

# Förstärkning vid håltagning i betongbjälklag

Johan Bergström

Luleå tekniska universitet

Civilingenjörsprogrammet  
Väg- och vattenbyggnadsteknik  
Institutionen för Samhällsbyggnad  
Avdelningen för Byggkonstruktion



# *Förord*

---

Som en avslutande del i civilingenjörsutbildningen vid Luleå tekniska universitet utförs under det sista året ett examensarbete. Arbetet sträcker sig över en period på 20 veckor vilket motsvarar 30 högskolepoäng. Vid examination skall sedan redovisning ske både skriftligt och muntligt. Detta i form av en rapport respektive ett muntligt framförande. Vid det muntliga framförandet sker även en opponering på de båda delarna.

Detta arbete har utförts under våren 2009 vid avdelning för byggkonstruktion, institutionen för samhällsbyggnad vid Luleå tekniska universitet. En händelserik tid i utbildningen och i världen. Jag hoppas arbetet kommer WSP och andra till nytta vid dimensionering för att ge en sammanfattad version av förstärkningsåtgärder och hur dessa påverkar ett bjälklag av betong.

Ett stort tack riktas till Martin Nilsson för hans kritiska korrekturläsning och råd under arbetets gång. Ett stort tack riktas även till Håkan Nordin, min handledare på WSP för hans råd och hjälp. Jag vill även tacka Ola Enochsson för att hans entusiasm och för hans hjälp med programvaran till modelleringen.

Luleå 2009

Johan Bergström



# Sammanfattning

---

Vad händer med en plattas momentfördelning vid håltagning? Vilka förstärkande åtgärder kan göras för att motverka dessa? Hur påverkar förstärkningsåtgärderna momentfördelningen jämfört med den ursprungliga fördelningen? Dessa är några av de frågor som har legat i fokus vid framtagande av denna rapport.

Utifrån dessa tankar har en litteraturstudie av olika bjälklagstyper och förstärkningar genomförts. Detta har resulterat i en sammanfattning av de tre vanligaste bjälklagstyperna samt en rad olika förstärkningsmetoder. Dessa metoder är t.ex. ökning av tvärsnittarean, efterspänning med både in- och utvändiga kablar och pågjutning med armering. Utöver dessa finns det även metoder som har utvecklats under de senaste tjugo åren, till dessa hör användandet av pålimmade stålplåtar och pålimmade fiberarmerade polymerer, FRP (Fibre Reinforced Polymers). Med dessa metoder är det möjligt att skapa förstärkningar som har minimal eller ingen påverkan på utseende och tvärsnitt men som samtidigt ger lika bra resultat som en pågjutning. Detta leder bland annat till att den fria höjden vid förstärkning av bjälklag inte påverkas.

För att kunna dra några slutsatser om förändringar i momentfördelning har som avslutade del i rapporten ett antal fall modellerats. Dessa är betongbjälklag utan hål, betongbjälklag med hål men utan förstärkning och ett antal olika förstärkningsmetoder ur litteraturstudien.

Den slutsats som kan dras från modellerna är att det är bäst att så långt som möjligt använda befintliga stöd i form av väggar och pelare. Nya stöd, som t.ex. en pelare som ligger direkt mot plattan, blir allt för styva och därigenom introducerar negativa moment där det tidigare varit positiva. Detta kan få till följd att det blir uppsprickning i plattans överkant. Vidare så verkar en förstärkning inriktad på att efterlikna den ursprungliga plattans beteende vara att föredra. Detta innebär att förstärkningsåtgärden inriktas till att endast påverka området i den omedelbara närheten av hålet genom att ta de krafter och moment som betong i öppningen annars skulle ha tagit. Till de modeller som uppvisade bäst resultat hör här en krage av betong samt fiberarmering runt hålet.



# *Abstract*

---

What happens with the moment distribution of a concrete slab when an opening is created? How is the slab strengthened to handle the opening? In what way does the strengthening change the distribution? What are the alternatives when strengthening in the case of an opening in a concrete slab? These are a few of the questions which have been at the core when producing this report.

From these thoughts and questions a review of the literature for different types of flooring and strengthening has been made. In the report there is a summary of the three most common concrete flooring; traditional in-situ casting, pre-cast in-situ concrete floor and hollow-core concrete slabs as well as a summary of the most common strengthening methods. Examples of strengthening are increasing the cross sectional area or post-tensioning with both inner and outer cables. Apart from these methods there have been some advances in the last twenty years. The use of steel plates and FRP (Fibre Reinforced Polymers) are a prime example of this. With these methods it is possible to create strengthening which has little or no influence on the appearance and cross-section but which at the same time give an adequate result. For a concrete floor this leads to minimum impact on the clearance between floors.

As a finishing part of the thesis different strengthening methods for a concrete floor with an opening has been modeled and moment distributions are presented. Since pre-cast in-situ concrete floors and traditional in-situ casting have practically the same behavior they are handled in the first part and pre-cast hollow-core concrete slabs are presented in the last part.

The conclusions that can be drawn from the models are that it is best to use supports already present in the structure. The reason for this is that a new wall or pillar creates such a stiff support that there is a great risk of introducing negative moments where there used to be positive. This might result in cracking on the surface of the slab. Another conclusion from the models is that a reinforcement which only affects the area around the opening and mimics the behavior of the original seems to be recommended. One example of a strengthening which mimics the original behavior is a Collar of concrete around the opening, which is designed for the forces and moments that the concrete in the opening originally were supposed to handle. Among the ones which produced the best result are the Collar of concrete and the FRP-system.



# Innehållsförteckning

---

FÖRORD .....	I
SAMMANFATTNING .....	III
ABSTRACT .....	V
INNEHÅLLSFÖRTECKNING .....	VII
1 INTRODUCTION .....	1
1.1 Syfte & Mål .....	1
1.2 Forskningsfrågor .....	2
1.3 Avgränsningar .....	2
1.4 Problemägare & författarens referensram .....	2
1.5 Metod .....	2
2 LITTERATURSTUDIE .....	3
2.1 Konstruktionstyper .....	3
2.1.1 Håldäckplattor .....	4
2.1.2 Plattbärlag .....	5
2.1.3 Platsgjutna betongbjälklag .....	6
2.2 Håltagning .....	7
2.2.1 Håltagning i platsgjutna konstruktioner .....	7
2.2.2 Inverkan av hål .....	9
2.2.3 Håltagning i plattbärlag .....	11
2.2.4 Håltagning i håldäck .....	11
2.3 Förstärkningsmetoder .....	12
2.3.1 Avväxling .....	13
2.3.2 Limmade fiberkompositer och stålplåtar .....	16
2.3.3 Pågjutningar .....	23
2.3.4 Vertikal- eller horisontell uppspanning .....	24
2.3.5 Igjutning i håldäck .....	25
3 DIMENSIONERINGSTEORI .....	27
3.1 Introduktion .....	27
3.2 Villkor enligt BBK04 .....	28
3.2.1 Deformationsförmåga .....	28
3.2.2 Avstånd mellan stänger .....	29
3.3 Villkor enligt Eurocode 2 .....	30
3.3.1 Minsta och största mängd armering .....	30
3.3.2 Avstånd mellan stänger .....	30
3.4 Momentberäkning enligt Strimlemetoden .....	30
3.4.1 Begränsningslinjer .....	31
3.4.2 Elementarfall .....	32
3.4.3 Förhållande mellan stöd- och fältmoment .....	33

	3.4.4	Armeringsband.....	34
	3.4.5	Momentfördelning i sidled .....	35
4		BERÄKNINGAR .....	37
	4.1	Klassindelningar .....	38
	4.1.1	Säkerhetsklass .....	38
	4.1.2	Livslängdsklass.....	38
	4.1.3	Exponeringsklass .....	38
	4.2	Täckande betongskikt och effektiv höjd .....	38
	4.3	Materialparametrar .....	39
	4.4	Lastberäkning.....	39
	4.4.1	Egentyngd.....	39
	4.4.2	Övrig last .....	39
	4.4.3	Lastkombinationer.....	39
	4.5	Brottgränstillstånd – Momentkapacitet.....	40
	4.5.1	Beräkning enligt råd och förenklingar.....	40
	4.5.2	Armeringsband.....	43
	4.5.3	Momentfördelning .....	44
	4.5.4	CFRP förstärkning.....	46
	4.6	Håldäcksmodell.....	48
5		MODELLERING & ANALYS.....	49
	5.1	Utan öppning .....	50
	5.2	Utan förstärkning .....	51
	5.3	Enkel balkavväxling .....	51
	5.3.1	Stöd under hela plattan.....	51
	5.3.2	Stöd vid öppning.....	52
	5.3.3	Punktstöd vid öppning .....	53
	5.4	Krage .....	53
	5.5	Enkelt balkkors .....	54
	5.6	Dubbelt balkkors.....	54
	5.7	Limmade fiberkompositer .....	55
	5.8	Limmade stålplåtar .....	55
	5.9	Håldäck .....	55
	5.9.1	Utan hål.....	55
	5.9.2	Utan förstärkning .....	56
	5.9.3	Avväxling med 20 cm överlapp .....	56
	5.9.4	Avväxling under en hel platta .....	56
	5.9.5	Avväxling under samtliga plattor.....	57
	5.9.6	Avväxling under samtliga plattor med upplag på pelare .....	57
6		SLUTSATSER & DISKUSSION .....	59
7		LITTERATURFÖRTECKNING .....	61

# 1 INTRODUKTION

En byggnad med flera våningar består utöver väggar och tak av bjälklag som skiljer våningar. I samtliga dessa ska olika installationer dras för exempelvis el och ventilation. För el är hålen oftast så små att dessa inte behöver beaktas vid en dimensionering men öppningar för ventilation kan i vissa fall komma upp i sådana dimensioner att någon typ av förstärkande åtgärd är nödvändig. I de flesta fall krävs det att stora hål ska finnas i bjälklaget, till exempel trappor, hiss, ventilationsinstallationer etc.

I samtliga dessa fall kan förutsättningarna för håltagning redan vara kända vid projektering, men det finns även fall där dessa kommer till senare då bjälklaget redan är på plats. Det finns även fall med håltagningar i äldre byggnader som följd av förändrade förutsättningar och regler. Det kan då bli nödvändigt att använda någon yttre förstärkningsåtgärd.

Valet av förstärkningsåtgärd underlättas inte av att det finns olika sätt att dimensionera bjälklag och att alla förstärkningsåtgärder inte fungerar för alla konstruktionstyper. När sedan valet av förstärkningsåtgärd ska göras måste denna vara praktiskt och ekonomiskt försvarbar. Finns inga krav på att bevara den fria höjden kanske en balk är det billigaste alternativet likväl som att fiberarmering kanske är det enda alternativet om ingen påverkan får göras på den fria höjden.

## 1.1 Syfte & Mål

Syftet med arbetet är att utreda vilka förstärkningsmetoder som finns och som bäst passar vid håltagning i olika typer av betongbjälklag.

Målet med arbetet är att analysera olika betongbjälklagstyper och förstärkningsmetoder genom modellering av momentfördelning och utifrån det jämföra de olika alternativen.

## 1.2 Forskningsfrågor

- Vilka är de vanligaste förekommande typerna av betongbjälklag?
- Vad säger dimensioneringsreglerna om håltagning i betongbjälklag?
- Vilka förstärkningsmetoder förekommer för betongbjälklag?
- Vilket förstärkningsalternativ ger den gynnsammaste momentfördelningen?

## 1.3 Avgränsningar

- Litteraturstudien avgränsas till tre typer av betongbjälklag; håldäck, plattbärlag och platsgjutet.
- Litteraturstudien avgränsas till avvaxling, pålimmade fiberkompositer och stålplåtar, pågjutningar, vertikal- och horisontell uppspanning samt igjutning i håldäck.
- Vid modellering har en platta med förutbestämda dimensioner och förutbestämd placering av öppning använts.
- Ingen optimering av förstärkningsåtgärderna har gjorts i modelleringen.

## 1.4 Problemägare & författarens referensram

Problemägare är WSP Group med kontaktperson Håkan Nordin, WSP Byggprojektering i Luleå.

Som intressenter finns bland annat Luleå tekniska universitet, men även övriga företag i byggbranschen i både entreprenadledet och projekteringsledet.

Författaren studerar för närvarande sista året på civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad med inriktning mot konstruktion vid Luleå tekniska universitet.

## 1.5 Metod

Denna rapport är indelad i fem kapitel

1. *Inledning*: introducerar problemet och ger en allmän bakgrund.
2. *Litteraturstudie*: ger information om olika bjälklagstyper av betong, regler vid håltagning samt olika förstärkningsmetoder.
3. *Dimensioneringsteori*: beskriver den teori som används vid dimensionering av bjälklag och öppningar i bjälklag.
4. *Beräkningar*: momentberäkning på platta, beräkning av erforderlig fiberarmering samt omräkning av håldäcksstyvhets.
5. *Modellering & Analys*: modellering utförd utifrån litteraturstudien och dimensioneringsteorin samt kort analys av modellerna.
6. *Slutsatser & Diskussion*: rapportern avslutas med en diskussion och sammanfattning av examensarbetet.

## 2 LITTERATURSTUDIE

### 2.1 Konstruktionstyper

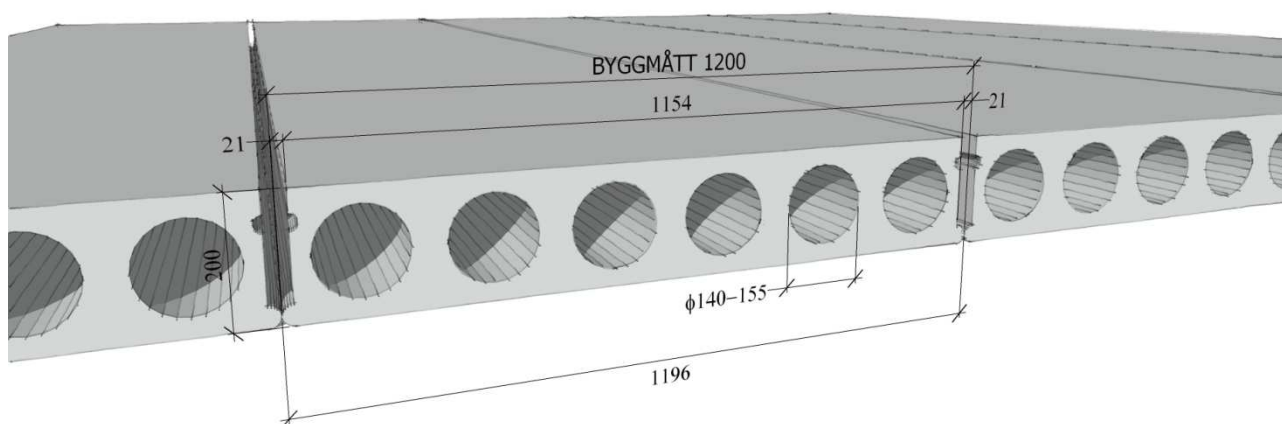
För att uppföra bjälklag finns det ett antal olika tillvägagångssätt att välja på. Dessa sträcker sig mellan två ytterligheter; elementtillverkade och platsgjutna. Den första har en väldigt hög grad av prefabricering medan den senare kan utföras utan någon prefabricering överhuvudtaget. Mittemellan på denna skala finns det sedan typer som har en viss grad av förtillverkning men där en del arbete utöver själva monteringen tillkommer.

Elementtillverkade plattor kommer från en fabriksanläggning där tillverkningsutrustningen är anpassad till det speciella produktsortimentet. Plattelement tillverkas även i fält men endast i begränsad omfattning, vanligen då elementen är för stora för att transport från fabrik ska vara möjlig. Jämfört med platsgjutna konstruktioner innebär tillverkning av betongelement på fabrik fördelar med bland annat arbetsmiljö, tillvaratagande av serieeffekter, jämnare kvalitet samt att monteringstiden förkortas. Till nackdelarna hör bland annat att elementen ökar transportarbetet och ökar antalet fogar i konstruktionen, vars kostnader inte är oväsentliga.(Bernander, 1997)

Nedan finns tre olika metoder vid tillverkning av betongbjälklag kort beskrivna. Det är ren platsgjutning där formsättning, armering och gjutning sker på arbetsplatsen. Det är elementtillverkade håldäcksplattor vilka armeras och gjuts i fabrik. Endast små betongarbeten sker på plats med dessa, vanligtvis tätning av fogar. Den tredje metoden är plattbärlag, som är en kombination av de två ovan. Plattbärlaget används som kvarsittande form och innehåller en viss armering. På arbetsplatsen är det sedan möjligt att tilläggsarmera denna för att slutligen gjuta ett lager betong ovanpå.

### 2.1.1 Håldäcksplattor

Håldäcksplattor (HD) är prefabricerade betongelement med längsgående hål och som används som bjälklag i hus med måttliga belastningar, till dessa hör bland annat bostäder, skolor, kontor, vårdbyggnader och lättare industrier. Genom sina håligheter, se Figur 2.1, har håldäcken en relativt låg egenvikt i förhållande till sin bärförmåga. Håldäcken möjliggör även dragning av vissa installationer.



Figur 2.1: Håldäcksplatta HD/F 120/20, efter Betongelementföreningen (2007).

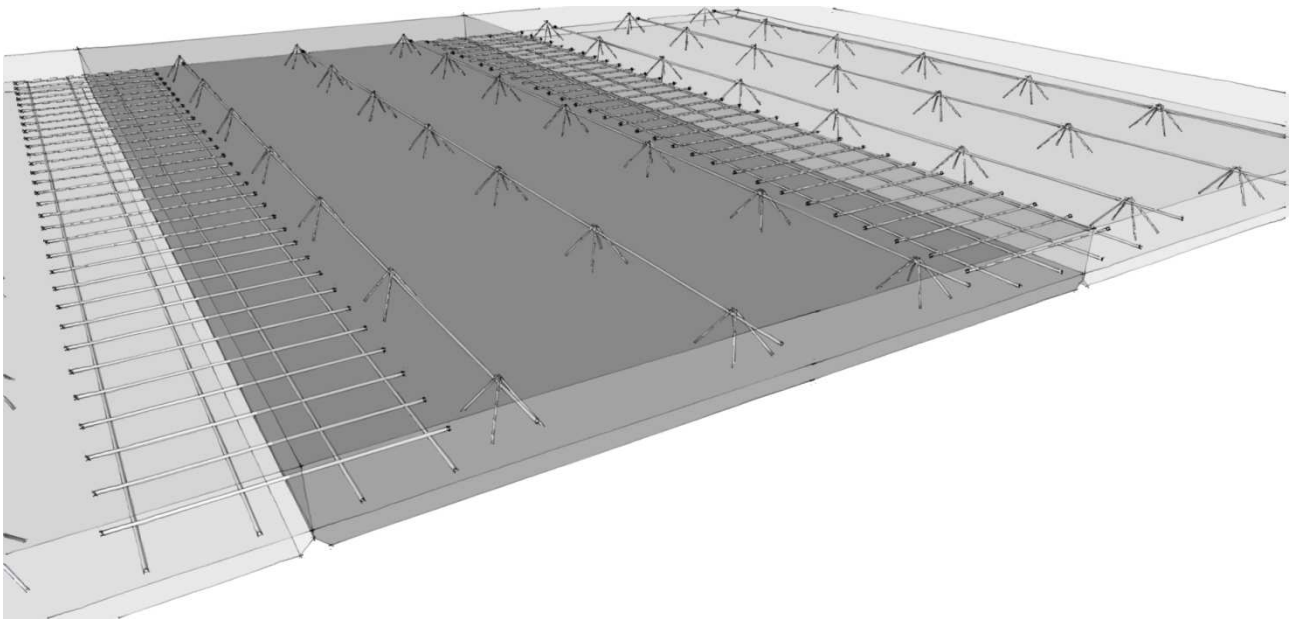
Förespända håldäcksplattor (HD/F) tillverkas maskinellt på långa gjutbäddar i huvudsak enligt stränggjutningsmetoden. De gjuts med dess undersida mot en stålform där kanter och dess ovansida formas av en maskin vilekn ger plattan en slät undersida vilket gör det möjligt för direkt målningsbehandling utan någon större förbehandling. Plattorna armeras i underkant med spännlinor och sågas sedan efter härdning till rätt längd. Vid montering av plattans avjämnas eller pågjuts vanligen dess översida. HD/F plattans mått kan variera något men standardbredden är 1200 mm. Beroende på tillverkare och modell varierar även plattorna vad gäller hålens form, antal och storlek, se Tabell 2.1 nedan. (Betongelementföreningen, 2007)

Tabell 2.1: Materialdata för håldäck. (Betongelementföreningen, 2007)

HD/F	Egentyngd fogad platta $g$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Tvårsnittarea $A$ [m <sup>2</sup> /m]	Tröghetsmoment $I$ [m <sup>4</sup> /m · 10 <sup>-4</sup> ]	Sprickmoment $M_{cr}$ [kNm/m]	Momentkapacitet, brottgränstillstånd $M_u$ [kNm/m]	Skjuvkapacitet, brottgränstillstånd $V_u$ [kN/m]
120/20	2,6	0,11	5,2	75	110	60
120/27	3,7	0,16	13,4	130	190	70
120/32	4,0	0,16	20,8	200	285	80
120/38	4,6	0,19	33,9	325	460	131

### 2.1.2 Plattbärlag

I sitt enklaste utförande används plattbärlag som kvarsittande form vid platsgjutna bjälklag. Genom sin låga egenvikt ger plattorna möjlighet att använda en ordinarie byggkran för att lyfta plattorna på plats (Betongelementföreningen, 2007). Dessa stötts sedan under gjutskedet av bockryggar enligt leverantörens anvisningar. De längsgående skarvarna kompletteras efter montage med skarvnät, vilka har en liten dimension ( $\text{Ø}6$  s150) vid enkelspanning och grövre ( $\text{Ø}8$  s150) vid tre eller fler stöd, se Figur 2.2 nedan.



Figur 2.2: Plattbärlag med skarvnät över de längsgående fogarna, efter Betongbanken (2008a).

Det finns två varianter av plattbärlag, slakarmerade och förspända. Den senare möjliggör för större spännvidder, upp till ca 12 m jämfört med slakarmerade som klarar upp till ca 10 m. Den förspända blir även lite tjockare, minst 70 mm mot de slakarmerade som blir minst 40 mm tjockt. I sitt standardutförande är de slakarmerade plattorna 2400 mm breda och de förspända 1200 mm breda, men där variationer finns beroende på elementlängden. I det färdiggjutna bjälklaget är plattbärlagen en del i byggnadstommens konstruktion eftersom en helt homogen, samverkande betongkonstruktion uppnås. (Betongbanken, 2008a)

Plattbärlagen tillverkas i betongklass C30/37 men vid dimensionering baseras denna på den lägsta betongkvaliteten av bärlaget och pågjutningen. Vid tillverkning får plattan en slät och porfri undersida vilket gör den färdig för målningsarbete direkt. Från fabrik är plattbärlagen försedda med erforderlig underkantsarmering, vid firsidig uppläggning samt vid pelardäck placeras konstruktivt verkande tvärarmering vid montering. Runt pelare krävs det dessutom särskilda armeringslösningar. För att erhålla erforderlig skjuvkapacitet i fogen mellan plattan och pågjutningen används armeringsbalkar. Dessa kan även användas för lyft och hantering. Vid leverans är det möjligt att förbereda installationer och håltagning genom att eldosor, ventilationsstosar och ursparingar är monterade i fabrik. (Betongelementföreningen, 2007)

### 2.1.3 Platsgjutna betongbjälklag

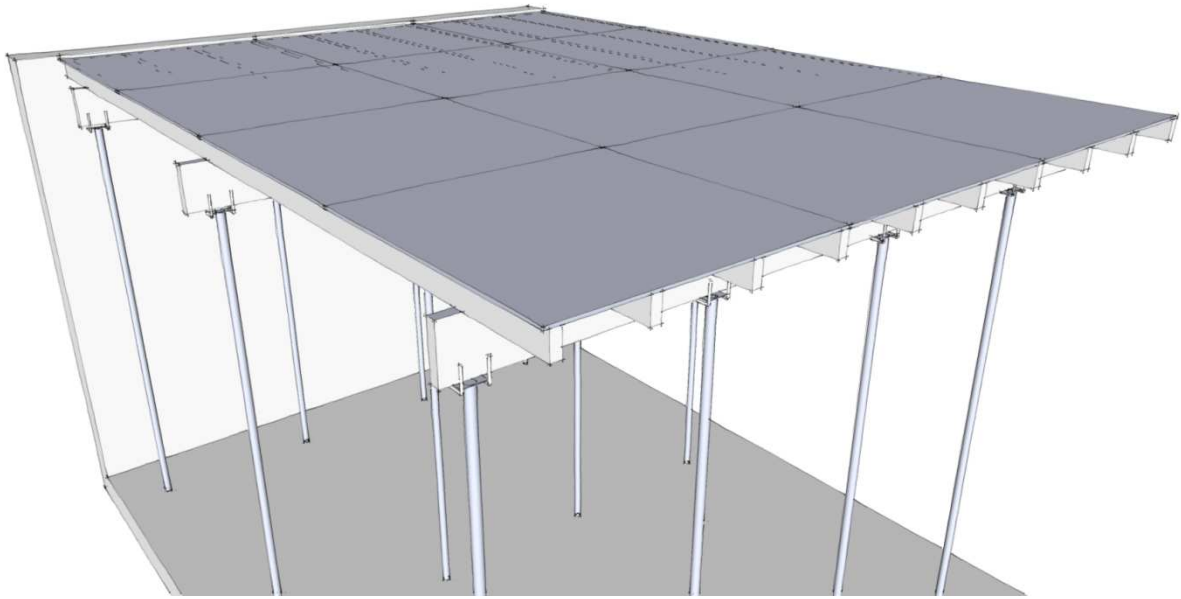
Det platsgjutna byggandet ger möjlighet till helgjutna konstruktioner vilka kan, beroende på friheten vid armeringen, tillverkas med till exempel fria hörn utan bärande pelare, krökta väggar, sneda pelare eller godtyckliga håltagningar. Platsgjutna konstruktioner ger även bra materialutnyttjande med möjlighet till optimering av till exempel tvärsnitt, nedböjning, armeringsmängd och betongkvalitet.

Med platsgjutet finns även möjligheten med förtillverkad armering eller armering på rulle vilket reducerar tiden vid armering. Något som även har kommit under de senare åren är användandet av självkompakterande betong (SKB) vilken inte kräver någon vibreringsinsats för att omsluta armeringen och fylla ut formen.

Vid platsgjutna betongbjälklag krävs någon form av stödjande åtgärd för bjälklagsformen. Detta leder i regel till stämning från bjälklaget nedanför. Ett platsgjutet bjälklag tillverkas i regel av betong i hållfasthetsklasser mellan C25/30 och C45/55 och har en tjocklek av vanligtvis 200 mm. Tjockleken varierar beroende på vilken last bjälklaget är utsatt för. Installationer för el, värme och avlopp gjuts i regel in och något undertak behövs därför inte.

Jämförs platsgjutet med den prefabricerade tekniken så skiljer dessa sig ganska radikalt. Platsgjutna betongen har stor tålighet mot bland annat håltagning. Detta genom till exempel förändring av armeringens fördelning runt hålet. (Hellers, 2003)

För att kunna gjuta ett platsgjutet bjälklag krävs någon typ av valvform. Denna finns i flera olika utföranden med olika grader av prefabricering. Den traditionella formen, se Figur 2.3 nedan, byggs på plats och består av stämp, bockrygg, ströregel och plywood



Figur 2.3: Traditionell valvform bestående av ovanifrån; plywood, ströreger, bockrygg och stämp.

Formbord är ett rumsstort element som bärs av en höj- och sänkbar ställning. De monteras i kompletta flak upp till ca 35 m<sup>2</sup> bestående av understöd, bockryggar, ströreger, plywood, avstängare och skyddrücken. Formborden ger låga enhetstider om det finns flera gjutningsupprepningar och kort byggtid. (Betongbanken, 2008b)

## 2.2 Håltagning

Hål och öppningar finns i nästan alla plattor men ger i normalfallet inga svårigheter vid dimensionering om de redan i ett tidigt skede är kända. Mindre hål kräver normalt ingen förstärkningsåtgärd om inte lasten ökar i samband med håltagningen (J&Ws tekniska sekretariat, 1978). För större öppningar kan det visa sig nödvändigt att förstärka plattan genom användning av till exempel balkar runt öppningen. (Fintel, 1986)

Finns möjlighet, speciellt för platsgjutna konstruktioner, bör öppningen redan från början finnas med i dimensioneringen så att armeringen kan användas som förstärkning. Oberoende av vilket resultat som då skulle erhållas bör det finnas åtminstone en armeringsstång i över- och underkant av öppningen, detta för att förhindra sprickbildning och då speciellt i hörnen. (Hillerborg, 1996)

### 2.2.1 Håltagning i platsgjutna konstruktioner

Hur stor påverkan en öppning har vid dimensionering av en platta beror på olika faktorer som till exempel vilken form eller storlek öppningen har samt var den är placerad. Om endast en liten förändring sker kan dimensioneringen utföras utifrån en analys utan öppning. Armeringen som enligt analysen skulle ha funnits i hålet skjuts istället till sidorna, med hälften till en sida och hälften till den andra sidan. Området som då saknar armering kompletteras med samma inbördes avstånd som tidigare. (Hillerborg, 1996)

Tillförlitligheten för detta angreppssätt är inte lätt att avgöra men tumregel är att om hålets största sida är mindre än  $1/5$  av den minsta spännvidden går det att använda. Öppningar som befinner sig nära pelare för ett hörnstött element genererar speciella problem beroende på de höga vridande momenten inom detta område. Även öppningar nära fria ränder kräver särskilda beaktanden. (Hillerborg, 1996)

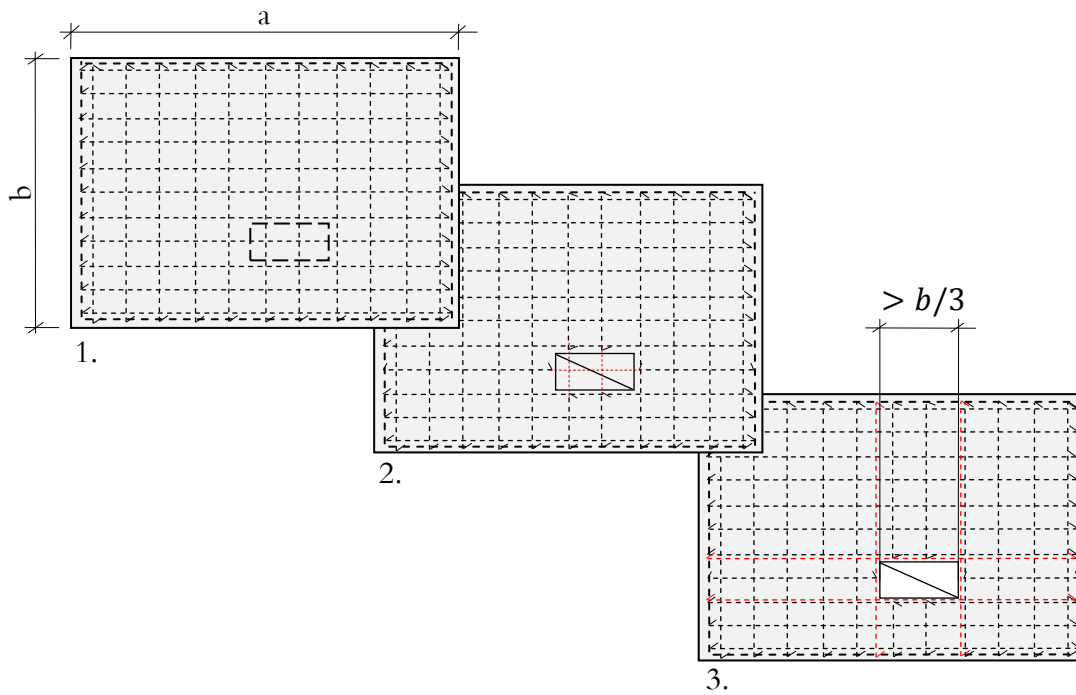
Hörnen vid öppningen bör även de armeras med diagonala stänger. Detta för att kontrollera sprickbildningen som med stor säkerhet kommer att uppstå där. (Meyer, 1996)

Den extra armeringen som placeras längs hålets ränder koncentreras så nära som armeringsavståndet tillåter. Sedan utnyttjas regeln om att armeringen samverkar med betongen i tryckzonen inom ett avstånd av 3 gånger plattans tjocklek eller  $1/10$  av spännvidden. (Hillerborg, 1990)

Stora hål, där angreppssättet ovan inte är en möjlighet, dimensioneras enligt principen att kanterna på hålen är fria ränder. Momenten som verkar i samma riktning som kanten fördelas till att koncentreras närmare öppningen. (Enochsson, 2005)

Små hål har enligt underavsnitt 6.5.8 "Hål i platta" i BBK04 (2004) största tvärmått högst  $1/3$  av plattans minsta spännvid, BBK04 (2004) tillåter därmed större hål än den tumregel som Hillerborg (1996) nämner ovan. I BBK04 (2004) är dimensioneringsförfarandet enligt nedan, se Figur 2.4

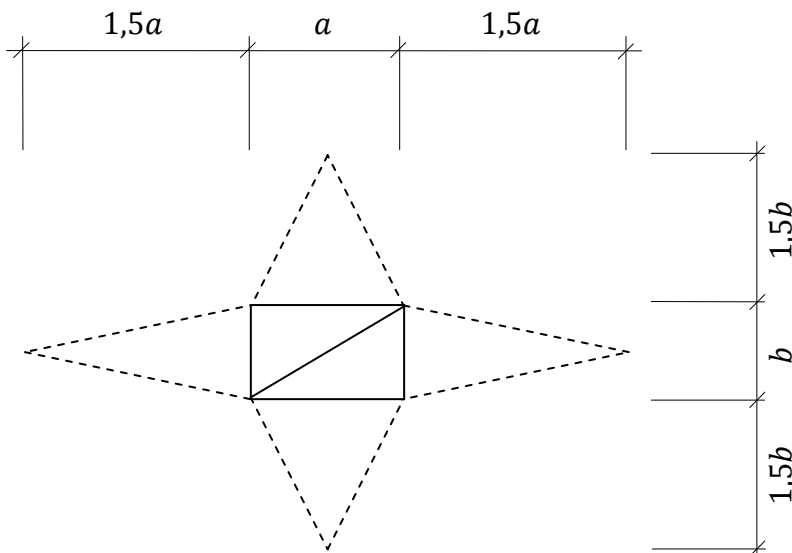
1. Moment och tvärkraft beräknas först som om hålet inte funnits
2. De moment och tvärkrafter som skulle passerat varje halva av hålets bredd förutsätts i stället adderade till momenten och tvärkrafterna inom ett band med bredden högst lika med tre gånger plattjockleken längs hålets närmaste rand.
3. Armeringen ges minst samma längd som den skulle haft om hålet inte funnits.



Figur 2.4: Armering i platta med liten öppning, efter Olofsson et al (2006)

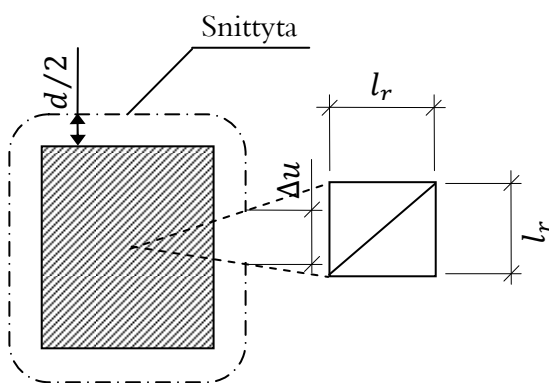
### 2.2.2 Inverkan av hål

I BBK04 (2004) avsnitt 6.1 står det att inverkan av hål antas vara försumbar på ett avstånd lika med 1,5 gånger hålets bredd, se Figur 2.5.



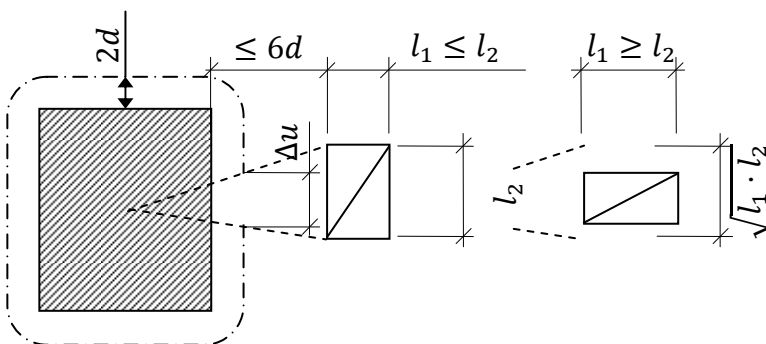
Figur 2.5: Inverkan av hål, efter BBK04 (2004)

I en platta vilken är understödd av pelare eller annat koncentrerat stöd kan genomstansningsbrott inträffa, vilket innebär att en stympad kon stansas ur plattan vid pelaren. Befinner sig hålet mindre än  $5d$  från en pelare måste konstruktionens bärförmåga med hänsyn till genomstansning reduceras enligt avsnitt 3.12.5 i BBK04 (2004), där  $d$  är effektiv tvärsnittshöjd (avstånd från dragarmerings tyngdpunkt till tvärsnittets mest tryckta kant). Denna reduktion utförs genom att projektlinslinjer från hörnen på hålet dras mot pelarcentrum, se Figur 2.6. Är hålet bredare än vad det är högt ( $l_r > l_t$ ) dras projekteringslinjerna utifrån ett fiktivt kvadratisk hål med samma area som det verkliga.  $l_t$  beräknas då som  $\sqrt{l_t \cdot l_r}$ . Den del av snittytan med avseende på genomstansning runt pelaren som kommer innanför projektlinslinjerna från öppningen räknas bort vid genomstansningskontrollen.



Figur 2.6: Reduktion  $\Delta u$  av snittytans längd  $u$  vid hål invid innerpelare, efter BBK04 (2004)

Motsvarande krav finns även i den europeiska normen där SS-EN 1992-1-1 (2005) säger att om en öppning ligger inom  $6d$  från pelare eller annat koncentrerat stöd skall bärförmågan reduceras. Detta genom att dra en tangent från centrum av det belastade området ut till öppningen. Beroende på hur hålet är roterat kommer tangenterna att dras olika, se Figur 2.7. Anledningen till denna inverkan beror på att hålen reducerar skjuvkapaciteten runt pelaren. (Meyer, 1996)



Figur 2.7: Inverkan av hål, efter SS-EN 1992-1-1 (2005)

Chipchase (1995) skriver att stora öppningar för till exempel ventilation, hissar, trappor etc. bör redan på ett tidigt stadium i projekteringen beaktas då dessa har stor inverkan på utformningen av konstruktionen. Öppningarna bör även placeras åtminstone en fjärdedel av spännvidden från pelare och kanter. Är plattan utsatt för koncentrerade laster bör öppningar placeras på ett avstånd från det belastade området av minst  $6D$ , där  $D$  är diametern på hålet. För att hålen skall räknas som enskilda hål och inte som en grupp måste det inbördes avståndet mellan dessa vara minst  $1,5D$ , där  $D$  är diametern på det större hålet. Är avståndet mindre räknas hålen som en öppning. Om plattorna vilar på balkar är placeringen av hål inte så viktig. Är plattorna dimensionerna som samverkade T-balkar bör hål nära balkarna undvikas, då detta område används som fläns. (Chipchase, 1995)

### 2.2.3 Håltagning i plattbärlag

Finns större öppningar i plattbärlag för exempelvis trappor, installationer, m m förstärks dessa vanligtvis med pågjutningen på samma sätt som i ett bjälklag med konventionell formsättning. Några nedstickande eller ingjutna stålbalkar för avväxling behövs därför inte. (Betongbanken, 2008c)

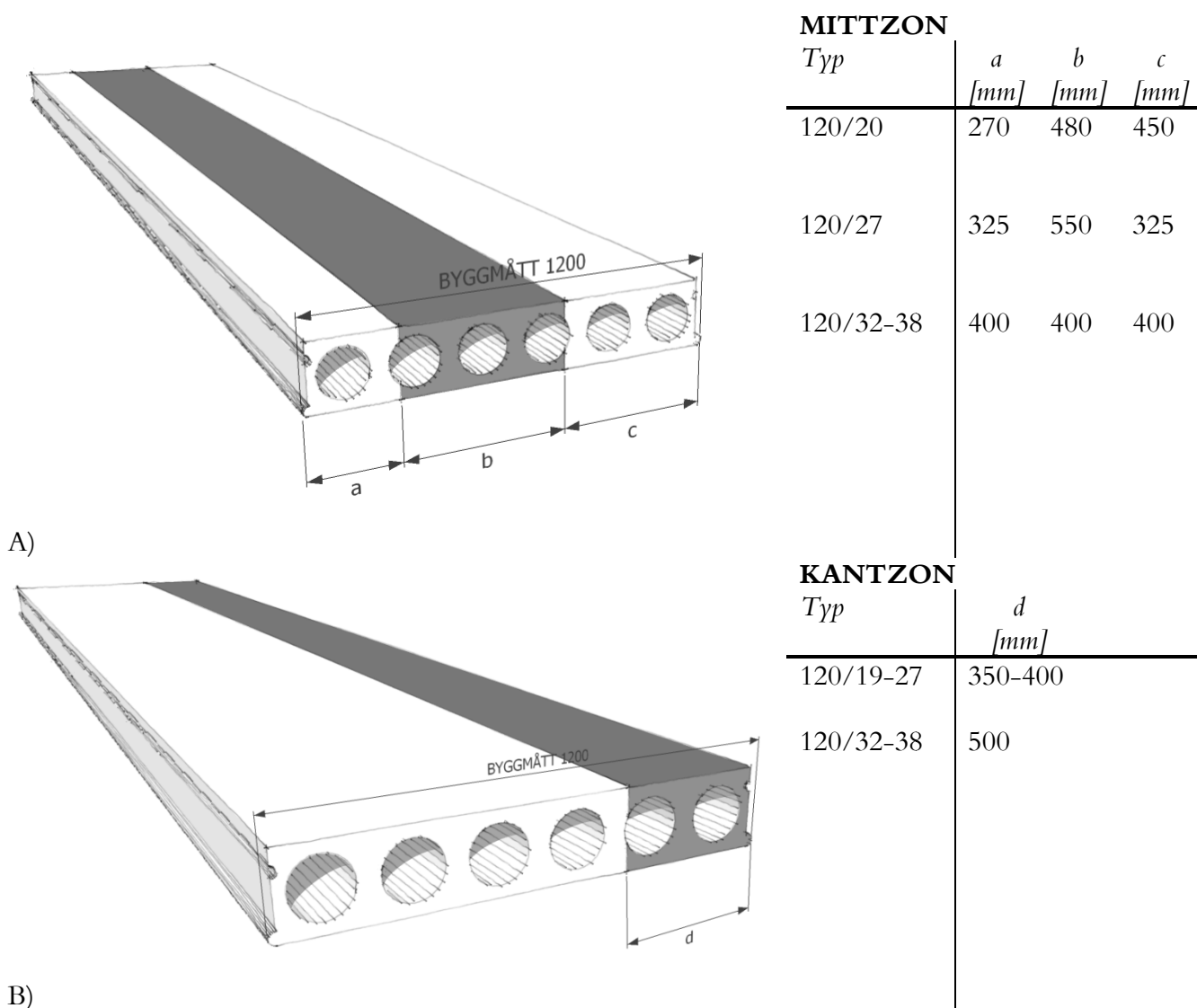
### 2.2.4 Håltagning i håldäck

Vid håltagning i håldäck utförs dessa ofta på byggarbetsplatsen istället för i fabriken. På detta sätt minskas antalet elementvarianter och risken att hålen avviker i läge minskar. Detta förutsätter att konstruktören på elementritningen eller i särskilda instruktioner har angett inom vilka zoner håltagning får ske. Detta för att hål minskar elementens bärförmåga och försämrar utseendet. (Bernander, 1997)

Ser man till ursparingar och håltagning tillåter den prefabricerade tekniken i regel inte några större ingrepp utan bör kompletteras med förstärkningar i form av tillexempel avväxlingar. Dessa är balkar under plattan vilken för laster ut till anslutande väggar eller pelare. (Hellers, 2003)

För ursparingar och hål gäller att runda hål med en diameter lika med en av de längsgående kanalernas bredd minus 40 mm får göras. Beroende på plattans utnyttjandegrad bestäms i vilken omfattning hål och ursparingar får utföras, dessa ska ligga inom det skuggade området i Figur 2.8 nedan. Ska håltagning och ursparingar ske samtidigt i kant- och mittzon krävs det extra armering i såväl längd- som tvärriktning. (Betongelementföreningen, 2007)

Mindre hål och ursparingar som tas bort på arbetsplatsen medan större hål och schakt som sträcker sig över ett eller flera element utförs med avväxlingar, se Figur 2.11 nedan. Dessa kan begränsa elementens bärighet.



Figur 2.8: Rekommenderade håltagningszoner i HD/F plattor för a) Mittzon och b) kantzon, efter Betongelementföreningen (2007)

### 2.3 Förstärkningsmetoder

En förstärkning är enligt SS-ENV 1504-9 (1997) ”Utökning eller återställande av bärförmågan i betongkonstruktionen eller del därav”. Med förstärkning avses även avstyvnande åtgärder för att öka bärförmågan för en befintlig konstruktion, dvs. minska nedböjning, sprickbildning, etc. (Telford, 1991).

Behovet av en förstärkning för en konstruktionsdel kan uppstå när bygghandlingar förändras under byggnationens gång. Det kan också ske som följd av att konstruktören, som ofta är under tidspress, har ritat fel, begått ett räknefel, överfört beräkningsresultatet fel till ritning eller misstolkat gällande bestämmelser. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

En annan vanlig anledning är att livslängden för betongkonstruktioner i normalfallet är väldigt lång vilket gör att det inte är ovanligt att kraven på konstruktionen förändras. Den måste klara en större belastning än vad den ursprungligen var dimensionerad för eller uppfylla nya normer. (Täljsten, 2006)

Vid förstärkningsarbeten är materialkostnaden för vissa metoder relativt låg, det kan då löna sig att överdimensionera förstärkning och därigenom slippa att till exempel ta reda på armeringskvaliteten i den befintliga konstruktionen om denna inte är känd. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

Dimensionering av förstärkningsåtgärderna bör göras efter rådande konstruktionsregler. Skulle det finnas speciella konstruktionsregler för förstärkning bör dessa användas men många problem som uppstår vid förstärkning beaktas inte i normala regelsamlingar. (Telford, 1991)

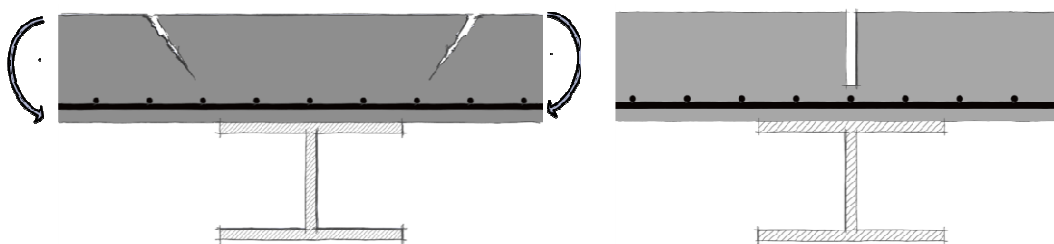
Används betong som förstärkande åtgärd blir det största problemet att åstadkomma en kontinuitet mellan det nya och det gamla materialet. Detta handlar normalt om att kunna föra över skjuvkrafter mellan den gamla och den nya betongen. Ett problem som uppstår vid befintliga efterspända konstruktioner är att det är svårt att få samma efterspanning i den nya konstruktionen. En annan viktig aspekt för förstärkningen är att dess hållbarhet inte får förändras med tiden. (Telford, 1991)

SS-ENV 1504–9:1997 (1997) nämner några olika förstärkningsmetoder som kan användas på betongkonstruktioner

- Tillägg eller utbyte av ingjutna eller monterade armeringsstänger
- Ingjutning av stänger i förtillverkade eller borrarade hål i betongen
- Pålimmade plattor
- Pågjutning med bruk eller betong
- Injektering av sprickor och hålrum
- Fyllning av sprickor och hålrum
- Förspänning – efterspanning

### **2.3.1 Avväxling**

Vid användning av ett nytt mellanstöd eller en avväxling under ett befintligt bjälklag bör momentfördelningens förändring noggrant undersökas då ett nytt mellanstöd i fält kan ge negativa moment där det tidigare var positivt. Detta kan ge uppsprickning i överkant som följd, se Figur 2.9a, vilket kan vara förödande för tvärkraftkapaciteten. En enkel åtgärd för att eliminera detta problem är att såga upp spår i plattans översida mitt över balken, se Figur 2.9b nedan. Detta får till följd att risken för sprickor elimineras samt att momentfördelningen blir mer kontrollerad. Styvheten i en balk blir normalt inte så stor att den kan betraktas som ett oeftergivligt stöd åt plattan, men den är normalt tillräckligt styv så att den radikalt ändrar momentfördelningen.



Figur 2.9: a) Farliga sprickor vid mellanstöd i fält. b) Sprickor utanför stödet kan undvikas genom sågning av ett spår över stödets mitt, efter J&Ws tekniska sekretariat (1978)

En möjlighet vid användning av stålbalk som avväxling är att förspänna stålbalken, exempelvis genom kilning i punkter under denna. Detta gynnar inte brottlasten i någon större grad, men kan inverka gynnsamt på deformationerna.

För att öka plattors bärförmåga är det möjligt att använda ett mellanstöd, t.ex. en balk som kilas under plattan. J&Ws tekniska sekretariat beskriver hur denna förspänning kan beräknas för balkar och påpekar att detta resonemang även kan användas för plattor. Tumregeln de nämner är att inga skadliga deformationer eller sprickor får uppstå innan slutlig last är påförd. De nämner även att om det saknas kriterier för lämplig indrivning av kilarna med hänsyn till brottstadiet eller brukstadiet kan tumregeln ”kilarna slås in tills betongbalken blivit i det närmaste rak under inverkan av egentynd”.

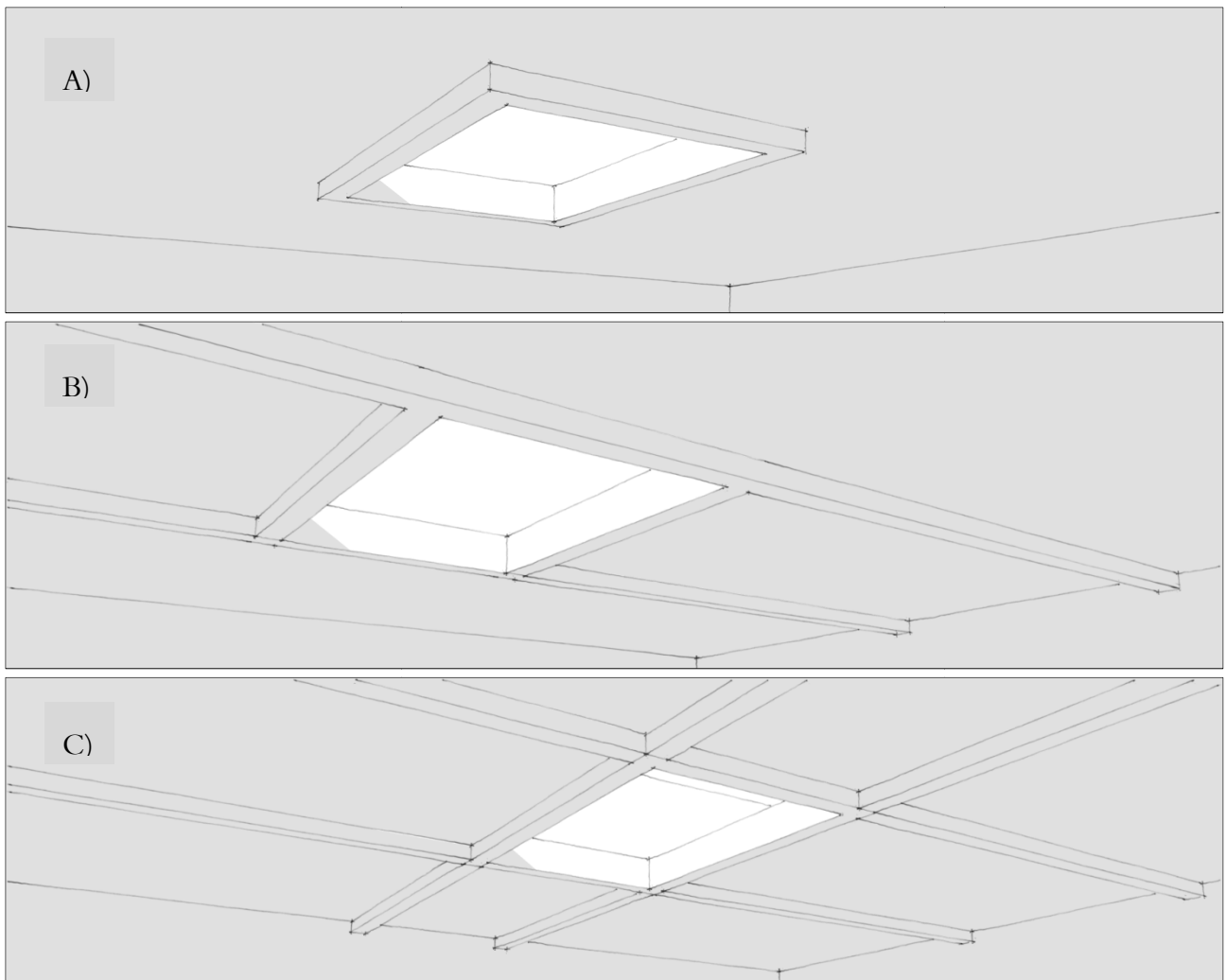
Betongelementföreningens Bygga med Prefab (2007) anger att HD/F element som är upplagda på balkar har lägre bärförmåga jämfört med då de är upplagda på väggar. Denna skillnad beror på att HD/F-elementen följer med i balken deformation och ger därmed upphov till tvärgående påkänningar. (Betongelementföreningen, 2007)

### **Krage av betong eller stål**

En förstärkningsmetod vid håltagning är att förse hålet med en krage av betong eller stål, se Figur 2.10a) och b). Tanken är då att denna krage ska föra över de krafter och moment, som den armerade betongen i hålet skulle ha upptagit. För att denna överföring ska vara möjlig krävs svetsning eller annan sorts skarvning till den ursprungliga armeringen. De ingående balkarna i kragen ska även dimensioneras för vridning. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

### **Balkkors och dubbelt balkkors**

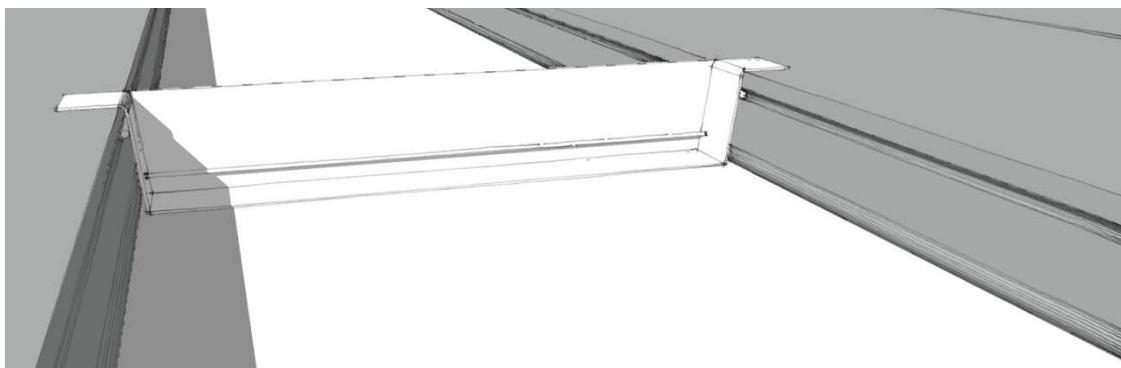
Vid mycket stora hål kan det vara nödvändigt att utvidga kragen till ett balkkors eller dubbelt balkkors, Figur 2.10c) vilken vilar på anslutande balk eller vägg. Denna metod kan också användas om det inte går att åstadkomma samverkan mellan krage och platta. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)



*Figur 2.10:A) Krage B) balkkors C) dubbelt balkkors, efter J&W's tekniska sekretariat (1978).*

### **Håldäckavväxling**

För håldäck där håltagningen sträcker sig över ett eller flera element finns särskilda avväxlingsbalkar som kan användas vid nyproduktion. Dessa är L-formade med krokarna på båda sidorna, se Figur 2.1 ovan. Den kapade plattan vilar på den nedre flänsen och bärs upp på sidorna av krokarna som ligger på angränsande platta. För att undvika att avväxlingen skall rotera under montering används kilar mellan avväxlingen och de angränsande plattorna. (Peikko, 2006)



Figur 2.11: Håldäcksavväxling POK, efter Peikko (2006)

### **2.3.2 Limmade fiberkompositer och stålplåtar**

Användning av limning som förstärkningsmetod går att hitta dokumenterat från 1960-talet. Då förstärktes en betongbalk med stålplåtar och efter det har användningen och användningsområdena bara ökat. På senare år har stålplåtarna, som var populärare tidigare fått ge plats till olika FRP system (Fibre Reinforced Polymers). (Täljsten, 2006)

Den största anledningen till detta ligger i hanterbarheten för stål jämfört med FRP-systemen. Stålet är tungt vilket gör att monteringen av stålplåtar blir praktiskt väldigt krävande. En annan nackdel är risken för korrosion mellan limmet och stålet. Någon korrosionsrisk föreligger inte med fiberarmering som även är tålig trots sin låga vikt men relativt dyr. En stor fördel med båda metoderna är att de inte påverkar den fria höjden i någon större utsträckning. (Täljsten, 1994)

Bärförmågan vid förstärkning med limmade komponenter styrs i grunden av den limmade komponenten, limmet och betongen. Betongens bärförmåga har ett stort inflytande då det är där som brottet skall ske. (Telford, 1991)

Det lim som används är epoxi som har fantastiska mekaniska egenskaper men också vissa nackdelar: det är väldigt dåligt ur arbetsmiljösynpunkt, inte släpper igenom någon fukt vilket kan leda till hållbarhetsproblem. Forskning har därför gjorts i syfte att byta ut limmet mot till exempel cementbaserad komposit, se till exempel Wiberg (2003), som drar slutsatsen att de cementbaserade kompositer fungerar och att de har stor potential. Beräkningsmetoden skiljer sig inte så mycket jämfört med FRP-kompositernas utan modifieras endast med hjälp av en effektivitetsfaktor som tar hänsyn en rad olika faktorer. (Wiberg, 2003)

SS-ENV 1504-10 (2004) anger att limmade yttre plattor kan bestå av byggstål, fiberförstärkta kompositter eller andra material av lämplig kapacitet och hållbarhet. Användning av rostfritt stål eller höghållfast stål rekommenderas inte.

Vid användning av denna metod ska ytans draghållfasthet kontrolleras. Är den svag, skadad eller alltför nedbruten bör den ersättas. Finns det sprickor som är större än 0,1 mm bör dessa fyllas med kompatibla reparationsmaterial.

Den limmade ytan ska även rengöras, ruggas och ihåligheter ska behandlas. Används stålplåtar ska ytan på denna vara fri från föroreningar och rengjord enligt rätt standard. Används istället fiberarmering eller andra plattor skall dessa förberedas i enlighet med rätt standard. (SS-ENV 1504-10:2004, 2004)

Följande tre steg bör följas vid förstärkning med epoxilim:

- *Förbehandling:* Ytan undersöks, jämnas till och rengörs. Vid limning får inte något damm, fett eller vatten vara närvarande (Täljsten, 2006).
- *Förstärkning:* Förstärkningsprocessen är olika beroende på vilket system som har valts. Temperaturen måste överstiga 10°C för att limmet skall kunna härda. Skulle temperaturen vara under detta måste extra värmekällor användas. Temperaturen ska även vara 3°C över daggpunkten samt att den relativa fuktigheten inte bör överstiga 80 % under härdning (Enochsson 2005).
- *Efterbehandling:* När förstärkningen är på plats ska den skyddas med t.ex. brandskyddsbehandling, brukapplicering, målning (Täljsten 2006)

#### *Förstärkning med limmade stålplåtar*

Förstärkning med limmade stålplåtar utförs med epoxilim direkt på betongen. Förbehandlingen sker enligt ovan men där även stålets yta rengörs, denna kan med fördel blåstras med finkornigt material för att på så sätt ta bort oljor och fetter. En grovkornig blåstring av stålet tar visserligen bort oljor och fetter men det åstadkommer även en djupare ruggning av ytan vilket ökar behovet av lim, men inte nödvändigtvis dess vidhäftningsförmåga. Den bör därför rengöras med lämpligt lösningsmedel efter blåstring. Då en ren stålyta korroderar snabbt bör ett lager av lämplig primer appliceras direkt efter rengöring. Primerins uppgift blir då att utöver öka vidhäftningsförmågan mot stålet även att fungera som korrosionsskydd. (Telford, 1991)

Bredden, längden och tjockleken på stålet har stort inflytande på förstärkningens bärförmåga beteende då en större längd och bredd ökar den totala verkningsarean som limmet får och därmed reduceras spänningarna. Förstärkningens skjuvförmåga beror till stor del på hur stor limyta som finns. Det finns en optimal förankringslängd, då allt för lång förankringslängd inte ger något tillskott till bärförmågan. Samma fenomen verkar även stämma för tjockleken på stålet, en optimal tjocklek verkar finnas. För stor tjocklek förändrar brottbeteendet från ett segt brott till ett sprött. Genom tester har det visat sig att den optimala tjockleken bör ligga mellan 3,0 till 6,0 mm vilket genom empiriska samband ger att den maximala bredden inte bör överstiga 250 – 360 mm. Längre stålplåtar än 300 mm ökar risken för vridning samt att det tryck som krävs för att sammanfoga stålet och betongen med varandra är allt för stor.

Det är viktigt att förstärkning under last inte är utsatt för några normalspänningar vinkelrätt mot förbandet. Dessa reducerar skjuvkraftsöverföringen mellan stål och betong avsevärt samt att det ökar risken för brott. Det är därför viktigt att de kontaktytor som finns vid limning har rätt förbehandling samt att de är så plana som möjligt.

Långtidsbeteendet för limmade stålplåtar beror mycket på limmet samt behandling av stålet. Det är därför viktigt att veta och ta hänsyn till långtidsbeteendet vid val av lim. Vid val av stål har det visat sig att plåtar med grundfärg och rostfritt stål ger ett fullgott resultat. Resultatet för de grundmålade plåtarna är dock mer gynnsamt. Enligt SS-ENV 1504-10 (2004) så rekommenderas inte rostfritt stål. Galvaniserat stål bör undvikas på grund av att det i långtidstester har gett ogynnsamma resultat. Limlagret bör även hållas så tunt som möjligt, någonstans mellan 1,0 och 3,0 mm, för att undvika ökningarna i krypning med tiden, Detta grundas på tester under 10 år vilka har gett goda resultat. (Täljsten, 1994)

### *Förstärkning med FRP (Fibre Reinforced Polymer)*

FRP-förstärkning kan användas på balkar, väggar, plattor, och pelare, och kan även med fördel användas för att förstärka runt öppningar i plattor och väggar. De vanligaste fibermaterialen är glas, aramid och kolfiber. De fysiska och mekaniska egenskaperna varierar lite mellan dessa. Fibrerna i sig själv har inte så stor användbarhet eftersom de inte kan överföra några laster mellan varandra. Det är inte förrän de kombineras med andra material och bildar en komposit som de börjar uppfylla de egenskaper som FRP materialen har. De kombineras sedan med polyester, vinylester eller epoxy för att bilda ett FRP-material. Beroende på vilket fibermaterial som använts i kompositen får FRP-materialet olika namn (Täljsten, 2006):

- AFRP (Aramid Fibre Reinforced Polymer)
- GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer)
- CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer)

Det finns tre vanliga system för fiberförstärkning; laminat-, väv-, och NSMR-system

- *Laminat*: består av en laminatskiva med olika kvalitet och tvärsnitt. Normaltvärsnittet är 1,2 x 100 mm där längden egentligen kan vara oändlig men är begränsad till 20 m. Övriga komponenter vid användning av laminatsystem är betongprimer och lim. Primern används för att öka vidhäftningen mellan limmet och betongen. Limmet som vanligen används är epoxylim och då med en tjocklek av 1 – 2 mm. Laminaten är lämpliga att använda på plana ytor som t.ex. balkar, väggar och plattor. Efter att betongen har förbehandlats, appliceras limmet på laminatet och även i vissa fall på betongen. Under lätt tryck tillåts sedan laminatet att härda.
- *Väv*: Till system uppbyggda med väv används vanligtvis torkade vävar med fibrer utan någon speciell riktning. Systemet är känsligt för ojämnheter i betongytan och ställer därmed högre krav på förbehandling. Väven som används har en bredd på ungefär 200 – 400 mm med en vikt på ungefär 200 – 400 g/m<sup>2</sup>. Systemet är flexibelt vilket gör att det kan anpassas till de flesta ytorna. Jämför tiden att applicera väven så är den längre än för laminatsystemen. Betongytan måste förbehandlas med en primer och i vissa fall även avjämnas med spackel. Epoxylim appliceras sedan på ytan och en fiberskiva rullas ut på ytan. Fibrerna sträcks ut och eventuella luftfickor tas bort med en roller. Sedan appliceras ett nytt lager med lim med ett till lager väv. Denna process kan upprepas upp till 10 – 15 gånger beroende på vilket system som används. Som användningsområden finns till exempel på rundade konstruktioner, såsom silos och pelare men också till stor del vid öppningar i väggar och plattor.
- *Near Surface Mounted Reinforcement (NSMR)*: Systemet består av en cirkulär eller rektangulär stav. Vid användning av systemet är det viktigt att först kontrollera det täckande betongskiktet, detta för att stavarna ska få tillräckligt avstånd från den ursprungliga armeringen. Förbehandlingen för metoden består i att spår sågas i det täckande betongskiktet. Dessa måste sedan rengöras noggrant så att föroreningar tas bort. Stavar limmas sedan fast i dessa spår med ett epoxyharts eller med betongbruk av hög kvalitet. Används epoxylim måste tid ges för betongen att torka ut, används istället bruk måste ytan istället fuktas före applicering. NSMR-system används när förstärkningen måste skyddas mot stötar men den är även användbar när betongytan är väldigt ojämn.

Utöver dessa tre system finns det även några mindre vanliga. Bland annat laminatsystem med förespänning, system med automatisk svepning runt pelare. FRP-systemen har många för- och nackdelar där Täljsten (2006) tar upp några, se Tabell 2.2 nedan.

Tabell 2.2: För & nackdelar med FRP-systemen, Efter Täljsten (2006).

Till fördelarna hör	Till nackdelarna hör
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>hanterbarhet</i>: materialen är i regel väldigt lätta och enkla att hantera. Detta till skillnad mot stålplåtar vilka fort blir ohanterbara praktiskt.</li> <li>• <i>beständighet och underhåll</i>: kolfiberkompositer har bra beständighet, bra utmattningssegenskaper samt ett litet underhållsbehov.</li> <li>• <i>tunn förstärkningsåtgärd</i>: förstärkningen är tunn och kommer därmed inte att förändra dimensionen på konstruktionen nämnvärt.</li> <li>• <i>tidsåtgång</i>: tiden för att utföra förstärkningsåtgärd med FRP är ganska kort</li> <li>• <i>förespänningsmöjligheter</i>: materialet kan förespännas för att på så sätt öka utnyttjandet, samtidigt som det reducerar befintliga sprickor.</li> <li>• <i>dimensionering</i>: inom området för FRP förstärkning finns det många undersökningar vilket har gjort att det finns bra dimensioneringsinstruktioner.</li> <li>• <i>kostnad</i>: kostnaden för att utföra förstärkningen är i regel lägre jämfört med traditionella metoder, materialkostnaden är högre.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>materialets skörhet</i>: vilken gör att den lätt tar skada. Att utföra reparationsåtgärder är oftast inget problem.</li> <li>• <i>materialens långtidsegenskaper</i>: vilka inte har kunnat kontrolleras, då dessa inte har använts under så lång tid.</li> <li>• <i>arbetsmiljön</i>: då epoxi används som lim till plattorna.</li> <li>• <i>temperatur och fukt</i>: då limmet är beroende av båda dessa vid härdning.</li> <li>• <i>brist på erfarenhet</i>: vilken åtgärdas genom utbildning.</li> <li>• <i>konservatism inom byggbranschen</i>: åtgärdas genom som ovan, utbildning och spridning av kunskap.</li> <li>• <i>dimensionering</i>: bristen på kunskap bland konstruktörer som förstår kompositer och hur de ska användas är en stor nackdel då det är denne som i regel tar fram förslaget.</li> <li>• <i>kostnad</i>: priset per kilo för kolfiberskivor och laminat är betydligt dyrare jämfört med traditionella material.</li> </ul>

### Dimensionering

Enochsson (2005) beskriver en förenklad metod för att dimensionera förstärkning med kolfiberförstärkning av betongplattor i böjning. I tester utförda av Enochsson (2005) visade det sig att metoden ger värden för bärförmågan på den säkra sidan.

I metoden beräknas först traditionellt behovet av stålarmering kring hålet, som sedan konverteras till behov av CFRP. Då plattan ska ha samma bärförmåga med stål förstärkning som med CFRP måste även momentkapaciteten vara lik

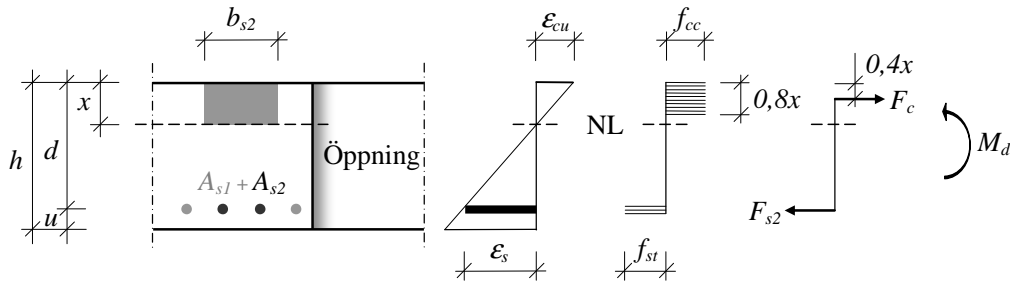
$$M_f = M_s \tag{2.1}$$

där

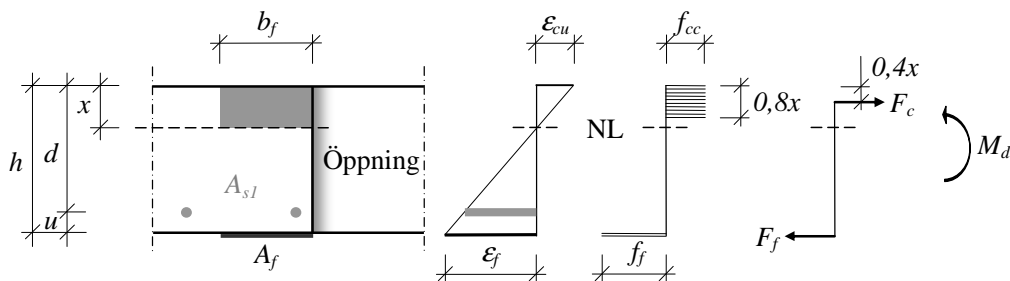
$M_f$  är momentkapaciteten för CFRP skivan

$M_s$  är momentkapaciteten för den extra armeringen

Då moment beräknas som kraft gånger hävarm är det möjligt att skriva om (2.1) med hävarmen från neutrala lagret till tyngdpunkten för CFRP-skivan respektive till centrum av armeringen, se Figur 2.12.



A)



B)

Figur 2.12: Samband mellan töjningar, spänningar och krafter i ett tvärsnitt av en armerad platta nära en öppning förstärkt a) med extra armering  $A_{s2}$  b) med CFRP  $A_f$ . (Enochsson, 2005)

Uttrycket i (2.1) kan då skrivas om till

$$F_f(h - x) = F_{s2}(d - x) \quad (2.2)$$

där

$F_f$  är kraften som CFRP skivan tar upp

$h$  är tvärsnittets totala höjd

$x$  är tryckta zonens höjd

$F_{s2}$  är kraften som den extra armeringen tar upp

$d$  är effektiva höjden för den extra armeringen

Benämning  $s2$  för armering avser den del som kommer att ersättas av CFRP skivor,  $s1$  är den del som kommer att finnas kvar. Genom att uttrycka krafterna i uttrycket ovan som spänningar över tvärsnittsytorerna och lösa ut CFRP-skivans tvärsnittsarea fås

$$A_f = \frac{\sigma_{s2}(d - x)}{\sigma_f(h - x)} A_{s2} \quad (2.3)$$

Under antagande att stålarmeringen inte flyter och att både stålet och CFRP-skivan beter sig linjärelastiskt fås, med hjälp av Hookes lag

$$A_f = \frac{E_{s2} \varepsilon_s (d - x)}{E_f \varepsilon_f (h - x)} A_{s2} \quad (2.4)$$

där

$E_{s2}$  är stålets elasticitetsmodul

$E_f$  är CFRP skivans elasticitetsmodul

$A_f$  är stålets tvärsnittarea

$A_{s2}$  är CFRP skivans elasticitetsmodul

Då Bernoullis hypotes om att plana tvärsnitt förblir plana förutsätts gälla erhålls töjningsfördelningen i Figur 2.12 ovan. Med hjälp av likformiga trianglar fås följande töjningssamband för stål och CFRP

$$\frac{\varepsilon_f}{h - x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \Leftrightarrow \varepsilon_f = \frac{h - x}{d - x} \varepsilon_s \quad (2.5)$$

där

$\varepsilon_f$  är CFRP skivans töjning

$\varepsilon_s$  är stålets töjning

Om fullständig vidhäftning antas mellan betongen och armeringen, kommer uttrycket för CFRP skivans tvärsnittsarea att endast bli beroende av hävarmarna och elasticitets modulerna för stål och CFRP skivorna

$$A_f = \frac{E_s}{E_f} \left( \frac{h - u - x}{h - x} \right)^2 A_{s2} \quad (2.6)$$

Beräkning av den effektiva bredden på tryckzonen,  $b_f$  och därmed bredden för CFRP-skivan sker iterativt. I det första steget sätts den lika med den effektiva bredden om armering hade använts som förstärkning.

$$x_f = f_{yk} \cdot \frac{A_f}{f_{cck} \cdot b_f \cdot 0,8} \quad (2.7)$$

$$z_f = h - 0,4 \cdot x_f \quad (2.8)$$

$$A_{f2} = \frac{E_s}{E_f} \cdot \left( \frac{z_s}{z_f} \right)^2 \cdot A_s \quad (2.9)$$

$$x_{f2} = \frac{A_{f2}}{t_f} \quad (2.10)$$

Ett nytt värde för den effektiva bredden kan då beräknas. Skulle elasticitetsmodulen för CFRP skivan vara större än den för stålet kan effektiva bredden för armeringen användas vid dimensionering då denna är på säker sida. (Enochsson, 2005)

### 2.3.3 Pågjutningar

Momentkapaciteten i en överarmerad platta begränsas av tryckbrott i betongen medan i en underarmerad platta begränsas den av dragbrott i armeringen. I normalfallet är plattor underarmerade, vilket gör det möjligt att komplettera dragarmeringen för att därigenom öka momentkapaciteten. För en överarmerad platta däremot måste istället konstruktionshöjden ökas.

Vid dimensionering av en pågjutning kan den antingen antas samverka med den gamla plattan eller fungera för sig. Det enklaste och billigaste alternativet är normalt att ordna en samverkan med den gamla betongen. Detta fordrar att skjuvspänningar överförs mellan ny och gammal betong. (Telford, 1991)

#### *Tryckzonen*

Vid pågjutningen av tryckzonen måste betongens krympning beaktas, då denna normalt är större för den pågjutna betongen jämfört med den gamla. Detta även om den gamla betongen förvattnats väl. Vid god vidhäftning kommer den nygjutna betongen då att få en tät uppsprickning på grund av krympningen. Detta påverkar inte brottlasten i någon högre grad men det leder till att plattans styvhet kommer att bli mindre. Vid komplettering i tryckzonen kan sprutbetongen vara olämplig då denna har större krympning än vanlig betong. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

#### *Dragzonen*

Vid pågjutning i dragzonen kompletteras plattan med extra dragarmering. Denna kringgjuts sedan med betong för att på så sätt erhålla korrosionsskydd för armeringen och tillsammans med byglar eller dubbar föra över skjuvkrafter till den gamla betongen. Då pågjutning i dragzonen normalt sker i plattans undersida gör detta att konventionell gjutning är svår att utföra. Istället kan till exempel sprutbetong användas. Betongen bör förbehandlas innan sprutning, exempelvis genom sandblästring och vattning. Armeringen skall sedan hängas upp stadigt i plattan. Lämpligt kan då vara att svetsa fast den med expanderskruv som dragits fast i betongen. Förutom att skruven fixerar armeringen fungerar den även själv som armering genom fogen. Avståndet mellan platta och armering bör vara minst 10 mm. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

Ett annat sätt att komplettera dragzonen är att gjuta fast armering i uppsågade eller uppfrästa spår i plattan. Av praktiska skäl är detta i allmänhet endast möjligt på plattans överkant. Armeringen bör inte läggas dit innan konstruktionen har blivit avlastad och det täckande betongskiktet har tagits bort eller efter spår har blivit tagna för att rymma den extra armeringen. Efter att armeringen placerats i spårerna måste det täckande betongskiktet återställas, detta för att säkerställa samverkan mellan betong och armering samt skydda armeringen mot korrosion och mot allt för omfattande uppvärmning i samband med brand. Det är då viktigt att armeringen förankras ordentligt, antingen genom tillräcklig förankringslängd eller genom stålplattor med förankringsskivor. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

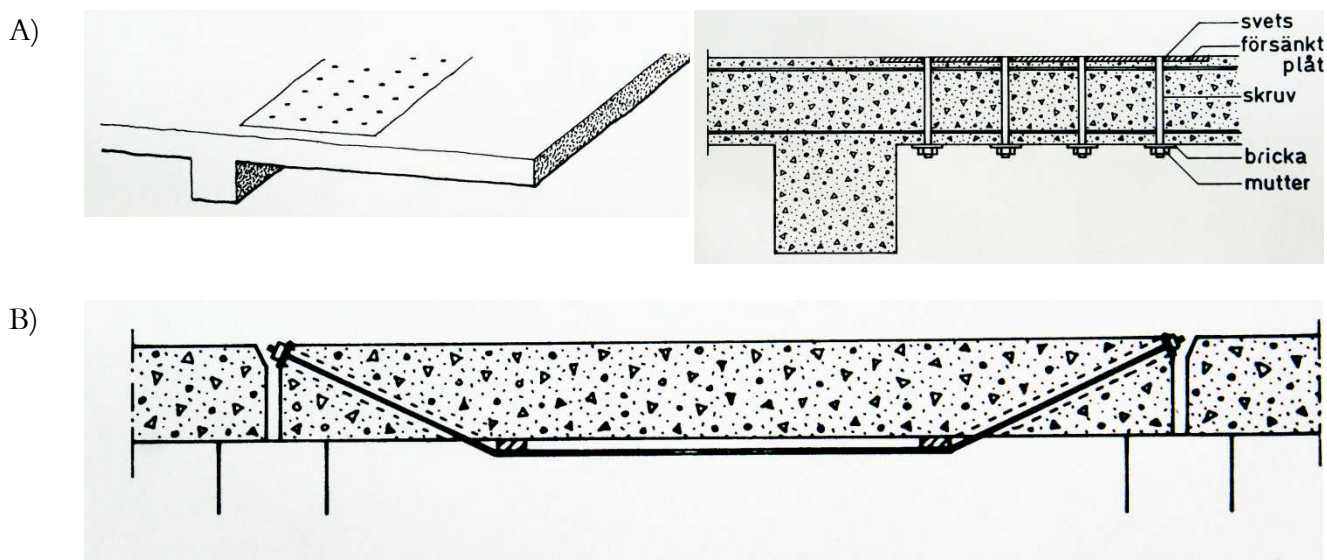
### 2.3.4 Vertikal- eller horisontell uppspanning

Syftet med en vertikal- eller horisontell uppspanning är att öka en balk eller plattas tvärkrafts- respektive momentkapacitet.

Vertikal uppspanning används i de fall när plattans tvärkraftkapacitet är för låg eller om farliga skjvsprickor har uppstått. Plattan kan då kompletteras med vertikal armering som lämpligen förespänns med till exempel mutter, se Figur 2.13a nedan. Denna typ av förstärkning är ovanlig då en sådan ökning av tvärkraftkapaciteten även kan åstadkommas genom utanpåliggande stålprofiler eller genom en ökning av konstruktionshöjden.

Horisontell uppspanning används för att förstärka en plattans momentkapacitet. Den utförs genom att använda efterspända dragstag, som kan vara raka eller uppvecklade i ändarna, se Figur 2.13b nedan.

För efterspänd armering som går igenom eller utanpå konstruktionselement nämner SS-ENV 1504-9 (1997) att detta kan skapa spänningar som ökar nedbrytningen.



Figur 2.13: A) Förstärkning av en plattas tvärkraftkapacitet med vertikal tilläggsarmering. B) Förstärkning av en plattas momentkapacitet med efterspända dragstag. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

### 2.3.5 Igjutning i håldäck

Genom igjutning av hålen i ett håldäck är det möjligt att förstärka denna utan att plattans tjocklek behöver ökas. Detta utförs genom att slitsar sågas i hålbjälklaget därefter placeras en armeringskorg i hålet och slutligen så gjuts hålet igen. För att kunna få erforderlig samverkan mellan den gamla och den nya betongen kan förtagningar bilas eller epoxilimning utföras.

Igjutningen av hålen ger även en ökning av tvärkraftskapaciteten då skjuvbrott i livet mellan hålen begränsar lastkapaciteten. Efter igjutning är vidhäftningsbrott avgörande.

En nackdel med denna metod är att hålen i hålbjälklaget inte går att använda till ventilation och övriga installationer. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)



## 3 DIMENSIONERINGSTEORI

### 3.1 Introduktion

Lorentsen (1990) förklarar i avsnitt 3.2 av Betonghanboken – Konstruktion hur viktigt valet av rätt beräkningsmodell är vid dimensionering av konstruktioner. Det är viktigt att hitta en bra modell för att först beräkna laster men sedan även att hitta en beräkningsmodell som beskriver konstruktionens statiska verkningssätt. Verkningssättet kan bland annat beskrivas med hjälp av Finita Elementmetoden (FEM), elasticitetsteori, gränslastteori, etc. Dessa beräkningsmodeller består av flera delmodeller som idealiserar konstruktionsdelarnas beteende med väl kända beteenden, t.ex. balkar, pelare, etc. Lorentsen (1990) betonar även att då dessa delmodeller kombineras till en komplett konstruktion är det inte bara viktigt att respektera beteendet hos varje konstruktionsdel men även se hur dessa inbördes samarbetar.

Genom användande av FEM-program är det möjligt att med hjälp av dator beräkna påkänningar i praktiskt taget alla tänkbara konstruktioner. Dessa resultat bör dock användas med en viss försiktighet då det är svårt att simulera verkliga sprickförlopp, vilket gör att det främst passar till osprucket stadiet. Resultaten kan även vara svårtolkade och starkt beroende av elementindelningen. Med rätt användande ger emellertid FEM lättöverskådliga och relativt exakta resultat och är ett bra komplement vid ledning för en bedömning tillsammans med försökserfarenhet från liknande konstruktioner. (Lorentsen, 1990)

Vid dimensionering får, enligt BBK04 (2004), två beräkningsmodeller användas vid beräkning av plattor, dessa är elasticitetsteori samt gränslastteori. Med beräkning enligt elasticitetsteorin betraktas konstruktionens bärförmåga uttömd så snart ett enskilt tvärsnitt ansträngts till gränsen för sin bärförmåga.

I gränslastteorin förutsätts däremot att materialen i konstruktionen har sådana egenskaper att krafterna och momenten i en konstruktionsdel efter att ha uppnått ett visst gränsvärde förblir konstant under växande deformation. Godtas denna förutsättning möjliggör det en fördelning av krafter och moment så att de anpassas till bärförmågan i flera avgörande snitt samtidigt. Denna betraktelse leder till en obegränsad deformation under en konstant flytkraft, vilket i verkligheten är omöjligt. (Lorentsen, 1990)

En konsekvens av godtagandet om obegränsad deformation till följd av konstant flytkraft är att friheten vid framtagning av momentfördelning är större för plattor jämfört med balkar. Några generella regler för hur momentfördelningen ska ske i plattor är svårt att ge. (J&Ws tekniska sekretariat, 1978)

I Lorentsen (1990) går det därför att läsa en formulering av huvudbegränsningen för gränslastteorin

*”De delar av en konstruktion, där vid tillämpningen av gränslastteori krafter (momenten) förutsätts nå gränsvärdet före hela konstruktionens slutliga brott, skall ha tillräcklig deformationsförmåga för att avsedd omfördelning av krafter (moment) skall kunna äga rum.”*  
(Lorentsen, 1990, s. 103)

Denna begränsning leder i den svenska normen till det deformationskrav som finns i underavsnitt 6.5.2.2 i BBK04 (2004) och som i denna rapport finns presenterat i avsnitt 3.2.1. I detta villkor finns armeringsarean med och som inverkar negativt på deformationsvillkoret vid ökad area. Anledningen ligger i att en plattas plastiska egenskaper minskar med ett ökat förhållande mellan armering och betong. Den minskar även i viss utsträckning med ökad höjd. (Hillerborg, 1996)

För beräkning med gränslastteori anger BBK04 (2004) i efterföljande underavsnitt 6.5.2.3 att denna får ske med antingen brottlinjeteori eller jämviktsteori.

Då plasticitetsteorin endast tar hänsyn till brottlinjestadiet måste kompletterande regler i bruksgränstillstånd ges för till exempel nedböjning och sprickbildning. (Hillerborg, 1996)

Beräkningar kan göras både säkrare samt förbättra uppträdanget i bruksstadiet genom att armeringen fördelas antingen genom en brottlinjeteoretisk eller bruksstadiemotiverad princip. I den förra ökas armeringen där den säkert gör nytta och minskas där den är överksam. I den senare ökas armeringen där plattans krökning i armeringens riktning är stor och minskas där armeringen är liten. (Hillerborg, 1990)

## 3.2 Villkor enligt BBK04

### 3.2.1 Deformationsförmåga

Enligt underavsnitt 6.5.2.2 kan momentberäkning med gränslastteori antingen ske med brottlinjeteori eller jämviktsteori. Förutsätter den valda beräkningsmetoden omfördelning av krafter eller moment ska de berörda konstruktionsdelarna ha tillräcklig deformationsförmåga. Denna anses tillräcklig om villkor 6.5.2.2 är uppfyllt

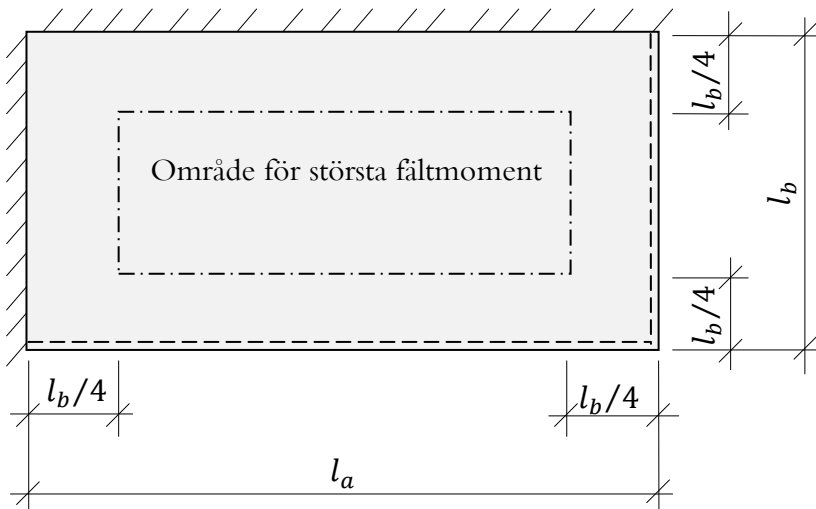
$$\omega = \frac{A_s}{d} \cdot \frac{f_{st}}{f_{cc}} \leq 0,1 \quad (3.1)$$

### 3.2.2 Avstånd mellan stänger

Enligt avsnitt 6.5.7.1 bör medelavståndet mellan parallella stänger, där momentet tas upp av armeringen, vara högst två gånger plattjockleken.

$$s \leq 2H \quad (3.2)$$

Detta gäller där momentet tas upp av armeringen, t.ex. vid stöd och inom området för största fältmoment. Om stödmomentet utjämnas över hela stödet anses hela stödet vara område för största stödmoment. I annat fall kan stödmoment väljas som för motsvarande fältmoment se Figur 3.1 nedan.



Figur 3.1: Fyrsidigt upplagd platta med förutsatt område för största fältmoment, efter BBK04 (2005)

Enligt avsnitt 3.9.6 ska fria avståndet mellan parallella armeringsenheter vid ospänd armering för kamstänger och profilerade stänger i samma lager vara

$$a \geq \max(2\emptyset; d_g + 5 \text{ mm}) \quad (3.3)$$

där

$a$  är avståndet mellan stänger

$\emptyset$  är diameter på armeringen

$d_g$  är ballastens största stenstorlek

### 3.3 Villkor enligt Eurocode 2

#### 3.3.1 Minsta och största mängd armering

För enkel- och dubbelspända plattor där bredden,  $B$ , och effektiva längden,  $l_{eff}$ , inte är mindre än fem gånger plattjockleken gäller avsnitt 9.3. Minsta och största procentuella armeringsmängd följer villkoret nedan utöver detta gäller att om risken för sprött brott är liten kan minimiarmeringen,  $A_{min}$  tas som 1,2 gånger arean som krävs vid kontroll i brottgränstillstånd.

$$0,0013b_t d \leq A_{s,min} = \frac{0,26f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (3.4)$$

vilket omskrivet ger

$$0,0013d \leq \omega = \frac{A_{s,min}f_{yk}}{df_{ctm}} \leq 0,26b_t \quad (3.5)$$

I villkoren ovan är  $b_t$  medelbredden i dragzonen, för en T-balk med flänsen i kompression används endast bredden på livet.

#### 3.3.2 Avstånd mellan stänger

I villkor 9.3.1.1 (3) anges största avstånd mellan parallella stänger för den primära armeringen till

$$s_{max} = \min(3h; 400 \text{ mm}) \quad (3.6)$$

I områden med koncentrerade laster eller områden med de största momenten blir detta

$$s_{max} = \min(2h; 250 \text{ mm}) \quad (3.7)$$

### 3.4 Momentberäkning enligt Strimlemetoden

Strimlemetoden är en gränslastmetod som baseras på plasticitetsteorins undre gränsvärdessats, vilket leder till en tillräcklig säkerhet vid brottgränstillståndet förutsatt att den armerade betongplattan har ett tillräckligt plastiskt beteende. I metoden bestäms först en momentfördelning, som uppfyller jämvikts- och randvillkor, sedan anpassas plattans bärförmåga i varje snitt efter momentfördelningen. (Hillerborg, 1996)

Nedan beskrivs de delar av strimlemetoden som använts i beräkningsexemplet i slutet av rapporten. För mer djupgående och vidare beskrivning finns bland annat Hillerborg (1974), Hillerborg (1996) och Olofsson et al (2006) där den första är mer teoretisk och de senare innehåller praktiska förenklingar för att underlätta dimensionering.

Strimlemetoden innebär att man delar upp lasten på en platta mellan enkelspända strimlor i armeringsriktningarna. Ofta sker uppdelningen så att lasten inom ett område bärs helt av strimlor i en riktning, vanligtvis den riktning som klarar att bära lasten till lägst kostnad.

Vid användning av den enkla strimlemetoden kräver den att varje strimla är understödd på hela sin bredd. Vid vissa tillfällen gör detta att strimlor i en riktning betraktas som att de är upplagda på strimlor i en annan riktning. Dessa sk. armeringsband används till exempel för plattor med fria ränder och plattor där det är olika armeringsriktning på över- och underkantarmeringen. Går det inte att använda den förenklade strimlemetoden finns den avancerade strimlemetoden vilken tillåter att en strimla med ändlig bredd som är understödd endast punktvis används. (Hillerborg, 1990)

Strimlemetoden är en variant av jämviktsteorin och är en förenkling av denna. Jämviktsteorin är en dimensioneringsprincip där man enligt Hillerborg (1974)

*”Först bestämmer en momentfördelning, som uppfyller jämvikts- och randvillkoren och därefter anpassar plattans hållfasthet i varje snitt efter denna momentfördelning.”*

Strimlemetoden uppfyller plasticitetsteorins undre gränsvärde samtidigt som den medger en god armeringsekonomi. Undre gränsvärde innebär att för en last är det möjligt att hitta en fördelning av moment, vilken uppfyller samtliga jämviktsvillkor och moment. Inget snitt kommer därmed att överskrida flytmomentet, dvs. motståndsförmågan mot momentbrott. (Hillerborg, 1974)

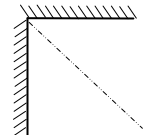
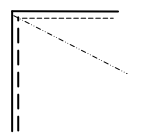
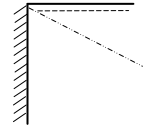
### 3.4.1 Begränsningslinjer

Indelning av plattor i strimlor med begränsningslinjer kan i princip ske på ett godtyckligt sätt, olika sätt att dela upp lasten leder emellertid till olika armeringsfördelningar och alla lösningar blir därmed inte lika lämpliga. (Hillerborg, 1974)

Enligt Hillerborg (1996) är det vid dimensionering därför bäst att välja den lösning som bäst uppfyller kraven i fråga om

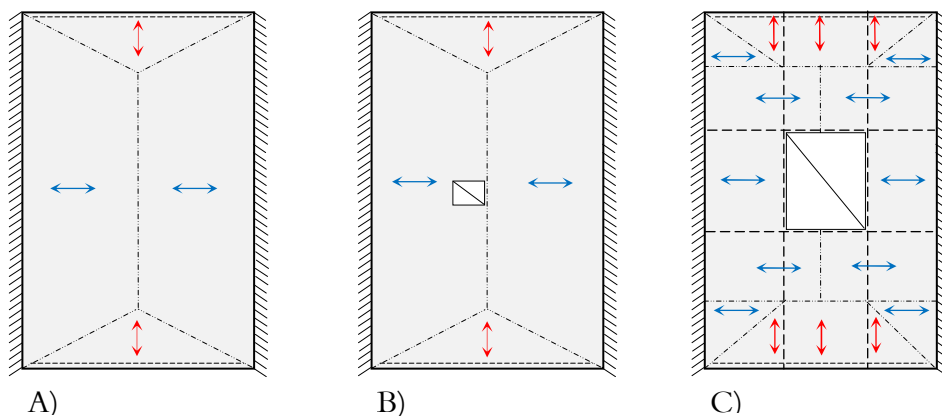
- beteende under bruksstadiet med avseende på nedböjningar och sprickor
- bra ekonomi för armeringen.
- enkelhet i dimensionering och konstruktion.

I den enkla strimlemetoden sker uppdelningen av element efter linjer där tvärkraften är lika med noll. Dessa antas för att på sätt förenkla och rationalisera dimensioneringen samtidigt som det även ger en bra armeringsekonomi. Hillerborg (1996) ger följande rekommendationer vid uppdelning i element längs linjer med tvärkraften lika med noll.

Fast inspänt hörn	Linjen börjar i hörnet och dras med 45°. Finns skillnader mellan sidorna dras den lite närmare den korta sidan.		~1:1
Fritt upplagt hörn	Linjen börjar i hörnet och dras närmare den korta sidan. Lutningen väljs ungefär proportionell till sidorna.		a:b
Fritt upplagt och fast inspänt hörn	Linjen börjas i hörnet och dras närmast den fritt upplagda. Mer last kommer därmed att tas av den fast inspända.		2:3 – 1:2

Där linjerna från hörnen sedan korsar varandra dras förbindelselinjer mellan korsningspunkterna. Hillerborg (1996) skriver även att om tveksamhet runt placeringen av noll-linjerna skulle uppstå så kan flera analyser utföras, resultaten jämförs sedan.

Vid öppningar i plattor påverkar dimensionen på öppningen i förhållande till plattans dimension stort valet av begränsningslinjer. Beroende om hålet klassas som litet eller stort kommer valet av linjer att variera stort, se Figur 3.2 nedan. (Hillerborg, 1996)



Figur 3.2: Enkelspänd platta med en jämt utbredd last med olika begränsningslinjer. a) utan hål b) med litet hål c) med stort hål

### 3.4.2 Elementarfall

När begränsningslinjerna bestämts ska medelmomenten beräknas för varje element. I tabellen nedan visas exempel på elementarfall enligt den enkla strimlemetoden belastade med en jämt utbredd last. I Hillerborg (1996) finns fler fall för jämt utbredd last, triangulära laster, randlaster, etc.

Tabell 3.1: Elementarfall – jämt utbredd last. (Efter Olofsson et al (2006))

<b>Fall 1</b>	Jämt fördelad last, kvadratisk element.		(3.8)
	$m_f - m_s = \frac{qc^2}{2}$		
<b>Fall 2</b>	Jämt fördelad last, triangulärt element		(3.9)
	$m_f - m_s = \frac{qc^2}{6}$		
<b>Fall 3</b>	Jämt fördelad last, fyrhörning med parallella sidor vinkelräta bärande riktningar.		(3.10)
	$m_f - m_s = \frac{qc^2(L + 2L_1)}{6L}$		

### 3.4.3 Förhållande mellan stöd- och fältmoment

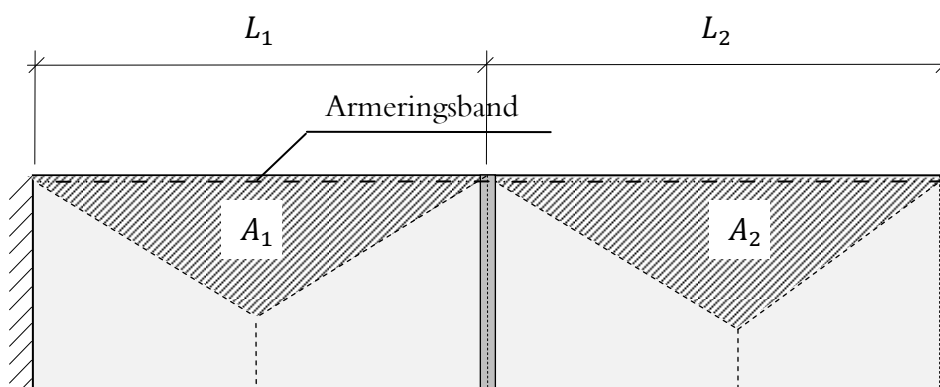
Strimlemetoden anger inga värden på förhållanden mellan stöd- och fältmoment eftersom jämviktsvillkoret kan uppfyllas oavsett vilket värde som används. Detta förhållande är även oviktigt utifrån brottgränstillståndet däremot är det av yttersta vikt med avseende på bruksgränstillståndet och för armeringens ekonomi.

När en strimla är kontinuerlig över ett stöd används medelvärdet av fältmomenten på båda sidor av stödet vid beräkning av momentförhållandet. Förhållandet kan väljas i ett stort intervall utan någon större påverkan på brottsäkerheten och endast begränsad påverkan på deformationer. Valet har störst inverkan på sprickbildningen. Med ett större förhållande minskar sprickvidden över stödet medan sprickvidden i fält ökar något. Är avsikten att begränsa sprickvidden på översidan av plattan bör därför ett högre förhållande mellan fält och stödmoment väljas.

För ett typfall där man vill ha stor kontroll över sprickor i en strimla som har båda sidorna fast inspända med en utbredd last över hela dess yta bör förhållandet mellan stöd- och fältmoment vara mellan 2 och 3. Är sprickor i översidan mindre viktigt t.ex. om det finns något som täcker golvet, kan värden runt 1,5 tillåtas. Enligt elastisk balkteori med samma typfall blir detta förhållande 2. För mer råd angående förhållande mellan fält- och stödmoment för att styra sprickbildningen finns bland annat avsnitt 1.5.1 i Hillerborg (1996).

### 3.4.4 Armeringsband

Armeringsband är ett band av armering i en riktning som fungerar som ett stöd för strimlor i en annan riktning, se Figur 3.3 nedan. Genom att använda armeringsband är det möjligt att utnyttja den förenklade strimlemetoden för alla typer av plattor. Armeringsbanden har en viss bredd men i numeriska beräkningar antas upplagsbredden för strimlan i den andra riktningen vara noll.



Figur 3.3: Armeringsband längs en fri rand.

Momenten i armeringsbanden fördelas över en viss bredd för att erhålla dimensionerande moment för armeringen. Denna beräknas som totala arean genom totala längden på de ingående elementen

$$b_a = \frac{\sum A_i}{\sum L_i} \quad (3.11)$$

där

$b_a$  är armeringsbandets medelbredd

$A_i$  är arean på varje delement

$L_i$  är längden på varje delement

Bredden på armeringsbandet måste vara begränsat då det ska bära moment som är koncentrerade i ett band av noll bredd. Det är inte möjligt att ställa upp några generella regler för den största acceptabla bredden för armeringsband. Hillerborg (1996) ger några rekommendationer som gäller för plattor utsatta för en jämt utbredd last och som bygger på jämförelser med hörnstödda element och uppskattningar.

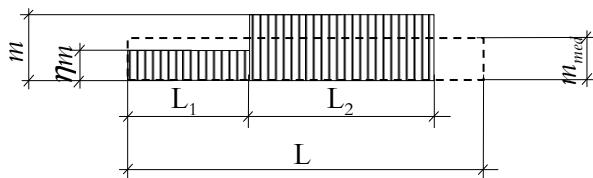
Enligt dessa fördelas armeringen över stöd över en längd som motsvarar medelbredden,  $b_a$ , förutsatt att bandet är stött under hela sin bredd av ett stöd som befinner sig i en nästan rät vinkel från bandet. Armeringsbandets fältarmering tillåts fördelas över en bredd mellan hälften till hela medelbredden, beroende på hur viktigt bandet är för det statiska beteendet för plattan. Hillerborg (1996) ger även fler regler angående bredden av armeringsband för t.ex. koncentrationer av krafter och vid pelare. (Hillerborg, 1996)

### 3.4.5 Momentfördelning i sidled

Huvudregeln vid armeringen säger att armeringen ska placeras där den gör mest nytta, dvs. där deformationerna i samma riktning är som störst. Armering parallellt nära stöd har därför inte särskilt utnyttjandegrad eftersom deformationerna är små. Ett antagande om att det dimensionerande momentet är noll nära stöd och det därmed inte finns något armeringsbehov är rimligt. Detta tillvägagångssätt godkänns inte av de flesta dimensioneringsstandarderna.

För ett rektangulärt element med en jämt utbredd last är momentet konstant över hela dess bredd, vilket gör att det beräknade medelmomentet direkt kan användas vid dimensionering. I alla andra fall där momentfördelningen inte är konstant utan minskar på en eller båda sidor är det inte praktiskt möjligt att följa dessa teoretiska momentfördelningar och det är heller inte nödvändigt, då plattans beteende inte är känsligt för begränsade variationer i armeringens fördelning. Valet av en jämt fördelad armering motsvarande till medelmomentet är i många fall en allt för grov approximation. En momentfördelning i sidled bör därför utföras.

Medelmomentet i sidled ska hela tiden vara konstant vilket gör att en fördelning måste utföras. I figuren nedan betecknas det ursprungliga beräknade momentet som medelmoment,  $m_{med}$  det största momentet i sidled som  $m$  och det minsta utifrån en faktor  $\eta$  som  $\eta m$ , se Figur 3.4 nedan.



Figur 3.4: Fördelning av medelmomentet i sidled, efter Hillerborg (1996)

Sambandet mellan de olika längderna och momenten kan skrivas som

$$Lm_{med} = L_1\eta m + L_2m \quad (3.12)$$

eller omskrivet som

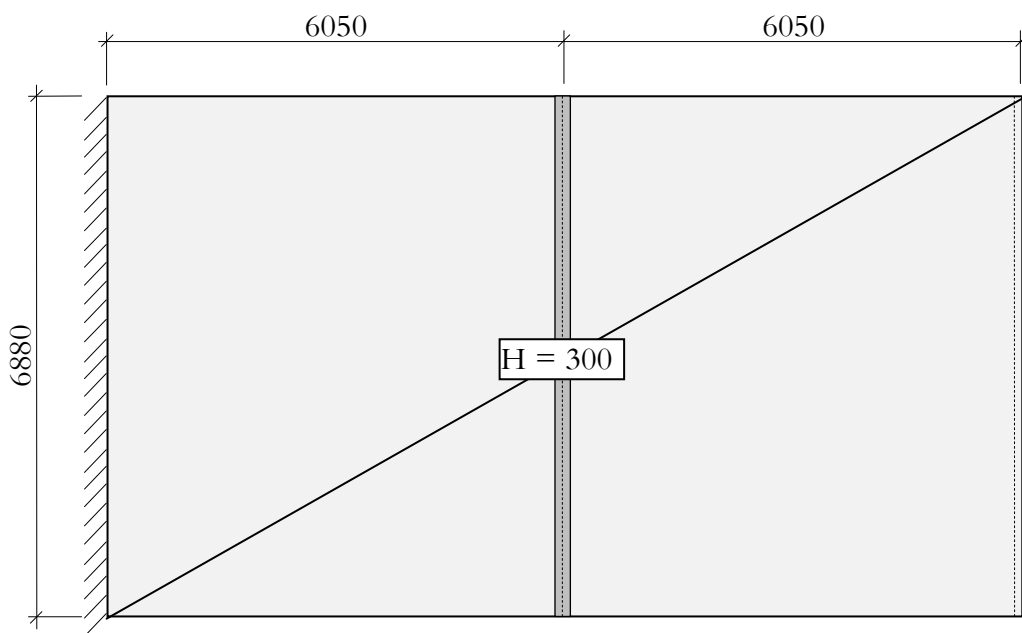
$$m = \frac{Lm_{med}}{L_1\eta + L_2} \quad (3.13)$$

där  $L$  normalt är  $L_1 + L_2$ . (Olofsson et al, 2006)

Fördelningen mellan minsta och största moment väljs ofta som 1:2 ( $\eta = 0,5$ ) eller 1:3 ( $\eta = \frac{1}{3}$ ) för att uppnå en enkel anordning av armeringen. Hur stor sträcka som minsta och största moment ska fördelas beror på elementets form och lastförhållande. För exempel på moment och längdfördelningar hänvisas läsare till Hillerborg (1996).

## 4 BERÄKNINGAR

Plattan som ska beräknas och dimensioneras går att se i Figur 4.1 nedan. Den är en del av ett ställverksgolv vilken är utsatt för en nyttig last  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ , med lastreduktionsfaktorn  $\psi = 1,0$ . Plattan är fast inspänd på en kortsida och fritt upplagd på den andra. Långsidorna är fria kanter utan något upplag. Plattan är avlastad i mitten av en vägg, vilken anses fungera som ett fritt upplagt oeffertgivligt stöd. Betongens hållfasthetsklass är C30/37. Armeringen är av B500B.



Figur 4.1: Dimensioneringsexempel.

Plattan ska beräknas för att ta fram momentfördelning för att sedan kunna göra en jämförelse med modellen framtagen med FEM-Design.

## 4.1 Klassindelningar

### 4.1.1 Säkerhetsklass

Säkerhetsklassen hänförs till 2 då det anses föreligga någon risk för att allvarliga personskador vid brott i byggnadsverksdelen.

### 4.1.2 Livslängdsklass

Bjälklagsgolvet dimensioneras efter att det ska finnas kvar i minst 50 år. Livslängdsklassen blir därmed L50.

### 4.1.3 Exponeringsklass

Betongen i bjälklaget antas vara inomhus med låg luftfuktighet vilket ger exponeringsklass XC1 enligt SS EN 206-1.

## 4.2 Täckande betongskikt och effektiv höjd

Täckande betongskikt väljs utifrån SS 13 70 10:2004 som

$$c = \max\left(\frac{\phi}{c_{korr}}\right) + \Delta_{tol} \quad (4.1)$$

där utförandetoleransen,  $\Delta_{tol}$  är 10 mm.

Med exponeringsklass XC1 samt livslängdsklass L50 blir minsta täckande betongskikt med hänsyn till maximal sprickbredd och korrosionsskyddet enligt Tabell 2 i SS 13 70 10 (sid 3).

$$c_{korr} = 10 \text{ mm} \quad (4.2)$$

Böjarmeringen i fält antas vara av dimensionen  $\emptyset 10$  mm samt stödarmeringen antas vara av  $\emptyset 12$  mm. Huvudarmeringsriktning sätts i plattan längdriktning, dvs. parallellt med de fria ränderna. Täckande betongskikt för bjälklaget i fält respektive över stöd blir då

$$c_f = \max\left(\frac{10}{10}\right) + 10 = 20 \text{ mm} \quad (4.3)$$

$$c_s = \max\left(\frac{12}{10}\right) + 10 = 22 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Bjälklagstjockleken antas vara 300 mm vilket ger effektiva höjden i plattans båda riktningar i stöd respektive i fält.

$$d_{xs} = H - c_s - \frac{\emptyset_s}{2} = 300 - 22 - \frac{12}{2} = 272 \text{ mm} \quad (4.5)$$

$$d_{ys} = H - c_s - \emptyset_s - \frac{\phi_s}{2} = 272 - 12 = 260 \text{ mm} \quad (4.6)$$

$$d_{xf} = H - c_f - \frac{\emptyset_f}{2} = 300 - 20 - \frac{10}{2} = 275 \text{ mm} \quad (4.7)$$

$$d_{yf} = H - c_f - \emptyset_f - \frac{\phi_f}{2} = 275 - 10 = 265 \text{ mm} \quad (4.8)$$

### 4.3 Materialparametrar

Betongen i bjälklaget antas ha en tunghet på  $24 \text{ kN/m}^3$  och tillhöra hållfasthetsklass 30/37 vilket enligt avsnitt 2.4 i BBK 04 (sid 32-36) ger följande karakteristiska och dimensionerade materialparametrar i brottgränstillstånd.

Tabell 4.1: Karakteristiska och dimensionerande materialparametrar i brottgränstillstånd. (Efter Boverket (2004))

Hållfasthetsklass	C30/37				
Tunghet	$g_k$	24			$\text{kN/m}^3$
Tryckhållfasthet, betong	$f_{cck}$	29,0	$f_{cc}$	17,58	MPa
Draghållfasthet, betong	$f_{ctk}$	1,90			MPa
Elasticitetsmodul, betong	$E_{ck}$	33,0			GPa
Draghållfasthet, armering	$f_{yk}$	500,0	$f_{st}$	532,90	MPa
Elasticitetsmodul, armering	$E_s$	210,0			GPa

### 4.4 Lastberäkning

#### 4.4.1 Egentyngd

Plattan utförs i en tjocklek av 300 mm

$$\text{Betong} \quad G_k = 0,300 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.2 Övrig last

Plattan belastas med nyttlig last

$$\begin{aligned} \text{Övrig last} \quad Q_k &= 5,0 \text{ kN/m}^2 \\ \psi &= 1,0 \end{aligned}$$

#### 4.4.3 Lastkombinationer

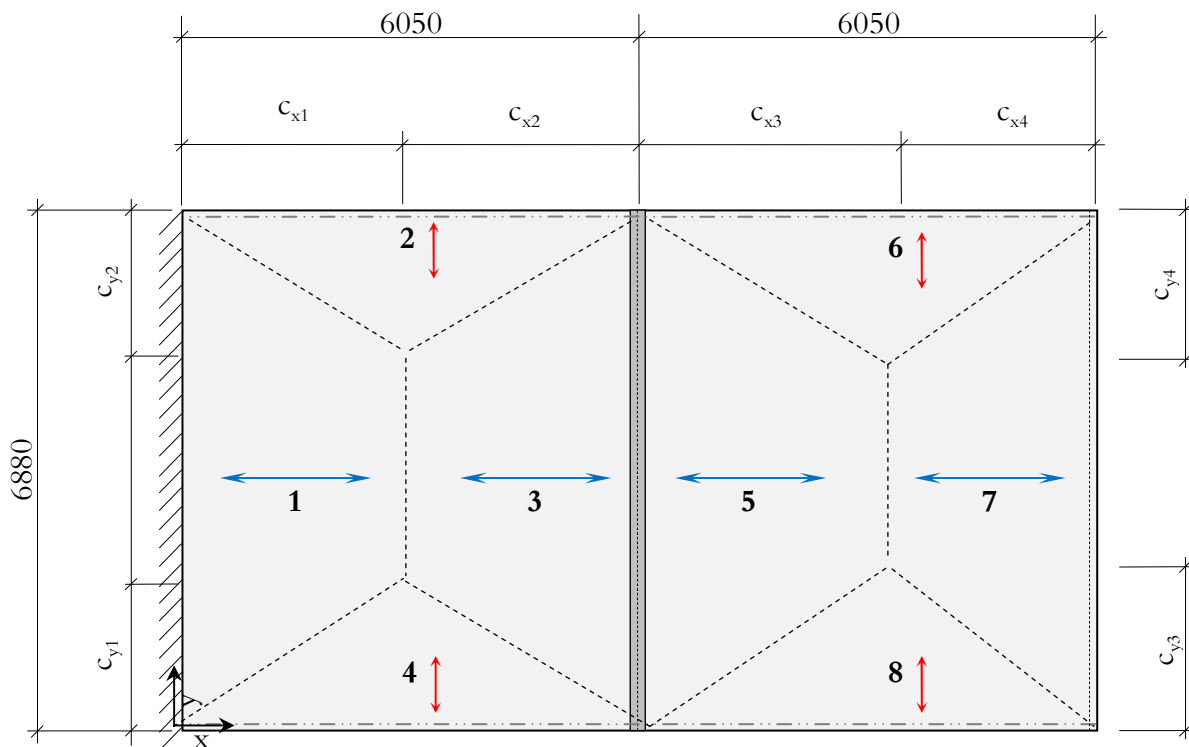
Plattan ska beräknas i både brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd därför har lastkombinationer enligt avsnitt 2:322 i BKR2003 (sid 41 – 43) beräknats.

LK	Tillstånd			
1	Brottgräns	$q_d = 1,0G_k + 1,3Q_k =$	$13,7 \text{ kN/m}^2$	Dim (4.9)
3	Brottgräns	$q_d = 1,15G_k + 0Q_k =$	$8,3 \text{ kN/m}^2$	(4.10)
8	Bruksgräns	$q_d = 1,0G_k + 1,0Q_k =$	$12,2 \text{ kN/m}^2$	Dim (4.11)
9	Bruksgräns	$q_d = 1,0G_k + 1,0\psi Q_k =$	$12,2 \text{ kN/m}^2$	(4.12)

## 4.5 Brottgränstillstånd – Momentkapacitet

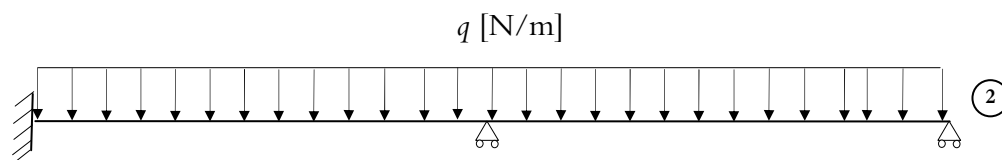
### 4.5.1 Beräkning enligt råd och förenklingar

Plattan beräknas enligt den enkla strimlemetoden där de fria kanterna längs båda långsidorna är armeringsband. Dessa blir då fritt upplagda i beräkningarna. Antagandet om begränsningslinjernas indelning går då att se i Figur 4.2 nedan.



Figur 4.2: Indelning av element för beräkningsfallet utan hål.

För att ta reda på var begränsningslinjerna skär element 1 och 3 respektive 5 och 7 utnyttjas elastisk balkteori för en strimla i mitten av plattan. Plattan blir då endast en balk fast inspänd på båda sidor samt fritt upplagd på väggen i mitten, se Figur 4.3 nedan.



Figur 4.3: Belastningsfall vid indelning av begränsningslinjer.

Vid beräkning av belastningsfallet ovan har Matlab använts varför endast slutgiltiga lösningen har presenterats här.

②

$$m_{xs}^A = -35,82 \text{ kNm/m} \quad (4.13)$$

$$m_{xf}^{AB} = 18,22 \text{ kNm/m} \quad (4.14)$$

$$m_{xs}^B = -53,73 \text{ kNm/m} \quad (4.15)$$

$$m_{xf}^{BC} = 38,69 \text{ kNm/m} \quad (4.16)$$

$$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m} \quad (4.17)$$

Maximala fältmomentens läge och storlek i de båda elementen har beräknats till

$$c_{x1} = 2,78 \text{ m} \quad (4.18)$$

$$c_{x3} = 3,69 \text{ m} \quad (4.19)$$

Vid beräkning av  $c_{y1}$  och  $c_{y3}$  antas dessa vara i ett förhållande 2:3 till  $c_{x1}$  och  $c_{x2}$  enligt resonemanget för triangulära element i avsnitt 3.4.1.  $c_{y1, \dots, y4}$  blir då

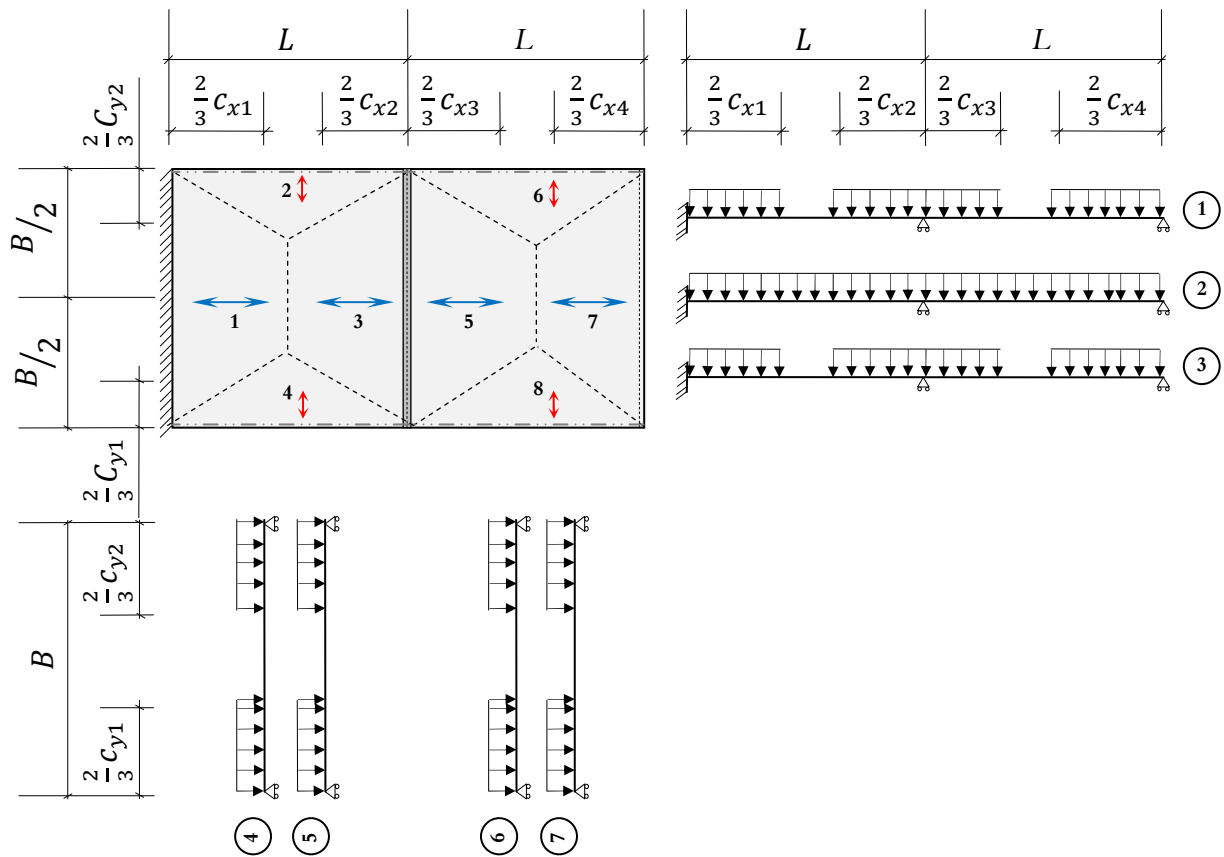
$$c_{y1} = \frac{2}{3} c_{x1} = 1,85 \text{ m} \quad (4.20)$$

$$c_{y2} = c_{y1} = 1,85 \text{ m} \quad (4.21)$$

$$c_{y3} = \frac{2}{3} c_{x2} = 2,18 \text{ m} \quad (4.22)$$

$$c_{y4} = c_{y3} = 2,18 \text{ m} \quad (4.23)$$

För att reducera antalet belastningsfall som beräknas enligt Figur 4.4 nedan sätts  $c_{y4} = c_{y3} = c_{y2} = c_{y1}$



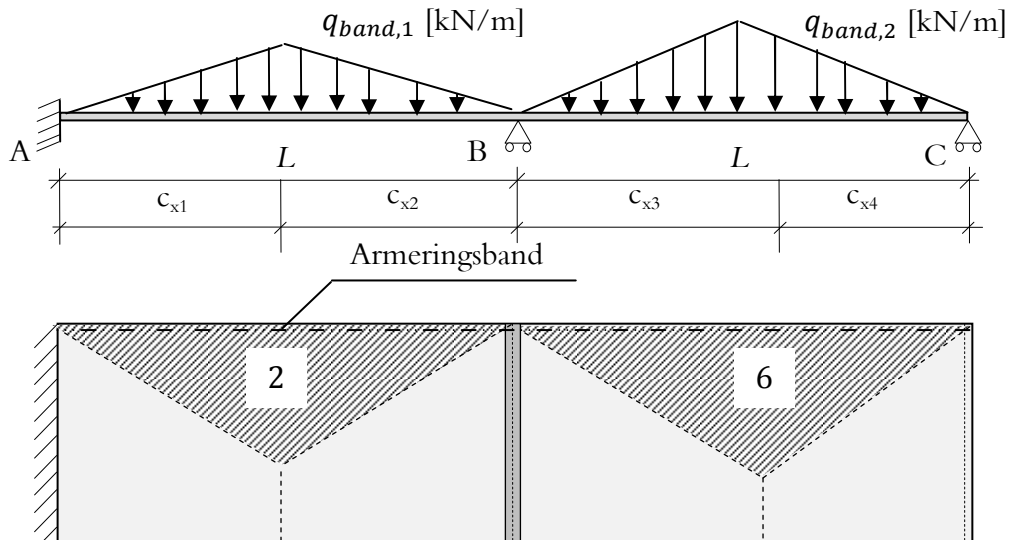
Figur 4.4: Indelning av strimlor för plattan.

Med indelningen av strimlor nu känt beräknas maximala stöd- och fältmoment enligt elastiskt balkteori, resultat är presenterat i tabellformat nedan.

① ③	$m_{xs}^A = -17,37 \text{ kNm/m}$ (4.24)
	$m_{xf}^{AB} = 5,25 \text{ kNm/m}$ (4.25)
	$m_{xs}^B = -29,45 \text{ kNm/m}$ (4.26)
	$m_{xf}^{BC} = 15,69 \text{ kNm/m}$ (4.27)
	$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m}$ (4.28)
②	$m_{xs}^A = -35,82 \text{ kNm/m}$ (4.29)
	$m_{xf}^{AB} = 18,22 \text{ kNm/m}$ (4.30)
	$m_{xs}^B = -53,73 \text{ kNm/m}$ (4.31)
	$m_{xf}^{BC} = 15,69 \text{ kNm/m}$ (4.32)
	$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m}$ (4.33)
④ ⑤ ⑥ ⑦	$m_{xs}^A = 0 \text{ kNm/m}$ (4.34)
	$m_{xf}^{AB} = 10,48 \text{ kNm/m}$ (4.35)
	$m_{xs}^B = 0 \text{ kNm/m}$ (4.36)

### 4.5.2 Armeringsband

På grund av symmetri räcker det att beräkna ett av armeringsbanden längs en långsida. Denna motsvarar en balk som är fast inspänd på båda sidor och fritt upplagd i mitten med belastningsfall enligt Figur 4.5 nedan.



Figur 4.5: Armeringsbandet längs långsidan.

Lasterna  $q_1$  och  $q_2$  blir utifrån elementens storlek

$$q_{band,1} = q \cdot c_{y2} = 25,42 \text{ kNm/m} \quad (4.37)$$

$$q_{band,2} = q \cdot c_{y4} = 25,42 \text{ kNm/m} \quad (4.38)$$

Beräkning av stödmoment respektive maximala moment i fält

$$M_{band,s}^A = -41,53 \text{ kNm} \quad (4.39)$$

$$M_{band,f}^{AB} = 25,85 \text{ kNm} \quad (4.40)$$

$$M_{band,s}^B = -62,30 \text{ kNm} \quad (4.41)$$

$$M_{band,f}^{BC} = 48,57 \text{ kNm} \quad (4.42)$$

$$M_{band,s}^C = 0 \text{ kNm} \quad (4.43)$$

### 4.5.3 Momentfördelning

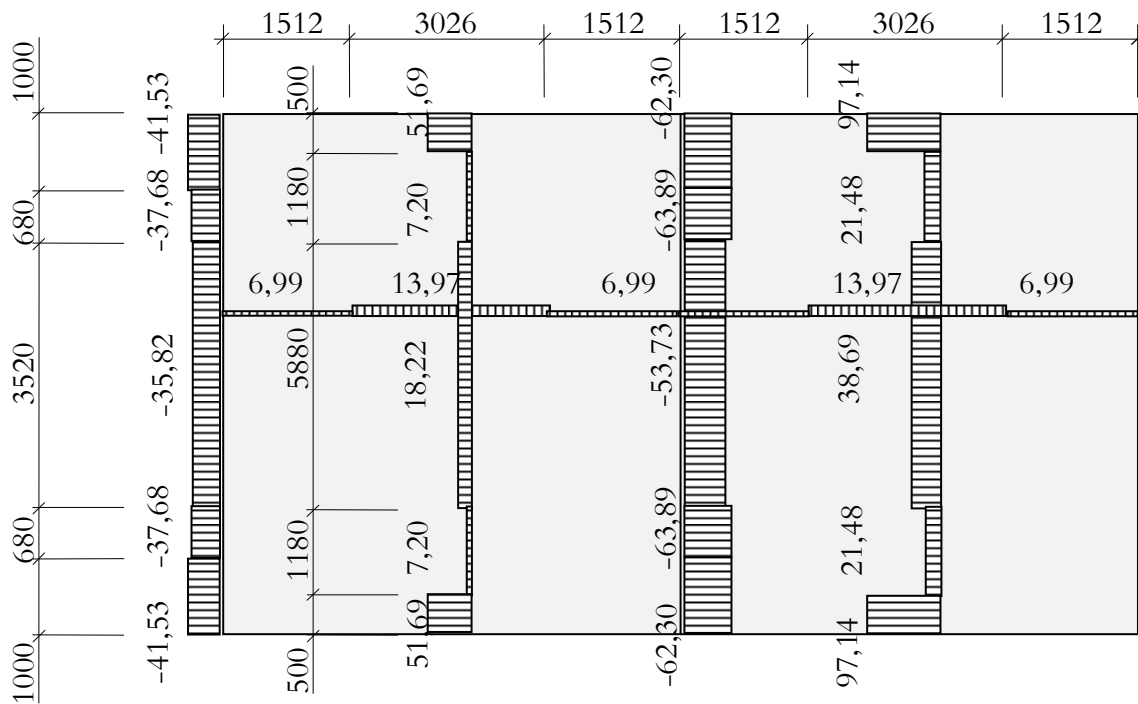
Fördelning av stöd respektive fältmoment för armeringsbandet sker enligt avsnitt 3.4.4 ovan. En medelbredd har beräknat för hela armeringsbandet. För att koncentrera armeringen sattes denna till max 1m.

$$b_a = \frac{1}{2L} \left( \frac{c_{x1} \cdot c_{y1}}{2} + \frac{(L-c_{x1}) \cdot c_{y1}}{2} + \frac{c_{x2} \cdot c_{y3}}{2} + \frac{(L-c_{x2}) \cdot c_{y3}}{2} \right) = 1,85 \approx 1 \text{ m} \quad (4.44)$$

Stödmomentet fördelas över hela medelbredden  $b_a$  medan fältmomentet endast fördelas över halva medelbredden  $0,5b_a$

$y = 0..b_a$	$m_{xs}^A = \frac{M_{band,s}^A}{b_a} = -41,53 \text{ kNm/m}$	(4.45)
	$m_{xf}^{AB} = 51,69 \text{ kNm/m}$	(4.46)
	$m_{xs}^B = -62,30 \text{ kNm/m}$	(4.47)
	$m_{xf}^{BC} = 97,14 \text{ kNm/m}$	(4.48)
	$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m}$	(4.49)
$y = b_a \cdot C_{y1}$	$m_{xs}^A = \frac{c_{y1} \cdot m_{med,xs}^A}{0 \cdot \eta + (C_{y1} - b_a)} = -37,68 \text{ kNm/m}$	(4.50)
	$m_{xf}^{AB} = 7,20 \text{ kNm/m}$	(4.51)
	$m_{xs}^B = -63,89 \text{ kNm/m}$	(4.52)
	$m_{xf}^{BC} = 21,48 \text{ kNm/m}$	(4.53)
	$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m}$	(4.54)
$y = C_{y1} \cdot B - C_{y2}$	$m_{xs}^A = -35,82 \text{ kNm/m}$	(4.55)
	$m_{xf}^{AB} = 18,22 \text{ kNm/m}$	(4.56)
	$m_{xs}^B = -53,73 \text{ kNm/m}$	(4.57)
	$m_{xf}^{BC} = 38,69 \text{ kNm/m}$	(4.58)
	$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m}$	(4.59)
$y = B - C_{y2} \cdot B - b_a$	$m_{xs}^A = 0 \text{ kNm/m}$	(4.60)
	$m_{xf}^{AB} = 0 \text{ kNm/m}$	(4.61)
	$m_{xs}^B = 0 \text{ kNm/m}$	(4.62)
	$m_{xf}^{BC} = 0 \text{ kNm/m}$	(4.63)
	$m_{xs}^C = 0 \text{ kNm/m}$	(4.64)

Momentfördelningen för plattan går att se i Figur 4.6 nedan.



Figur 4.6: Momentfördelning för den beräknade plattan.

Det som återstår nu är att kontrollera villkoret på deformation (3.1) beräkna erforderlig armeringsarea samt kontrollera villkoret på avstånd mellan parallella stänger (3.2).

Beräkningsgången för att beräkna relativt moment, mekaniskt armeringsinnehåll, armeringsarea och s-avstånd är

$$\bar{m} = \frac{m}{d^2 f_{cc}} \quad (4.65)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\bar{m}} \quad (4.66)$$

$$A_s = \omega \cdot d \frac{f_{cc}}{f_{st}} \quad (4.67)$$

$$s = \frac{A_\phi}{A_s} = \frac{\pi \phi^2}{4A_s} \quad (4.68)$$

Efter att dessa har beräknats kontrolleras de sedan mot kraven i BBK04 (2004) om maximalt tillåtet avstånd mellan armeringsjärn samt kravet på deformationsförmåga, enligt avsnitt 3.2 ovan.

Tabell 4.2: Beräkning av armeringsarea och avstånd mellan armeringsstänger.

Riktning	Moment	Effektiv höjd			Armeringsarea	Diameter	Avstånd mellan stänger	Valt avstånd mellan stänger
	$m$ [kNm/m]	$d$ [mm]	$\bar{m}$ [-]	$\omega$ [-]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> /2]	$\emptyset$ [mm]	$s$ [mm]	$S_{\text{vald}}$ [mm]
$x_s^A$	-41,530	272	-0,03194	-0,03144	-347,24	12	326	300
	-37,680	272	-0,02898	-0,02857	-315,50	12	358	300
	-35,820	272	-0,02755	-0,02718	-300,13	12	377	300
$x_f^{AB}$	51,690	275	0,03889	0,03968	442,98	10	177	180
	7,200	275	0,00542	0,00543	60,64	10	1295	300
	18,220	275	0,01371	0,01380	154,11	10	510	300
$x_s^B$	-62,300	272	-0,04791	-0,04682	-516,99	12	219	220
	-63,890	272	-0,04913	-0,04798	-529,88	12	213	215
	-53,730	272	-0,04132	-0,04050	-447,25	12	253	255
$x_f^{BC}$	97,140	275	0,07308	0,07597	848,19	10	93	95
	21,480	275	0,01616	0,01629	181,91	10	432	300
	38,690	275	0,02911	0,02954	329,87	10	238	240
$y_f$	10,480	265	0,00849	0,00853	91,75	10	856	300

#### 4.5.4 CFRP förstärkning

De ingående beräkningsparametrarna vid beräkning av erforderlig mängd kolfiber är presenterade i Tabell 4.3 nedan. Antal klippta stänger blir utifrån Tabell 4.2 i a-riktningen

$$n = \frac{2000}{300} = 6,67 \approx 7 \text{ st} \quad (4.69)$$

Tabell 4.3: Parametrar vid beräkning av erforderlig CFRP mängd

Beskrivning	Symbol	
Plattjocklek	$H$	300 mm
Täckande betongskikt	$c_f$	20 mm
Karakteristisk tryckhållfasthet, betong	$f_{cck}$	21,0 MPa
Karakteristisk draghållfasthet, armering	$f_{yk}$	500,0 MPa
Antal klippta stänger, armering	$n_{\text{klippta}}$	7 st
Fördelning av stänger, armering	$s$	300 mm
Diameter på stänger, armering	$\emptyset_f$	10 mm

Vid beräkning har materialdata för kolfiber tagits från faktablad för StoFRP Sheet, se Tabell 4.4.

$$\text{Armeringsarea} \quad \left| \quad A_s = \left| 4 \cdot \frac{10^2}{4} \pi = 314,2 \text{ mm}^2 \quad \right| \quad (4.72)$$

Tabell 4.4 nedan. Då sju stänger klipps enligt beräkningarna ovan flyttas hälften av armeringen på var sida om hålet, dvs. 4 stänger på en sida och 4 stänger på den andra. Avståndet mellan dessa beräknas utifrån villkor (3.3) vilket ger tryckzonen för dessa stänger

$$\text{Avstånd mellan stänger} \quad a \geq 2\emptyset = 2 \cdot 10 = 20 \text{ mm} \quad (4.70)$$

$$\text{Tryckzon} \quad b_s \geq \frac{a}{2} + \emptyset + a + \emptyset + a + \emptyset + a + \emptyset + \frac{a}{2} = 4 \cdot 10 + 4 \cdot 20 = 4\emptyset + 4a = 120 \text{ mm} \quad (4.71)$$

$$\text{Armeringsarea} \quad A_s = 4 \cdot \frac{10^2}{4} \pi = 314,2 \text{ mm}^2 \quad (4.72)$$

Tabell 4.4: Teknisk data för StoFRP Sheet S300 C200/C300.

Beskrivning	Symbol	
Fibertyp		Kolfiber (High Strength)
Fiberorientering		0° (alla bärande fibrer i laminatets längdriktning)
Tvärsnittarea	$t_{f,C200}$	0,11 mm
	$t_{f,C300}$	0,17 mm
Bredd	$b_f$	Standard 300 mm, annan bredd på begäran
Vikt		200 g/m <sup>2</sup> (C200) 300 g/m <sup>2</sup> (C300)
Draghållfasthet		> 4 500 MPa
Elasticitetsmodul	$E_f$	> 228 GPa
Brottöjning		ca 18 ‰
Längder på väv		Upp till 65 m (längre på begäran)
Lagringstid		Ca 1 år
Förpackning		På rulle

Dimensioneringen inleds med att bestämma geometriska längder för plattan

$$\text{Avstånd från underkant till centrum av armering} \quad u = c_f + \frac{\emptyset_f}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \quad (4.73)$$

$$\text{Effektiv höjd} \quad d = H - u = 300 - 25 = 275 \text{ mm} \quad (4.74)$$

$$\text{Tryckzonshöjd, armering} \quad x_s = \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{cck} \cdot b_s \cdot 0,8} = \frac{500,0 \cdot 314,2}{21,0 \cdot 120 \cdot 0,8} = 77,9 \text{ mm} \quad (4.75)$$

$$\text{Inre hävarm} \quad z_s = d - 0,4 \cdot x_s = 275 - 0,4 \cdot 77,9 = 243,8 \text{ mm} \quad (4.76)$$

Den totala kolfibermängden som behövs kan nu beräknas till

$$\text{Kolfiberarea} \quad A_f = \frac{E_s}{E_f} \left( \frac{1}{1 + \frac{u}{z_s}} \right)^2 \cdot A_s = \frac{210}{228} \left( \frac{1}{1 + \frac{25}{243,8}} \right)^2 \cdot 314,2 = 238,1 \text{ mm}^2 \quad (4.77)$$

Med vald kolfiberväv till C200 blir tjockleken 0,11 mm och med standardbredden 300 mm blir då antalet skivor

$$n_{väv} = \frac{A_f}{t_{f,C200} \cdot b_f} = \frac{238,1}{33} = 7,2 \approx 7 \text{ st} \quad (4.78)$$

För att beräkna den slutgiltiga bredden på kolfiberväven måste ett iterationsförfarande utföras, endast slutgiltiga steget är presenterat här.

$$\text{Vald bredd på kolfiber} \quad b_f = 266,81 \text{ mm} \quad (4.79)$$

$$\text{Tryckzonshöjd, kolfiber} \quad x_f = \frac{f_{yk} \cdot A_f}{f_{cck} \cdot b_f \cdot 0,8} = \frac{500,0 \cdot 238,1}{21,0 \cdot 266,81 \cdot 0,8} = 26,6 \text{ mm} \quad (4.80)$$

$$\text{Inre hävarm, armering} \quad z_f = H - 0,4 \cdot x_f = 300 - 0,4 \cdot 26,6 = 289,4 \text{ mm} \quad (4.81)$$

$$\text{Kolfiberarea} \quad A_{f2} = \frac{E_s}{E_f} \left( \frac{z_s}{z_f} \right)^2 \cdot A_s = \frac{210}{228} \left( \frac{243,8}{289,4} \right)^2 \cdot 314,2 = 205,4 \text{ mm}^2 \quad (4.82)$$

$$\text{Beräknad bredd, } t_{f,C200} \quad b_{f2} = \frac{A_{f2}}{n_{väv} \cdot t_f} = \frac{205,4}{7 \cdot 0,11} = 266,8 \text{ mm} \quad (4.83)$$

7 lager väv av typ StoFRP Sheet S300 C200 med en tjocklek av 0,11 mm ger en total tjocklek av 0,77 mm. Samma mängd väv sätts även i b-riktningen.

#### 4.6 Håldäcksmodell

Materialdata för håldäcksmodellen tas för en HD/F 120/20 från Tabell 2.1. Tvärsnittet förändras till rektangulärt men med bibehållet tröghetsmoment och tyngd, dvs.

$$I = 5,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m} \quad (4.84)$$

$$g = 2,6 \text{ kN/m}^2 \quad (4.85)$$

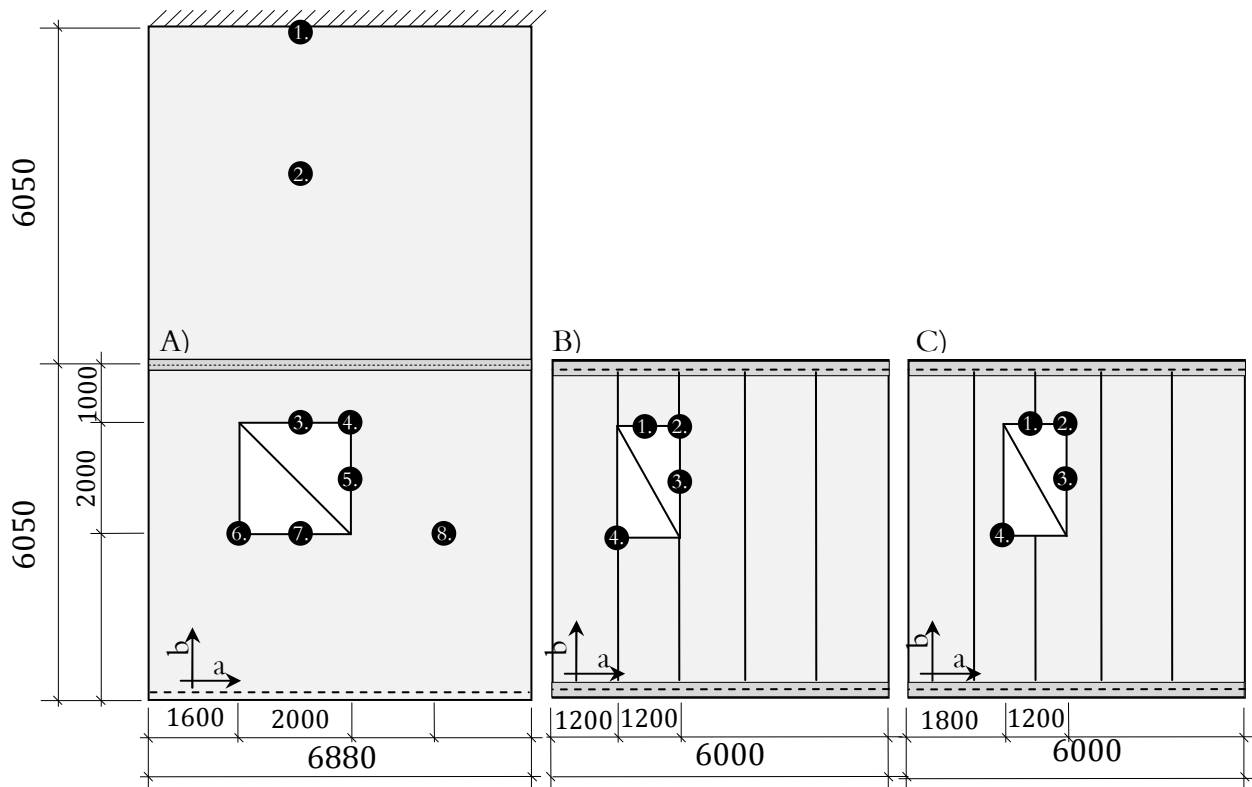
Då tröghetsmomentet för ett rektangulärt tvärsnitt beräknas som  $BH^3/12$  och under antagande att håldäcket är 1 190 mm brett är det möjligt att beräkna en ekvivalent höjd. Byggmåttet är egentligen 1 200 mm, men för att programmet skall beräkna varje platta som en separat del har plattan därför valts 10 mm mindre.

$$H = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{B}} = \sqrt[3]{\frac{5,2 \cdot 10^{-4} \cdot 12}{1\,190 \cdot 10^{-3}}} = 173 \text{ mm} \quad (4.86)$$

För att vidare förenkla och göra modellen på den säkra sidan antas håldäcken vara fritt upplagda, varför endast ett spann med plattor har använts.

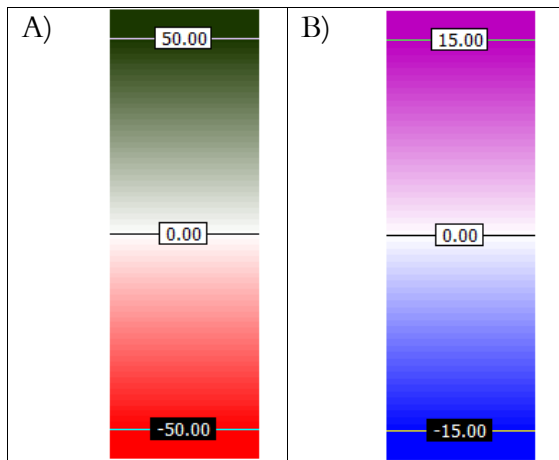
## 5 MODELLERING & ANALYS

Fallen nedan har utförts i 3D Structure, FEM-Design version 8.03.002 (03/25/2009) från StruSoft. Programvaran används för att göra analyser och dimensionering med hjälp av FEM. Fallen har modellerats utifrån plattan i avsnittet ovan med samma tjocklek och belastning och med fast inspänning på en kortsida och fri uppläggning i mitten och på motstående sida. De fria kanterna på långsidorna är fria, se Figur 5.1a. För fallen med håldäck har två fall med olika placering av öppning använts, se Figur 5.1a) och b).




Figur 5.1: Modeller som har använts i beräkningsfallen.

Momentfördelningen i respektive riktning finns representerad i färgplottar där högre färgintensitet motsvarar ett högre moment. Beroende på riktning har olika plottar använts, se Figur 5.2 nedan.

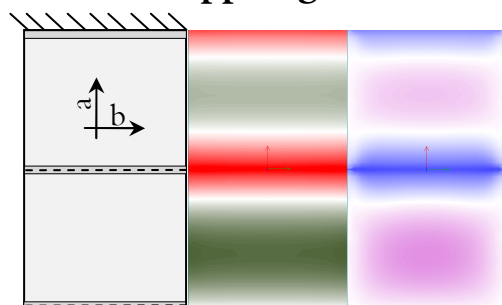


Figur 5.2: Färgskalor som har använts för de olika fallen. Moment i kNm/m A) a-riktning B) b-riktning

Tabell 5.1: Modeller med beskrivning, momentfördelning, användningsområde samt för- och nackdelar.

Fall	Beskrivning och modellantagande		För-/nackdelar
 Plattans geometri, mått enligt Figur 5.1	Moment a-riktning	Moment b-riktning	Beskrivning av förstärkningsåtgärd och modellantaganden som har gjorts.
			För- och nackdelar med den specifika förstärkningsåtgärden vad avser konstruktion och påverkan på plattans momentfördelning.
1 a) Moment i punkter på plattan i a-riktning b) respektive b-riktning enligt Figur 5.1. [kNm/m]			

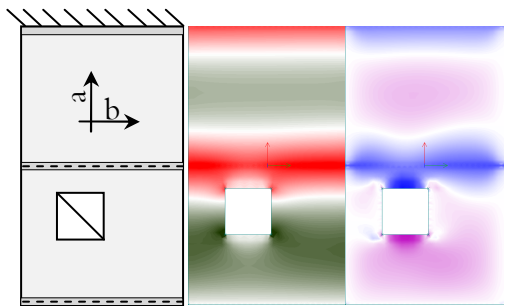
### 5.1 Utan öppning



En platta med två motstående fria kanter får en momentfördelning som närmast liknar en långsträckt balk.

- |                     |                   |                    |                     |
|---------------------|-------------------|--------------------|---------------------|
| 1 a)-34,4<br>b)-6,8 | 2 a)17,1<br>b)3,3 | 3 a)-8,2<br>b)-2,2 | 4 a)-10,7<br>b)-2,6 |
| 5 a)28,6<br>b)2,7   | 6 a)35,1<br>b)4,8 | 7 a)33,9<br>b)5,7  | 8 a)34,7<br>b)4,9   |

## 5.2 Utan förstärkning

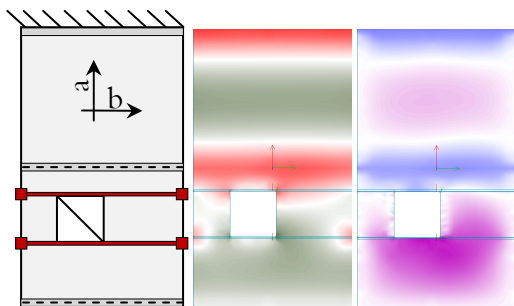


Utan förstärkningsåtgärder uppstår spänningskoncentrationer runt öppningen, vilka den ursprungliga plattan antagligen inte är dimensionerad för.

1	a)-36,1 b)-7,2	2	a)18,4 b)4,0	3	a)-4,6 b)-14,0	4	a)-34,5 b)-2,2
5	a)19,4 b)0,2	6	a)79,1 b)9,6	7	a)2,7 b)13,9	8	a)34,7 b)3,06

## 5.3 Enkel balkavväxling

### 5.3.1 Stöd under hela plattan



#### Beskrivning

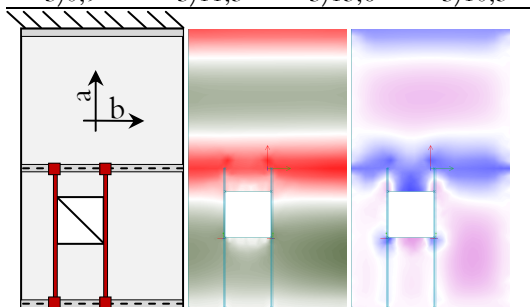
Två balkar på var sida om öppningen som stödjer på hela balkens längd. Balkarna och plattan vilar i båda ändarna på vägg eller pelare.

#### Modellantagande

- Balkarna är av IPE300 profil.
- Pelarna består av punktstöd vilka är fria att rotera i alla riktningar men förhindrade att förflyttas.
- Fullständig vidhäftning mellan balk och platta har antagits.

- + Lasten fördelas längs med hela balkens längd
- + Bra reduktion av moment i mätpunkterna jämfört med fallet utan förstärkning
- + Fallet med förstärkning i a-riktning ger lägre moment i mätpunkterna jämfört med motsvarande fall i b-riktning.

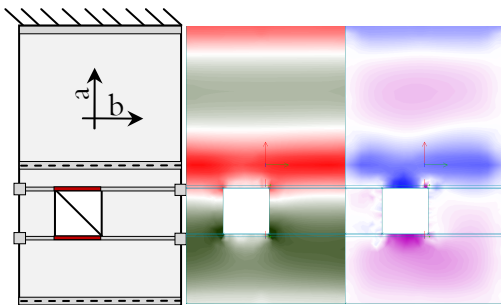
1	a)-36,6 b)-7,32	2	a)21,4 b)3,8	3	a)-3,0 b)-4,5	4	a)-29,1 b)-1,9
5	a)8,0 b)0,9	6	a)22,1 b)11,3	7	a)2,7 b)13,6	8	a)11,9 b)10,3



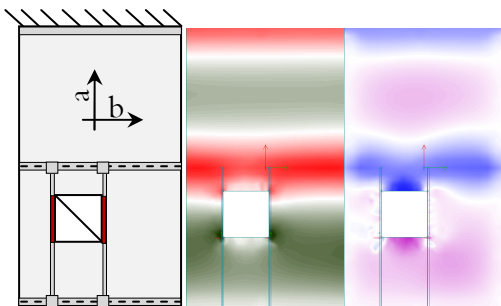
1	a)-31,5 b)-6,32	2	a)18,4 b)3,5	3	a)-3,0 b)-10,4	4	a)-11,2 b)3,6
5	a)10,6 b)0,2	6	a)24,4 b)7,8	7	a)3,0 b)5,8	8	a)26,6 b)4,4

- Kan leda till dragspänningar i plattans överkant, med uppsprickning som följd.
- Svårt att praktiskt uppnå upplag efter balkarnas hela längd
- Behöver upplag i anslutande väggar eller pelare.
- Inskränker negativt på den fria höjden

### 5.3.2 Stöd vid öppning



1. a)-30,2 b)-6,0	2. a)18,0 b)3,7	3. a)-4,0 b)-13,3	4. a)-33,7 b)1,3
5. a)18,4 b)0,8	6. a)66,7 b)4,2	7. a)3,6 b)15,6	8. a)36,0 b)2,9



1. a)-31,1 b)-6,2	2. a)18,4 b)3,9	3. a)-3,8 b)-13,4	4. a)-36,3 b)0,1
5. a)16,4 b)0,8	6. a)54,5 b)2,7	7. a)3,0 b)11,3	8. a)32,8 b)3,4

#### Beskrivning

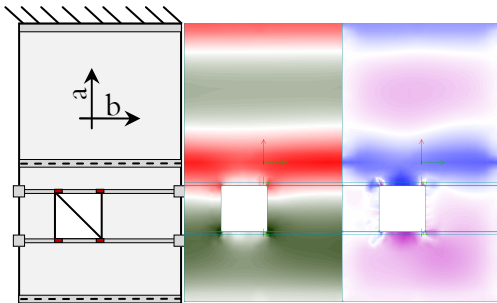
Två balkar på var sida om öppningen som stödjer på hela öppningens längd.

#### Modellantagande

- Balkarna är av IPE300-profil
- Pelarna stödjer endast balkarna
- Pelarna består av punktstöd vilka är fria att rotera i alla riktningar men förhindrade att förflyttas.
- Fullständig vidhäftning vid upplagen runt öppningen.

- + Fallet med förstärkning i a-riktning ger lägre moment i mätpunkterna jämfört med motsvarade fall i b-riktning.
- + Ger minimal reducering av moment jämfört med fallet utan förstärkning.
- Se 5.3.1 ovan.
- Minimal påverkan i mätpunkterna jämfört med fallet utan förstärkning.

### 5.3.3 Punktstöd vid öppning



1. a)-31,4 b)-6,3	2. a)18,5 b)3,9	3. a)-3,8 b)-12,2	4. a)-35,8 b)-1,5
5. a)16,0 b)1,4	6. a)57,6 b)0,8	7. a)4,7 b)11,6	8. a)34,5 b)3,6

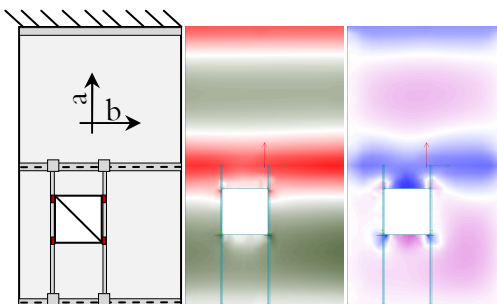
#### Beskrivning

Två balkar på var sida om öppningen som stödjer i fyra punkter.

#### Modellantagande

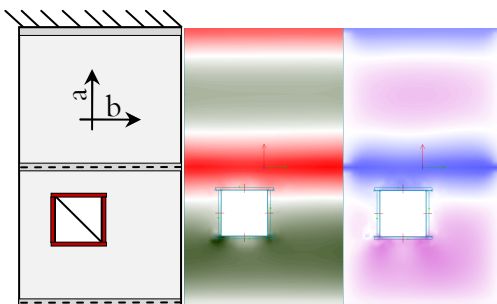
- Balkarna är av IPE300-profil
- Pelarna stödjer endast balkarna
- Pelarna består av punktstöd vilka är fria att rotera i alla riktningar men förhindrade att förflyttas.
- Fullständig vidhäftning vid upplagen runt öppningen.

- + Enkelt att få upplag på hela stödet.
- + Bra reduktion av moment med förstärkning i a-riktning.
- Fallet i med förstärkning i b-riktning ger ingen reduktion av moment i mätpunkterna jämfört med fallet utan förstärkning



1. a)-32,2 b)-6,45	2. a)18,9 b)3,9	3. a)-3,1 b)-11,8	4. a)-14,3 b)4,8
5. a)10,7 b)0,5	6. a)34,4 b)-7,9	7. a)3,0 b)7,9	8. a)27,8 b)4,3

### 5.4 Krage



1. a)-32,2 b)-6,4	2. a)18,2 b)3,6	3. a)-9,1 b)-5,2	4. a)-15,3 b)-2,7
5. a)13,6 b)0	6. a)49,3 b)9,8	7. a)15,6 b)3,9	8. a)31,3 b)4,4

#### Beskrivning

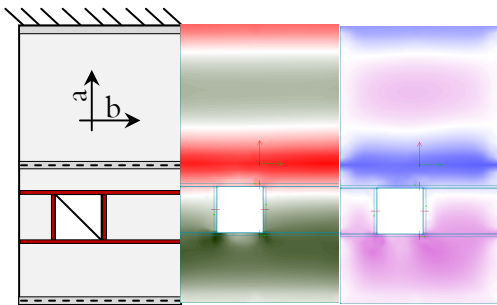
Krage av betong eller stål runt hela öppningen.

#### Modellantagande

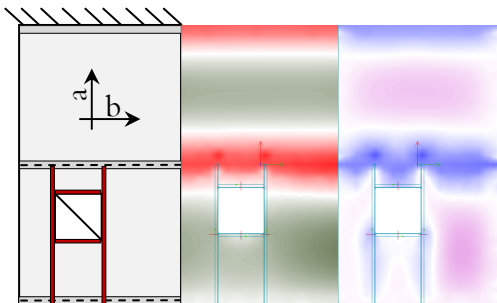
- Krage består av betong med dimension 250x500
- Fullständig vidhäftning mellan platta och krage.

- + Kräver inga pelare eller andra stöd.
- + Ger inte upphov till nya momentkoncentrationer.
- + Ger bra reduktion av moment i mätpunkterna jämfört med fallet utan förstärkning.
- Kräver svetsning eller annan sorts skarvning till den ursprungliga armeringen
- De i kragen ingående balkarna måste också dimensioneras för vridning.

## 5.5 Enkelt balkkors



1	a)-29,7 b)-5,9	2	a)17,6 b)3,6	3	a)-8,9 b)-5,1	4	a)-17,7 b)-3,0
5	a)14,0 b)-0,1	6	a)48,7 b)8,5	7	a)17,4 b)3,1	8	a)35,7 b)5,6



1	a)-30,2 b)-6,0	2	a)18,5 b)3,2	3	a)-3,1 b)-3,4	4	a)-5,7 b)0,2
5	a)8,0 b)-0,3	6	a)17,4 b)-3,8	7	a)6,7 b)-0,4	8	a)23,8 b)4,4

### Beskrivning

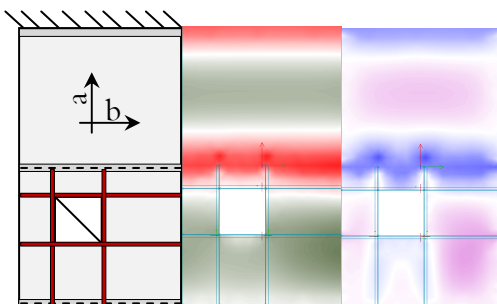
Enkelt balkkors som stödjer på samtliga ingående balkar.

### Modellantagande

- Balkkors består av betong med dimension 250x500
- Fullständig vidhäftning mellan balkors och platta.
- Förstärkning i a-riktning är upplagda på väggarna.

- + Kräver inga pelare eller andra stöd.
- + Ger inte upphov till nya momentkoncentrationer.
- + Med balkar i a-riktning reduceras momenten ytterligare jämfört med krage.
- Med balkar i b-riktning försämrats resultatet jämfört med krage.
- Kräver svetsning eller annan sorts skarvning till den ursprungliga armeringen
- De i kragen ingående balkarna måste också dimensionernas för vridning.
- Med förstärkning i b-riktning skiljer sig inte momentfördelningen i någon större utsträckning från krage.

## 5.6 Dubbelt balkkors



1	a)-29,5 b)-5,9	2	a)18,3 b)3,2	3	a)-2,8 b)-3,3	4	a)-5,7 b)0,9
5	a)11,4 b)-0,2	6	a)20,0 b)-0,6	7	a)7,0 b)-1,6	8	a)25,8 b)4,7

### Beskrivning

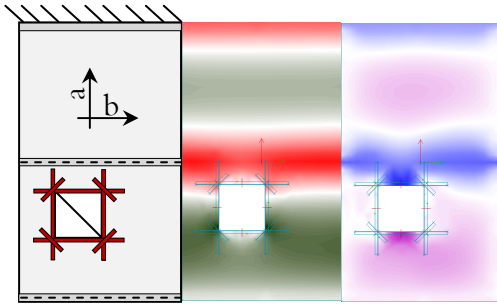
Dubbelt balkkors av betong eller stål, som stödjer på hela dess längd.

### Modellantagande

- Balkkors består av betong med dimension 250x500
- Fullständig vidhäftning mellan balkors och platta.

- + Kräver inga pelare eller andra stöd.
- + Ger inte upphov till nya momentkoncentrationer.
- Ger sämre resultat i mätpunktern än det enkla balkkorset i y-riktning.
- Kräver svetsning eller annan sorts skarvning till den ursprungliga armeringen
- De i kragen ingående balkarna måste också dimensionernas för vridning.

## 5.7 Limmade fiberkompositer



- |                      |                    |                      |                    |
|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|
| 1. a)-30,7<br>b)-6,1 | 2. a)18,1<br>b)3,9 | 3. a)-4,8<br>b)-13,1 | 4. a)-24,5<br>b)0  |
| 5. a)19,1<br>b)0,7   | 6. a)41,6<br>b)1,1 | 7. a)4,6<br>b)13,3   | 8. a)34,2<br>b)3,4 |

### Beskrivning

Limmade fiberkompositer kan utföras som väv, laminat och NSMR-stavar. Dimensionering är dock liknande för alla tre fallen.

### Modellantagande

- Kolfiber är av typ StoFRP Sheet S300<sup>-</sup> C200 ( $t = 0,11$  mm).
- 7 lager ger dimensionen  $266,8 \times 0,11$  mm<sup>2</sup>

- + Påverkar inte konstruktionens dimensioner med avseende på t.ex. fri höjd.
- + Rostar inte och är motståndskraftigt mot många kemikalier
- + Reducerar momenten i mätpunkterna runt öppningen.
- Saknar standardiserad dimensioneringsmetod

## 5.8 Limmade stålplåtar

Ej modellerad.

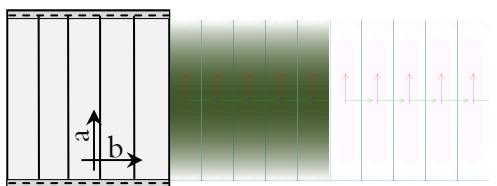
### Beskrivning

Stålplåtar som limmas i underkant på plattan runt hålet i likhet med fiberkompositer.

- + Minimal påverkan på den fria höjden
- Tyngden gör montering svår
- Föreligger korrosionsrisk

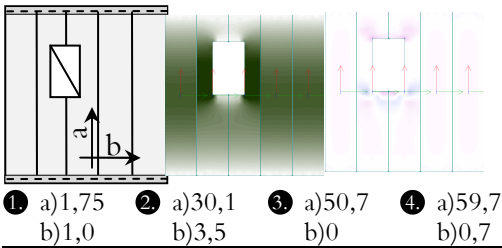
## 5.9 Håldäck

### 5.9.1 Utan hål



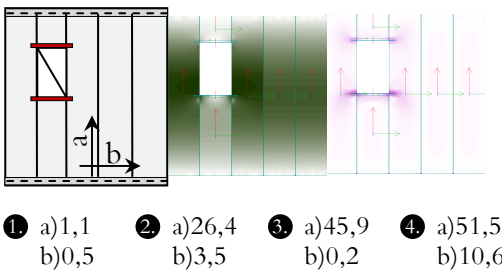
- |                    |                    |                    |                    |
|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 1. a)23,5<br>b)0,3 | 2. a)24,7<br>b)0,1 | 3. a)36,6<br>b)0,1 | 4. a)41,6<br>b)0,1 |
|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|

### 5.9.2 Utan förstärkning



- Stora moment uppstår i de kapade plattorna, vilket medför ökade deformationer med differanser mot andra plattor som följd.

### 5.9.3 Avväxling med 20 cm överlapp



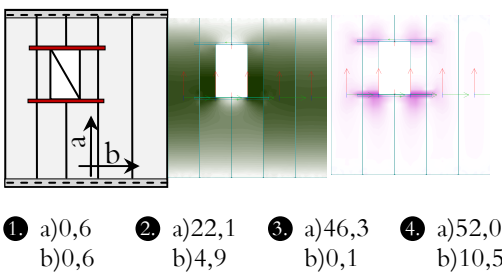
#### Beskrivning

Avlastning på intilliggande plattor.

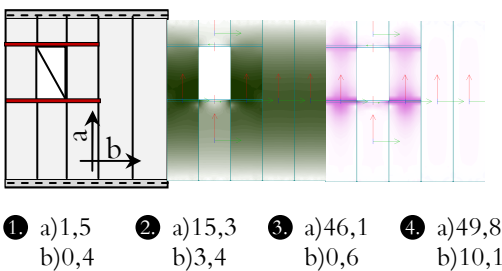
- + Kräver anslutande håldäcksplattor som klarar betydligt mer last än vad de utnyttjar.

#### Modellantagande

- Balkar är av profil IPE300
- Plattorna är av rektangulära tvärsnitt
- Plattorna är placerade med 10 mm mellanrum.
- Fullständig vidhäftning mellan balk och plattor.

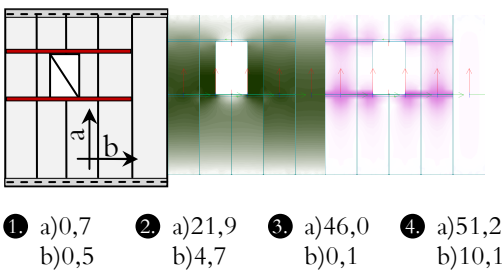


### 5.9.4 Avväxling under en hel platta

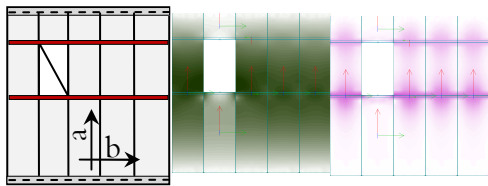


#### Modellantagande

- Balkar är av profil IPE300
- Plattorna är av rektangulära tvärsnitt
- Plattorna är placerade med 10 mm mellanrum.
- Fullständig vidhäftning mellan balk och plattor.



### 5.9.5 Avväxling under samtliga plattor



#### Beskrivning

Avlastning på samtliga håldäcksplattor

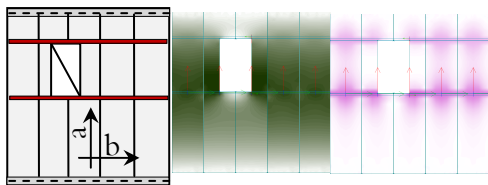
+ Fordelar laster och deformationer över samtliga plattor.

#### Modellantagande

- 1 a)1,35    2 a)14,5    3 a)43,1    4 a)46,9  
b)0,6        b)3,5        b)0,6        b)9,8

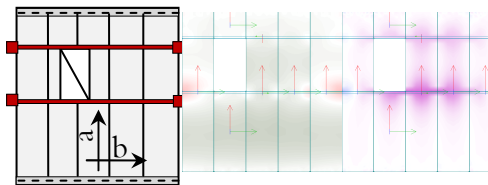
- Balkar är av profil IPE300
- Plattorna är av rektangulära tvärsnitt
- Plattorna är placerade med 10 mm mellanrum.
- Fullständig vidhäftning mellan balk och plattor.

God vidhäftning mellan balkarna och håldäcksplattor måste garanteras.



- 1 a)0,5    2 a)21,5    3 a)45,1    4 a)50,6  
b)0,5        b)4,8        b)0,1        b)10,1

### 5.9.6 Avväxling under samtliga plattor med upplag på pelare



#### Beskrivning

Avlastning av samtliga håldäcksplattor på pelare eller väggar.

+ Reducerar momenten i a-riktningen.

+ Kan användas där armering i b-riktning till stor del är outnyttjad till skillnad från a-riktning.

#### Modellantagande

- 1 a)0,8    2 a)-0,2    3 a)7,6    4 a)-5,3  
b)2,8        b)3,3        b)0,5        b)3,5

- Balkar är av profil IPE300
- Plattorna är av rektangulära tvärsnitt
- Plattorna är placerade med 10 mm mellanrum.
- Fullständig vidhäftning mellan balk och plattor.

- Leder till ökade moment i b-riktning, jämfört med fallet utan hål.

- Introducerar moment i överkant i närheten av pelare.

- 1 a)-0,8    2 a)2,6    3 a)7,2    4 a)3,8  
b)3,3        b)3,9        b)0        b)6,5



## 6 SLUTSATSER & DISKUSSION

Vilken förstärkningsåtgärd som ska användas för en given situation beror till stor del på konstruktören. Vill man jämföra olika alternativ mellan varandra krävs det en långtgående analys om hur förstärkningsåtgärden i fråga påverkar plattans beteende, i det här fallet en öppning, men även andra delar av plattan. Även om man hittar en åtgärd som löser problemet så måste denna även vara praktiskt möjlig att utföra och den kanske inte får påverka den befintliga konstruktionen i fråga om utseende och form. Den valda förstärkningsmetoden kanske inte heller är bäst ur ett ekonomiskt perspektiv, vilket i regel är en avgörande faktor.

I rapporten har FEM använts för att analysera momentfördelningen i plattan och även i viss utsträckning strimlemetoden. En kommentar om dessa är att med Strimlemetoden går det på ett enkelt sätt fördela moment och därmed styra var armeringen ska koncentreras och förlita sig på plattans förmåga att omfördela moment. Vid dimensionering av en platta med hål används armeringsband vilka fungerar som fritt upplagda stöd, dessa måste bli tillräckligt armerade för att klara av de speciella momentkoncentrationer som uppstår.

Studerars figurerna i föregående kapitel för de olika förstärkningsmetoderna så har varje metod sin fördel men även sin nackdel. Den största nackdelen som många metoder har är att uppnå tillräcklig vidhäftning med den ursprungliga konstruktionen. Ett annat problem med många förstärkningsmetoder är styvheten på dessa, de ska vara så styva så möjligt utan att för den delen bli allt för skrymmande och får samtidigt inte skapa ogynnsamma moment.

För håldäcken blir styvheten dessutom problematisk om endast den sågade plattan förstärks, då denna kommer att deformera mer än omkringliggande plattor. Detta leder till att skarven mellan håldäckplattorna spricker och i värsta fall att det uppstår en nivåskillnad.

I de svenska och europeiska dimensioneringsstandarderna tillåts plattan få en plastisk deformation innan den anses ha gått i brott. I modellerna ovan har ett rent linjär-elasticitet beteende studerats och någon hänsyn har därför inte tagits till plattans förmåga att omdistribuera moment. Plattan kan med andra ord klara en viss momentökningen i vissa delar.

Synas figurena för plattan utan hål respektive platta utan förstärkning men med öppning så syns det att den senare ger upphov till momentkoncentrationer runt öppning och då främst i hörnen. För att välja någon förstärkningsmetod framför den andra kan sägas att förstärkning i a-riktning ovan tyckas ge det mest gynnsamma resultatet i de fall detta är möjligt. Detta är väntat i och med att dessa förstärkningar har upplag på väggarna vilka fungerar som stöd till förstärkningsåtgärderna. Dessa är även bra ur den synpunkten att dessa i mindre grad ger upphov till moment i b-riktning. Ska man välja någon förstärkningsmetod framför den andra i figurena så är kragen och fiberarmeringen att föredra. Dessa jämnar ut koncentrationerna på ett bra sätt och reducerar momentfördelningen så att denna liknar den som rådde innan håltagningen.

En väsentlig slutsats som kan dras från modelleringen är att förstärkningsåtgärden får inte vara för styv då detta i regel ger upphov till negativa moment, dvs. drag där det tidigare var tryck. Ett exempel på detta är att använda pelare som stöd. Bättre är då att använda en balk som ger en mindre styv respons.

För att sammanfatta hur en bra förstärkning vid håltagning i betongbjälklag uppnås så behövs en konstruktion med ett tvärsnitt som har lämplig styvhet, liten tvärsnittsarea, låg vikt, lätthanterlig med lätt montering och bra ur arbetsmiljösynpunkt, litet underhåll, möjlighet till förspänning för att minska sprickbildning och öka utnyttjande av materialet, bra kort- och långtidsegenskaper samt motståndskraftig mot yttre påverkningar såsom temperatur, fukt och stötar. Till detta hör även att den ska vara ekonomiskt fördelaktig.

## 7 LITTERATURFÖRTECKNING

BBK 04. (2004). *Boverkets handbok om betongkonstruktioner*. Stockholm: Boverket.

Bernander, K.-G. (1997). Betongelement. i *Betonghandbok Arbetsutförande* (ss. 89-122). Örebro: AB Svensk Byggtjänst.

Betongbanken. (2008a). *Bjälklagsarmering*. Hämtat 2009-05-30 från Betongbanken:  
<http://www.betongbanken.com/index.aspx?s=3354>

Betongbanken. (2008b). *Formbord*. Hämtat 2009-05-30 från  
<http://www.betongbanken.com/index.aspx?s=3155>

Betongbanken. (2008c). *Öppningar i Bjälklag*. Hämtat 2009-05-30 från Betongbanken:  
<http://www.betongbanken.se/index.aspx?s=2926>

Betongelementföreningen. (2007). *Bygga med prefab : en handbok i teknik, estetik, kvalitet, ekonomi, miljö*. Hämtat 2009-05-30 från Bygga med Prefab - Betongvaruindustrin:  
<http://www.betongvaruindustrin.se/BookPDFs/BookChapter0.pdf>

Chipchase, P. (1995). *Technical reference manual. Holes and openings through structure*. WSP Group.

Enochsson, O. (2005). *CFRP Strengthening of Concrete Slabs with and without Openings*. Luleå: Luleå tekniska universitet.

Fintel, M. (1986). *Handbook of Concrete Engineering. Second Edition*. New York: Van Nostrand Reinhold.

Hellers, B. G. (2003). Helgjuten betong? - en kvalitetsfråga. i T. Hertzell, *Helgjuten: En bok om betonghus gjutna på byggplatsen* (ss. 23-27). Lund: AB Svensk Byggtjänst.

Hillerborg, A. (1990). Avsnitt 6.5 Plattor. i *Betonghandboken - Konstruktion, utgåva 2*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst.

Hillerborg, A. (1974). *Dimensionering av armerade betongplattor enligt strimlemetoden*. Stockholm: Almqvist & Wiksell Förlag AB.

- Hillerborg, A. (1996). *Strip method design handbook*. London : E & FN Spoon.
- J&Ws tekniska sekretariat. (1978). *Förstärkning av betongkonstruktioner*. Stockholm: Statens råd för byggforskning.
- Lorentsen, M. (1990). Avsnitt 3.2 Beräkning av krafter och moment. i *Betonghandboken - Konstruktion, utgåva 2*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst.
- Meyer, C. (1996). *Design of Concrete Structures*. Upper Saddle River: Prentice Hall.
- Olofsson, T., Jonasson, J.-E., & Nilsson, M. (2006). *Betongplattor*. Luleå: Luleå tekniska universitet.
- Peikko. (2006). *POK - Slab hanger for hollow core slabs*. Hämtat 2009-05-30 från <http://trinity.siteadmin.fi/File.aspx?id=596631&ext=pdf&routing=419671&webid=419703&name=POK%20brochure>
- SS-EN 206-1. (2001). *Betong - Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse*. Stockholm: SIS Förlag AB.
- SS ENV 1504-9:1997. (1997). *Betongkonstruktioner - Produkter och system för skydd och reparation – Del 9: Underlag för val åtgärd*. Stockholm: SIS Förlag AB.
- SS-EN 1992-1-1:2005. (2008). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm: SIS Förlag AB.
- SS-ENV 1504-10:2004. (2004). *Betongkonstruktioner - Produkter och system för skydd och reparation – Del 10: Utförande*. Stockholm: SIS Förlag AB.
- Telford, T. (1991). *FIP Guide to good practice: Repair and strengthening of concrete structures*. London: Thomas Telford Services Ltd.
- Täljsten, B. (2006). *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures - Design Guideline*. Luleå: Luleå tekniska universitet.
- Täljsten, B. (1994). *Plate bonding : strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics*. Luleå: Luleå tekniska universitet.
- Wiberg, A. (2003). *Strengthening of Concrete Beams Using Cementitious Carbon Fibre Composites*. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan.