräknade med CALFEM.

Stängerna förlängs 1.2 mm uppåt. UPE-balken kommer från sitt ursprungliga läge att förflyttas 1.7 mm uppåt. Utböjningen som uppstår mitt på balken blir därför $1.7 - 1.2 = 0.5$ mm. Dessa deformationer kan anses acceptabla då de beräknas på provmaskinens maxkapacitet och kan ses i tabell 1.

Tabell 9.1: Vertikala förskjutningar i UPE -balken.

Punkt	förskjutning [mm]
Vänster hörn	1.2
Mitten	1.7
Höger hörn	1.2

För att ha en hög säkerhetsmarginal med avseende på deformationer och böjmotstånd väljs alltså UPE 200.

Dragkraft i stång M24:

Från CALFEM fås normalkraften N i stängerna som används för att beräkna deras dragspänning.

Normalkraft: $N = 48 \text{ kN}$

Diameter: $\varnothing = 24 \text{ mm}$

Spänningsarea för M24 stång enligt (11):

$$A_s = 353 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

Draghållfasthet för M24 stång:

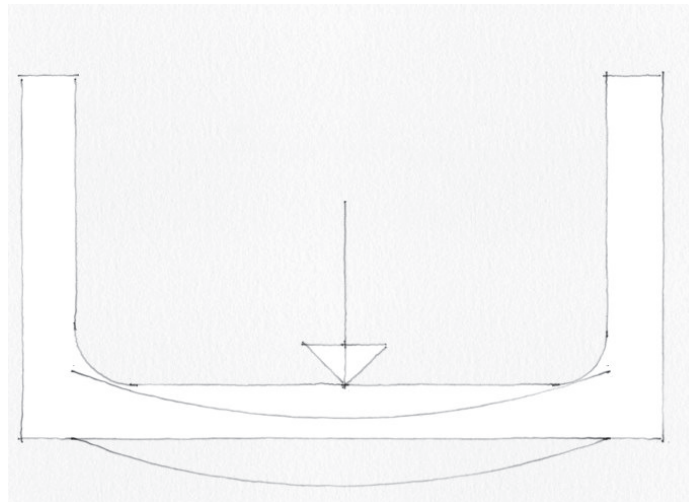
Hållfasthetsklass 8.8 har flytgränsen, $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{N}{A_s} = \frac{48 \cdot 10^3}{353 \cdot 10^{-6}} = 136 \text{ MPa}$$

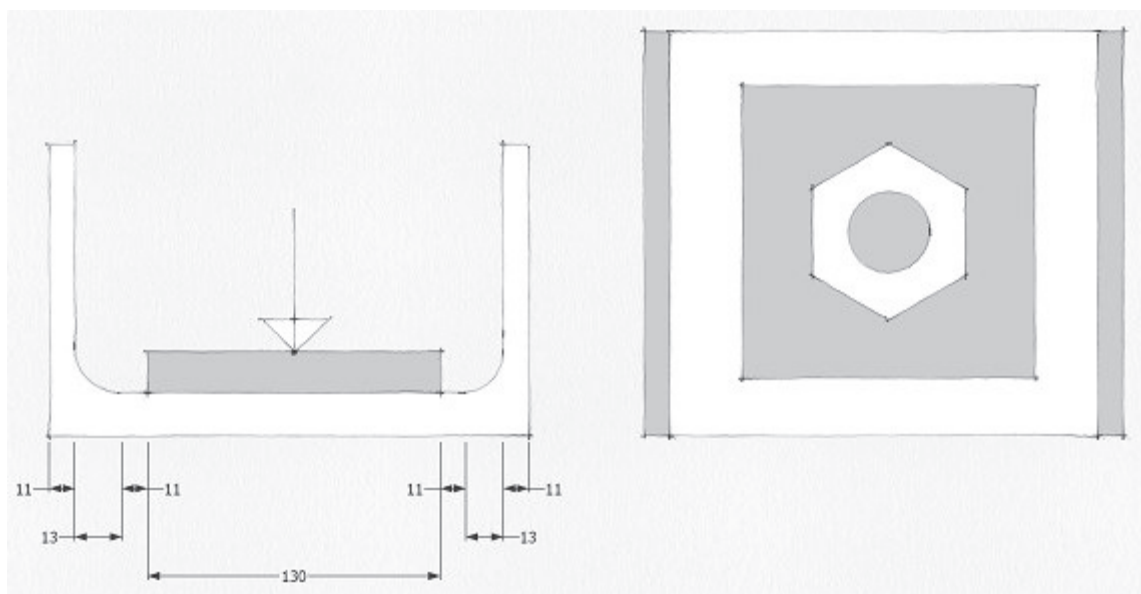
$$136 \text{ MPa} < 640 \text{ MPa} \Rightarrow OK!$$

Livförstärkning med stålbricka

Då UPE-balken belastas av M24-stänger i livet så kan den utsättas för lokala deformationer. För att minska utböjningen i livet förstärks det med en stålbricka. Dimensioner på plattan och hur den är tänkt att sitta illustreras i figur 5 och 6.

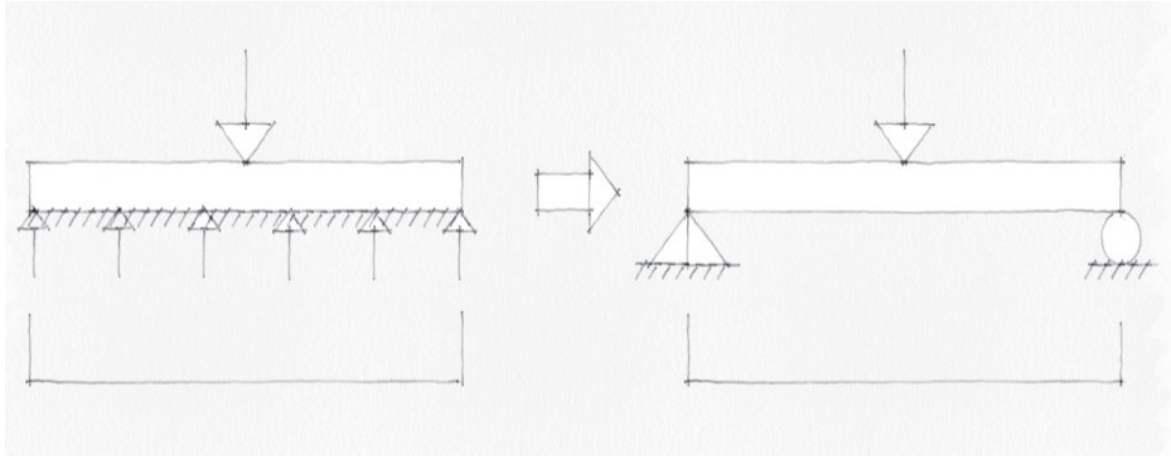


Figur 9.5: Nedböjning av liv.



Figur 9.6: Stålbrickan på UPE-balk, sidovy och toppvy.

Erforderlig tjocklek på brickan för förstärkning av livet beräknas. Beräkningen förenklas så att utfallet blir minst gynnsamt genom att styvheten i livet på UPE-balken försummas och all kraft tas upp av stålbrickan. Stålbrickan tänks också vara fritt upplagd på livet. Se figur 7.



Figur 9.7: Stålbricka tänks som fritt upplagd.

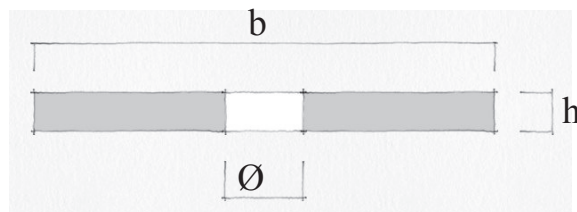
Lasten som verkar på stålbrickan är upplagskraften i M24-stängern. Värden för moment och spänning i stålbrickan beräknas:

$$P = 48 \text{ kN}$$

$$L_{bricka} = 130 \text{ mm}$$

$$M = \frac{P \cdot L_{bricka}}{4} = \frac{48 \cdot 10^3 \cdot 0.13}{4} = 1.56 \text{ kNm}$$

Stålbrickan är utformad med ett hål med en diameter på 28 mm där stängerna kommer löpa genom vilket påverkar bredden på plattan i det dimensionerande snittet, se figur 8.



Figur 9.8: Hål i stålbrickan.

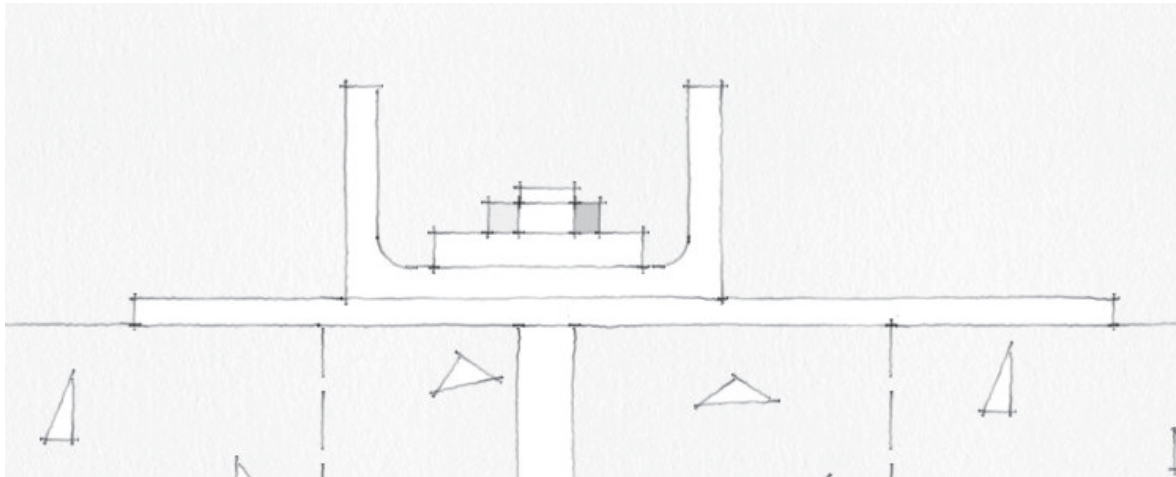
För att få en erforderlig tjocklek på stålbricka används de två uttrycken nedan för det elastiska böjmotståndet W .

$$\left. \begin{aligned} W &= \frac{M}{\sigma} = \frac{1,56 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6} = 4.39 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\ W &= \frac{b \cdot h^2}{6} \Rightarrow h = \sqrt{\frac{6W}{b}} \\ b &= 100 - \text{Ø} = 100 - 28 = 72 \text{ mm} \end{aligned} \right\} h = \sqrt{\frac{6 \cdot 4.39 \cdot 10^{-6}}{0.072}} = 0.019 \text{ m} \approx 2 \text{ cm}$$

Som livförstärkning behövs alltså en 2 cm tjock stålbricka. Stålbrickan får således dimensionerna $B \times H \times L = 0.1 \times 0.02 \times 0.13 \text{ m}$.

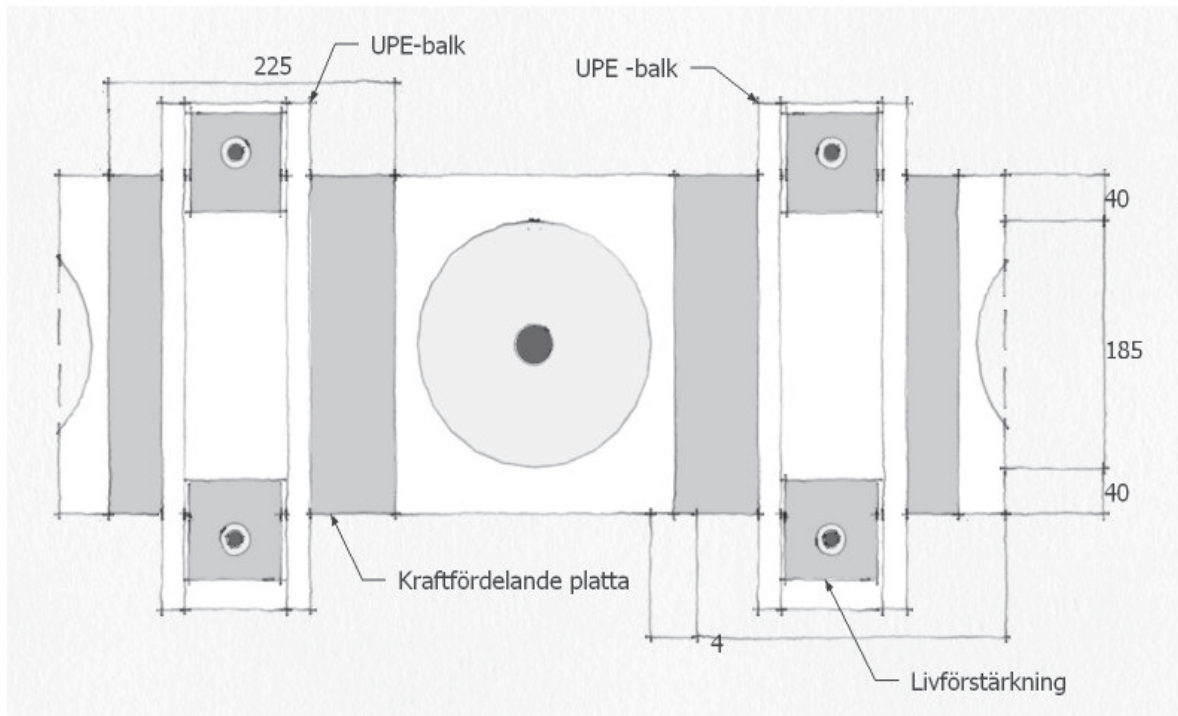
Fördelning av tryck på betongen med stålplatta

För att fördela ut kraften på provkroppens överdel samt att få in den mothållande kraften så nära igjutningen som möjligt används en stålplatta, se figur 9. Stålplattan dimensioneras för det moment som uppstår av tryck mot UPE-profilen. Plattan behöver vara tillräckligt styv för att effektivt fördela ut lasten mot betongkanterna. Det behöver kontrolleras att nedböjningen ej blir för stor då nedböjning i stålplattan kan orsaka skador på betongen.

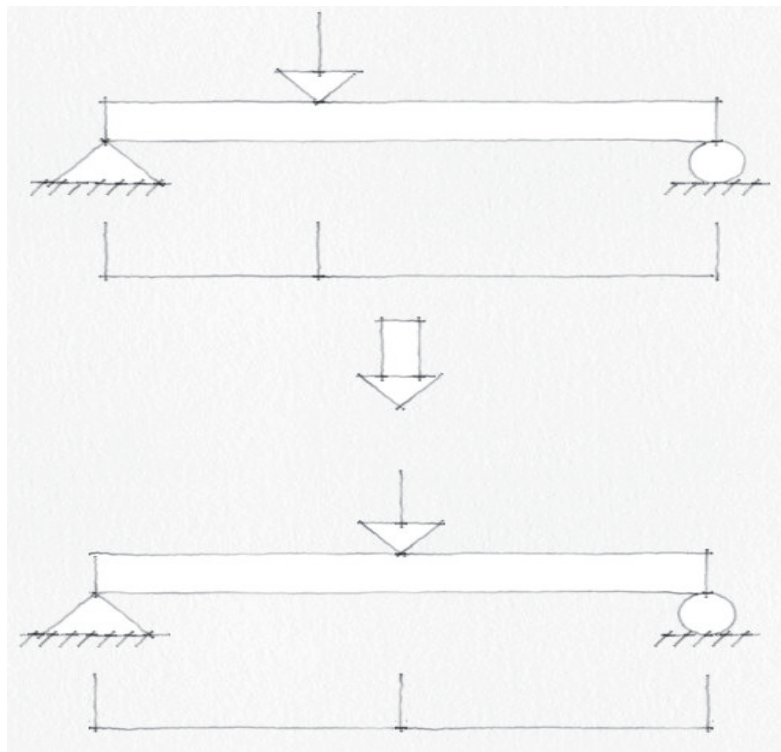


Figur 9.9: Sidovy mothåll med kraftfördelande stålplatta.

Stålplattan ligger över provkroppens andra och fjärde kanal och får stöd från omkringliggande betong, se figur 10. En förenkling görs där trycket mot UPE-profilen ses som en punktlast och plattan som en fritt upplagd balk. Detta är en grov förenkling men ger beräkningar på den säkra sidan. Kanalernas diameter är 185 mm men längden L mellan upplagen sätts till 225 mm för att vara på den säkra sidan. 225 mm är centrumavståndet mellan liven i HD/F-plattan. Upplaget består av 2 cm betongkant på vardera sida. UPE-balken placeras excentriskt över metallplattan till följd av att de gängade stängerna som balken är infästa i har en placering bestämd av provmaskinens utformning. Beräkningen utgår ifrån att lasten verkar som en punktlast mitt på plattan, se Figur 11.



Figur 9.10: Toppvy över mothåll.



Figur 9.11: Excentrisk punktlast förenklas till centrisk last.

Provar med en 3 cm tjock platta:

$$M = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{96 \cdot 10^3 \cdot 0,225}{4} = 5,4 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{bh^2}{6}, \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot 6}{b \cdot h^2} = \frac{5,4 \cdot 10^3 \cdot 6}{0,185 \cdot 0,03^2} = 194 \text{ MPa}$$

$$194 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

En stålplatta med dimensionerna $B \times H \times L = 0,255 \times 0,03 \times 0,265$ m bör alltså vara fullt tillräckligt.

Tryck mellan stålplattan och betongen beräknas ur sambandet $\sigma = \frac{F}{A}$ och får inte överstiga betongens tryckhållfasthet. Betong C50 ger en dimensionerande tryckhållfasthet på $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{50 \cdot 10^6}{1,5} = 33,3 \text{ MPa}$, där γ_c är en partialkoefficient för betong i brottgränstillståndet och α_{cc} beaktar tryckhållfasthetens långtidsegenskaper och ogynnsamma effekter av lastpåföringssätt. Arealen blir kontaktytan mellan stålplattan och betongen, alltså stålplattans area subtraherat med arean för den kanal som plattan placeras över:

$$A = 0,255 \cdot 0,265 - \frac{\pi \cdot 0,185^2}{4} = 40,695 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Två plattor gör att kraften som verkar mot betongen blir:

$$F = \frac{192}{2} = 96 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{96 \cdot 10^3}{40,695 \cdot 10^{-3}} = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{cd}$$

Trycket mot betongen är alltså godtagbart. För att ta hänsyn till ojämnheter som kan förekomma på provkroppens ovkant placeras även en masonitskiva mellan betong och stålplatta.