

# Samverkan mellan betongskivor med förbindelseskikt av stegarmering



**Marie Karlsson**

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lund Universitet, 2010

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

Department of Structural Engineering  
Lund Institute of Technology  
Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

## **Samverkan mellan betongskivor med förbindelseskikt av stegarmering**

Interaction between concrete slabs joined by lattice girders.

Marie Karlsson

2010

### **Abstract**

In this report a study is made of a sandwich wall especially produced for agricultural buildings. The wall contains two concrete slabs, one for the façade and one on the inside with insulation between them. The concrete slabs are joined together by lattice girders. The inner slab has a thicker cross section in its ends and less insulation, the girders also has a smaller distance between them. The report contains a study of the interaction between the two concrete slabs in the thicker part of the inner concrete slab to see if there is a possibility to use some of the bearing capacity from the façade.

It's also investigated which depth is required for the lattice girders to get the fracture in the girder instead of in the concrete.

The result from the study shows that there is limited interaction between the concrete slabs. Because of the deficiency of interaction the calculation model of the wall will be made for just one bearing slab, the one on the inside. That means that all the forces from the roof will be taken by the inner slab.

Rapport TVBK-5184  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-10/5184+78p

Examensarbete  
Handledare: Göran Östergaard  
Examinator: Sven Thelandersson  
Juni 2010

## **Förord**

Rapporten har genomförts vid Lunds Tekniska Högskola, på civilingenjörsprogrammet för väg- och vattenbyggnad. Arbetet påbörjades i september 2009 och avslutades i mars 2010. Omfattningen på rapporten är 30 högskolepoäng.

Ett stort tack till Göran Östergaard på Abetong i Falkenberg som varit min handledare.

Jag vill även tack Ander Kristenson från Neofac som hjälpt mig genomföra alla provningar, Henrik Carlsson på Abetong i Falkenberg för alla råd under arbetets gång och Labeeb Alkattan för hjälpen med min FEM-modellering.

Tack även till alla i montagehallen på Abetong i Falkenberg för er hjälp och ert engagemang vid gjutning och provning av mina element.

Falkenberg, februari 2010

Marie Karlsson

## Sammanfattning

Vid tillverkning av sandwichväggar kan man använda en förankring av förbindelsestegar mellan inner- och ytterskiva. Vid användning av förbindelsestegar kan man utnyttja samverkan mellan inner- och ytterskivan och därigenom hålla nere dimensionen på betongkonstruktionen. I denna rapport har förbindelsestegarnas funktion undersökts genom drag-, skjuv- och böjförsök.

Dragprovningarna ska ge en förståelse för hur ingjutningsdjupet påverkar kapaciteten hos stegen. Provresultaten jämförs med beräkningsmodeller som baserar sig på de uppmätta brottkonerna vid provningarna. Resultatet visar att det inte går att beskriva betongbrottet med hjälp av denna teori.

I tidigare undersökningar har man genom böjprover beräknat en samverkansgrad för förbindelsestegar. Dessa undersökningar sammanställs i denna rapport, de samverkansgrader som beräknats visar väldigt spridda och låga värden. Även skjuvproverna görs för att undersöka samverkan mellan betongskivorna. Resultaten visar att det finns samverkan mellan skivorna fram tills att stegarna knäcker.

Slutligen tas en beräkningsmodell fram för en sandwichvägg särskilt för lantbruksbyggnationer. Beräkningen utförs enbart för ett fall med bärande innerskiva, detta beror på de stora spridningarna i resultatet för samverkan.

I rapporten har inte tagits hänsyn till beräkningar av tak- och grundkonstruktion. Vid skjuvprovningarna har man inte tagit hänsyn till att det finns cellplast mellan betongskivorna som kan ge en positiv effekt på resultatet för samverkan.



<b>FÖRORD</b>	<b>II</b>	
<b>SAMMANFATTNING</b>	<b>IV</b>	
<b>1</b>	<b>INLEDNING</b>	<b>1</b>
1.1	BAKGRUND	1
1.2	BESKRIVNING AV SANDWICHVÄGG	1
1.3	FÖRBINDELSESYSTEM	2
1.3.1	<i>Förbindelsestegar</i>	2
1.3.2	<i>Bärarkare</i>	3
1.3.3	<i>Förbindelsenålar</i>	4
1.4	BESKRIVNING AV LANTBRUKSVÄGG	5
1.5	AVGRÄNSNINGAR	6
1.6	SYFTE	6
1.7	DISPOSITION	6
<b>2</b>	<b>PROVNINGAR AV FÖRBINDELSESTEGE</b>	<b>7</b>
2.1	DRAGPROV	7
2.1.1	<i>Metod</i>	7
2.1.2	<i>Materialvärden</i>	9
2.1.3	<i>Provningsresultat</i>	11
2.1.4	<i>Beräkning av bärförmåga med avseende på uppmätta brottkoner</i>	16
2.2	BÖJPROVNING	22
2.2.1	<i>Metod</i>	22
2.2.2	<i>Beräkning av samverkan</i>	23
2.2.3	<i>Genomförande</i>	23
2.3	RESULTAT FÖR SAMVERKAN FRÅN TIDIGARE FÖRSÖK	30
2.4	SKJUVPROVNING	31
2.4.1	<i>Metod</i>	31
2.4.2	<i>Resultat och kommentarer</i>	34
2.4.3	<i>Jämförelse mellan utförda skjuvprover och tidigare provningar</i>	37
<b>3</b>	<b>BERÄKNINGSMODELL</b>	<b>41</b>
3.1	JÄMFÖRELSE FEM-MODELL OCH HANDBERÄKNING	41
<b>4</b>	<b>DIMENSIONERING AV VÄGG MED TAKSTOL</b>	<b>44</b>
4.1	DIMENSIONERING AV SKIVOR	44
4.1.1	<i>Dimensionering för vindlast</i>	44
4.1.2	<i>Resultat</i>	48
4.1.3	<i>Dimensionering av hög balk</i>	49
4.1.4	<i>Resultat</i>	53
4.2	DIMENSIONERING AV KONSOLPELARE	54
4.2.1	<i>Beräkningsförutsättningar</i>	54
4.2.2	<i>Dimensionering genom ramanlys</i>	57
<b>5</b>	<b>SLUTSATS</b>	<b>59</b>
<b>REFERENSER</b>	<b>60</b>	
<b>INTERNET</b>	<b>60</b>	
<b>BILAGOR</b>	<b>61</b>	

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Inom byggnadsbranschen är det viktigt att ta fram lösningar för konstruktioner som uppfyller beställarnas krav. Man måste dessutom ha en kostnadseffektiv lösning vilket innebär att material och produkter bör utnyttjas på ett optimalt sätt.

Vid tillverkning av sandwichväggar används olika typer av förbindningar mellan innerskiva och ytterskiva. Vid användning av förbindelsestegar kan man utnyttja samverkan mellan de båda skivorna. En viss del av ytterskivan kan utnyttjas för att få tillräcklig styvhet i väggelementet och på så sätt kan man minska dimensionerna på betongskivorna. Denna typ av konstruktion används av Abetong vid tillverkning av lantbruksbyggnader.

## 1.2 Beskrivning av sandwichvägg

En sandwichvägg av betong består av en invändig betongskiva, ett skikt av cellplast eller mineralull och därefter ett yttre betongskikt, se figur 1.1 och 1.2. Den yttre betongskivan fungerar som fasad och ska hindra nederbörd från att komma in i konstruktionen. För att konstruktionen ska hålla ihop och betongskivorna inte ska bukta ut behöver den yttre skivan förankras i den inre bärande skivan, detta kan göras genom några olika förankringssystem. [2]



Figur 1.1 Sandwichelement sett ovanifrån.



Figur 1.2 Sandwichelement sett genom ett snitt mitt i väggen.

Vid användning av sandwichelement kan det uppkomma problem med sprickor, framförallt i fasadskivan. Dessa beror på att väggelementet utsätts för temperaturväxlingar som gör att ytterskivan rör sig mer än innerskivan. Genom att använda så få punkter som möjligt som binder ytterskivan till innerskivan kan ytterskivan rör sig lättare i förhållande till den inre skivan. Därmed kan man begränsa sprickbildningen i elementet. [2]

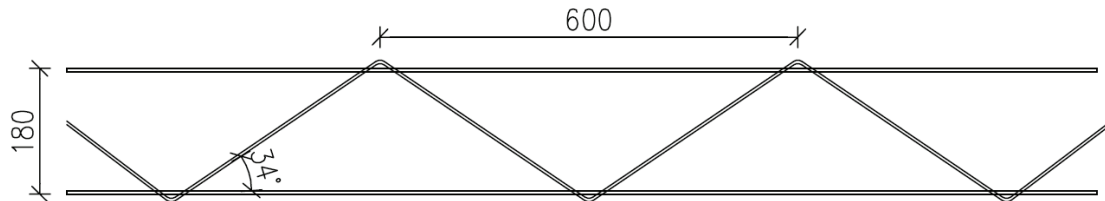


## 1.3 Förbindelsesystem

### 1.3.1 Förbindelsestegar

#### PDM-diagonalstege

PDM-diagonalstege är uppbyggd av två raka armeringstänger som svetsats samman med rostfria kontinuerliga diagonaler, se figur 1.3 nedan.



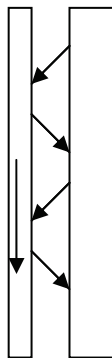
Figur 1.3 Figur som visar uppbyggnad av förbindelsestege av typen PDM.

Denna typ av förbindelsestege används för att man ska kunna tillgodoräkna sig samverkan mellan skivorna. Enligt produktblad från Peikko ska avståndet mellan förbindelsestegarna inte överstiga 600mm om samverkan ska utnyttjas. Genom att placera förbindelsestegarna nära kanten av elementet får man mindre vridningar och förskjutningar av ytterskivan i förhållande till innerskivan. [3]

Nackdelar med denna konstruktion är att man får en sprickbildning då man låser fast ytterskivan i innerskivan och hindrar rörelser som beror på temperaturväxlingar. Enligt Peikkos produktblad kan sprickorna begränsas med hjälp av armering i betongskivorna. [3]

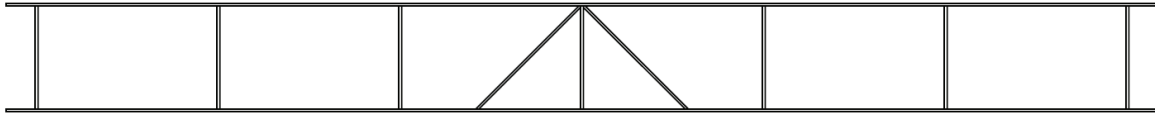
#### PTM-förbindelsestege

En förbindelsestege av typen PTM används vid konstruktioner där endast innerskivan är bärande och därmed bär upp även ytterskivans egentyngd, se figur 1.4 nedan.



Figur 1.4 Fasadskivans egentyngd förs över till innerskivan genom diagonaler som blir dragna och tryckta.

Armeringsstegen består av två armeringstänger som svetsas ihop med tvärgående rostfria stänger. På varje stege finns även diagonaler, antalet diagonaler som sitter på varje stege beror på hur stor ytterskivan är då det är diagonalerna som ska överföra egentyngden till den bärande skivan, se figur 1.5. [3]



Figur 1.5 Utformning av förbindelsestegen av typen PTM.

När man bestämmer antalet diagonaler som stegen ska innehålla tar man endast hänsyn till de diagonaler som tar upp dragkrafter. Tryckkrafterna som uppstår på grund av ytterskivans egenvikt tas genom isolering, tvärgående stänger och till viss del i tryckbelastade diagonaler. [3]

Nackdelar med PTM-förbindelsestegar är att även här uppstår sprickbildning i ytterskivan på grund av temperaturrörelser. Sprickbildningen för PTM-stegen är mindre än för stegen med kontinuerliga diagonaler eftersom PTM-stegen har en mer flexibel konstruktion som lättare ger efter för temperaturrörelser. [3]

### 1.3.2 Bärankare

Bärankare, se figur 1.6, görs av rostfritt rundstål för att kunna stå emot den korrosion som orsakas av vatten mellan ytterskivan och isoleringen. Bärankaret ska ta upp ytterskivans egentynngd och överföra lasten till den bärande innerskivan. När man använder bärankare finns det ingen samverkan mellan de båda skivorna. [4]

Fördelar med bärankarsystemet är att man bara får små och enstaka köldbryggor i väggen. Genom att ankarna sprids ut minskar man risken för att få spänningstoppar i fasadskivan som beror på temperaturväxlingar. [4]



Figur 1.6 Figur som visar utformning av bärankare.

### 1.3.3 Förbindelsenålar

Förbindelsenålar placeras i väggen för att hålla ihop fasadskiva och innerskiva utan att överföra någon skjuvkraft från ytterskivan till innerskivan. Däremot kan de överföra en jämnt utbreddlast som verkar på ytterskivan till innerskivan. Detta innebär att förbindelsenålarna inte kan överföra fasadskivans egentygnd till den bärande innerskivan, därmed måste förbindelsenålar kompletteras med bärankarsystemet.

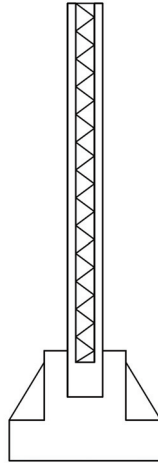
Det positiva med ett förbindelsesystem av bärankare och förbindelsenålar är att det är mer flexibelt och inte låser fast ytterskivan till innerskivan, man får därmed inte lika stora problem med sprickor i betongskivorna. För utformning av förbindelsenålar se figur 1.7.



*Figur 1.7 Utformning av förbindelsenålar.*

## 1.4 Beskrivning av lantbruksvägg

Abetong har en prefabricerad sandwichvägg som är särskilt framtagen för att passa lantbruksbyggnader. Lantbruksbyggnader ställer särskilda krav på väggkonstruktionen eftersom man ofta har stora håltagningar i gavelväggarna på grund av portar där man bland annat ska få in traktorer. Med dessa håltagningar finns ingen möjlighet att placera vindsträvor på gavelsidorna. Därför ställs som krav på väggen att den måste kunna stabilisera byggnaden och därmed ta upp vindlasten och föra ner dem till fundament i grunden, se figur 1.8. Väggen placeras i ett fundament där hålrummet gjuts igen, därigenom kan väggen överföra moment till grunden vilket innebär att pelarna kan användas för vindstabilisering av byggnaden.



*Figur 1.8 Sandwichväggens placering i grundfundament.*

Sandwichväggen består av två betongskivor en innerskiva och en ytterskiva som binds ihop med förbindelsestegar. För väggens uppbyggnad se figur 1.1 och 1.2.

Den inre skivan har fått ett tjockare tvärsnitt i ändarna och stegarna har en tätare placering där. Detta för att man vill uppnå en samverkan mellan ytterskivan och innerskivan och därmed inte behöva göra förtjockningen större i innerskivan. Anledningen till att man inte använder ett fristående balk- och pelarsystem är att man enkelt ska kunna hålla rent och vill då inte vill ha extra hörn och pelare som är i vägen.

## 1.5 Avgränsningar

I rapporten genomförs inga beräkningar eller dimensioneringar för tak- och grundkonstruktionerna.

Vid provning och beräkning av samverkan tas ingen hänsyn till att cellplasten mellan betongskivorna har en styvhet som ökar bärförmågan då de tryckta stängerna inte kan knäcka ut.

Det görs heller inga beräkningar för de temperaturrörelser som sker i fasadskivan.

## 1.6 Syfte

Syftet med examensarbetet är att ta fram en fungerande beräkningsmodell för väggen och kontrollera samverkan mellan de två betongskivorna i väggen som ses som en samverkanspelare.

## 1.7 Disposition

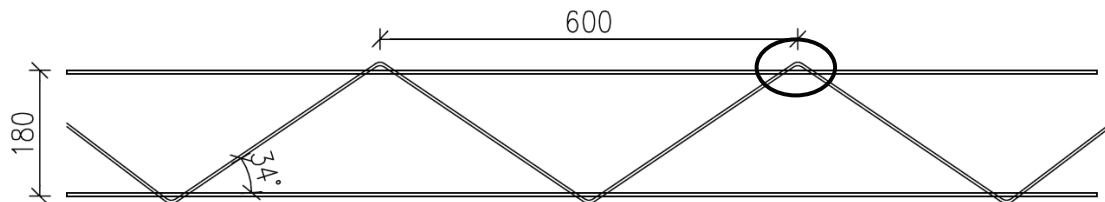
- Kapitel 1 innehåller en inledning som beskriver väggens uppbyggnad och olika förbindelsesystem mellan betongskivor i sandwichväggar.
- Kapitel 2 innehåller förutsättningar och resultat för provningar.
- Kapitel 3 innehåller en jämförelse mellan FEM-Design Plate och handberäkning för beräkningsmodellen för väggen.
- Kapitel 4 innehåller beräkningsgång för dimensionering av en vägg under angivna förutsättningar.
- Kapitel 5 innehåller slutsatser från rapporten.

## 2 Provningar av förbindelsestege

### 2.1 Dragprov

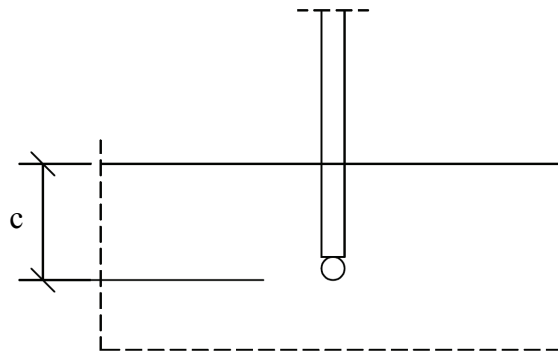
#### 2.1.1 Metod

För att undersöka vilket ingjutningsdjup som krävs för förbindelsestegen har ett antal dragprov genomförts med olika ingjutningsdjup på stegarna, den stegtyp som använts har en höjd på 180mm, se figur 2.1. Samtliga stänger har en diameter på 5mm. För utformning av prover och placering av armering se ritning i bilaga D. Dragproverna gjöts på eftermiddagen och provningen utfördes sedan morgonen efter. Anledningen till att man vill undersöka detta belastningsfall är att man får denna typ av belastning vid avformning i fabriken, därav har man gjort provningen så snart efter gjuttillfället. Vid provningstillfället kapades den längsgående armeringsstången i spetsen på diagonalerna, se markering i figur 2.1. Detta gjordes för att den bult man använde till att belasta dragproverna med skulle få plats.



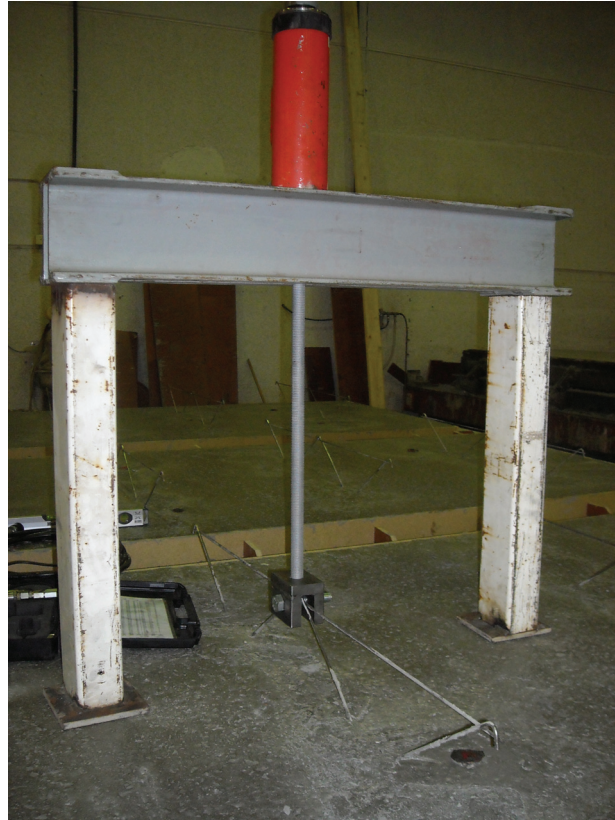
Figur 2.1 Geometri och mått för armeringstegen.

Ingjutningsdjupet mäts från underkanten av det horisontella armeringsjärnet i stegen se figur 2.2.

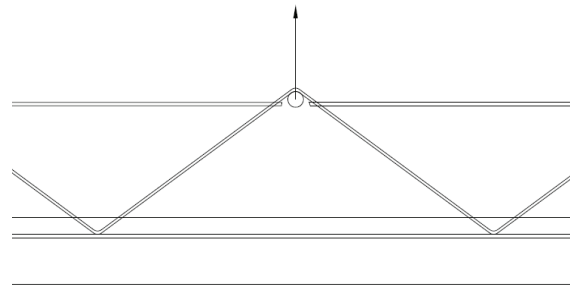


Figur 2.2 Figur där avståndet  $c$  anger ingjutningsdjupet.

Proverna genomfördes med en hydraulkolv där man mäter ett oljetryck [MPa] som översätts till en kraft [kN] genom en tabell som innehåller omskrivning från oljetryck till kraft. Tabellen är kalibrerad till mätinstrumentet. För uppställning av provanordning se bild 2.1 och figur 2.3.



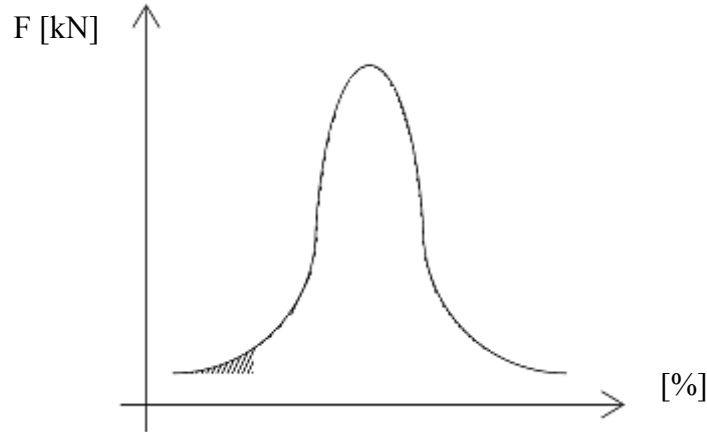
*Bild 2.1 Lastuppställning för dragprov.*



*Figur 2.3 Lastuppställning för dragprover.*

För att få ut jämförbara värden beräknas karakteristiska hållfasthetsvärden genom statistiska beräkningar för normalfördelade mätvärden. De statistiska beräkningarna sker enligt *Boverkets dimensionering genom provning*.

Provningsresultaten räknas om till karakteristiska värden för en antagen normalfördelningskurva. Karakteristiska värdena definieras som 5%-fraktilen. Detta innebär att i 95% av fallen kommer brottkraften att ligga över det karakteristiska värdet, se figur 2.4.



Figur 2.4 Normalfördelningskurva där det mörka området symboliserar 5% av hållfasthetsvärdena.

Provningen gjordes genom att föra på belastningen i en diagonal, se figur 2.3. Detta innebär att belastningen delar sig till två punkter i betongen, brottet sker inte samtidigt i de två punkterna och det blir den vekaste punkten som är avgörande för hållfastheten. Detta ger ett felaktigt värde för betongens brotthållfasthet. När man tar medelvärde för dessa punkterna är de starkare proverna redan bortsållade. Om man istället gjort proverna så att endast en brottkon testats åt gången skulle man även få med de högre hållfasthetsvärdena vilket skulle ge ett mer rättvist resultat.

### 2.1.2 Materialvärden

#### Betong

Vid provningarna har två olika betongrecept använts, 44000 och 34000. De två recepten har olika hållfastheter, recept 34000 har en högre hållfasthet, se mätvärden nedan. Recept 34000 användes till dragprover med ingjutningsdjup 30mm, prov A1-A6. För de två olika betongrecepten kontrollerades tryckhållfastheten med hjälp av en tryck??? följande värden erhöles:

Tabell 2.1 Kubhållfasthetsvärden för betongrecept 34000.

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	28,0
2	30,0
3	28,0



Det karakteristiska värdet för mätresultaten beräknas genom:

$$x_k = \bar{x} \cdot (1 - k_{pn} \cdot V)$$

$x_k$  är det karakteristiska dimensioneringsvärdet

$\bar{x}$  är medelvärdet av provningsvärdena

$k_{pn}$  är en variabel som beror på antalet mätvärden och vald säkerhet för resultatet

$V$  är variansen

Variansen beräknas enligt:

$$V = \frac{s}{\bar{x}}$$

Standardavvikelsen,  $s$ , beräknas genom:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$x_i$  är de enskilda mätvärdena vid de olika provningarna

$\bar{x}$  är medelvärdet av provningsvärdena

$n$  är antalet mätvärden

*Tabell 2.2 Statistiska värden för betongrecept 34000.*

Medelvärde [MPa]	28,67
Standardavvikelse [-]	1,15
Varians [-]	0,04
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	3,19
Karakteristisk hållfasthet [MPa]	24,98

För jämförelse med provningar ska beräkningar göras med medelvärden. För att få ut medelvärdet för draghållfastheten används tabell från Eurocode som anger förhållanden mellan karakteristiska värden och medelvärden. Tabellen anger medelvärden för cylinderprover, eftersom de framtagna tryckhållfasthetsvärdena gjordes för kubprover räknas dessa om enligt formeln:

$$f_{cm,cylinder} = 0,9 \cdot f_{cm,kub}$$

$f_{cm,cylinder}$  är tryckhållfasthetens medelvärde för en cylinder [MPa]

$f_{cm,kub}$  är tryckhållfasthetens medelvärde för en kub [MPa]

Värdet för draghållfastheten beräknas genom interpolering mellan hållfastheterna för cylinderns medelvärde.

$$f_{ct,34000} = 2,04 \quad MPa$$

För övriga prover användes betongrecept 44000, tryckhållfasthetsvärdena blev för detta recept följande:

*Tabell 2.3 Kubhållfasthetsvärden för betongrecept 44000.*

Prov	Tryckhållfasthet [MPa]
1	22,2
2	22,0
3	22,2

*Tabell 2.4 Statistiska värden för betongrecept 44000.*

Medelvärde [MPa]	22,13
Standardavvikelse [-]	0,12
Varians [-]	0,005
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	3,19
Karakteristisk hållfasthet [MPa]	21,76

Värdet för draghållfastheten beräknas genom interpolering mellan hållfastheterna för cylinderns medelvärde.

$$f_{ct,44000} = 1,6 \quad MPa$$

### 2.1.3 Provningsresultat

Dragproverna genomfördes med olika ingjutningsdjup som anges från underkant av den horisontella armeringsstången och upp till betongkanten, se figur 2.2.

Mätningar har även gjorts för de brottkoner som uppstår vid betongbrotten. De delar av brottområdet som ligger utanför den rödmarkerade ellipsen i figur 2.5 har inte tagits hänsyn till. Detta beror på att den delen av brottkonen utgör endast ett ytligt brott som inte följer den ursprungliga konen inom det rödmarkerade området. I vissa fall har brottkonen fått en orgelbunden form där det varit svårt att bestämma storleken, dessa prover har bortsetts från vid beräkning.



Figur 2.5 Brottkon för dragprov A2, den röda ellipsen anger varifrån radierna har blivit uppmätta.

Brottvärdena som anges i tabell 2.5-2.12 gäller för två brottkoner.

## 20mm ingjutningsdjup

Tabell 2.5 Dragprov för 20mm ingjutning. (Betongrecept 44000)

Prov	Konlängd längs med stege	Konlängd tvärs stege	Kraft [kN]	Brott
1	140mm	95mm	14,52	Betong
2	135mm	95mm	15,65	Betong
3	155mm	60mm	12,39	Betong

Till stegarna för 20mm ingjutningsdjup användes betongrecept 44000 vilket innebär en karakteristisk tryckhållfasthet för betongen på 21,76 MPa. Vid provningen hade stegarna skadats vilket innebär att de fått en mindre spänningsarea och därmed en lägre hållfasthet. I detta fall gav ingjutningsdjupet endast betongbrott, skadan på stegarna har därmed ingen inverkan på resultatet.

Tabell 2.6 Statistiska värden för ingjutningsdjup 20mm.

Medelvärde [kN]	14,19
Standardavvikelse [-]	1,66
Varians [-]	0,12
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	3,19
Karakteristisk hållfasthet [kN]	8,91

## 25mm ingjutningsdjup, provserie B

Till stegarna för 25mm ingjutningsdjup användes betongrecept 44000 vilket innebär en karakteristisk tryckhållfasthet för betongen på 21,76 MPa.

*Tabell 2.7 Dragprov för 25mm ingjutning (Betongrecept 44000)*

Prov	Konlängd längs med stege	Konlängd tvärs stege	Kraft [kN]	Brott
B1	140mm	95mm	12,51	Betong
B2	205mm	195mm	9,76	Betong
B3	100mm	135mm	15,87	Betong
B4	160mm	120mm	12,90	Betong
B5	110mm	70mm	12,90	Betong
B6	130mm	125mm	13,42	Betong

*Tabell 2.8 Statistiska variabler för ingjutningsdjup 25mm.*

Medelvärde [kN]	12,89
Standardavvikelse [-]	1,95
Varians [-]	0,15
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	2,33
Karakteristisk hållfasthet [kN]	8,33

Den karakteristiska hållfastheten för 25mm ingjutningsdjup, 8,33 kN, är lägre än den karakteristiska hållfastheten för 20mm, 8,91 kN. Detta beror på att det tog längre tid att få ner stegarna med 25mm ingjutningsdjup i betongen än vad det tog att få ner de med 20mm ingjutningsdjup. Med detta resultat kan man se att det är viktigt att få ner stegarna så fort som möjligt efter det att första skivan blivit gjuten.

### 30mm ingjutningsdjup, provserie A

Till stegarna för 30mm ingjutningsdjup användes betongrecept 34000 vilket innebär en karakteristisk tryckhållfasthet för betongen på 24,98 MPa. För att kunna jämföra resultatet med de prover som gjorts med en karakteristisk betonghållfasthet på 21,76 MPa måste provresultaten viktas om vilket görs med avseende på draghållfastheten:

$$P_{viktat} = P_{prov} \cdot \frac{f_{ct,44000}}{f_{ct,34000}}$$

Brotthållfastheterna i tabell 2.11 nedan anges med viktade värden.

*Tabell 2.9 Dragprov för prov A1-A6 30mm ingjutning (Betongrecept 34000 med omviktade värden)*

Prov	Konlängd längs med stege	Konlängd tvärs stege	Kraft [kN]	Brott
A1	140mm	140mm	11,76	Betong
A2	125mm	85mm	15,98	Betong
A3	120mm	95mm	15,98	Betong
A4	145mm	105mm	16,30	Betong
A5	120mm	150mm	16,70	Betong
A6	-	-	15,34	Betong

*Tabell 2.10 Statistiska variabler för prov A1-A6 med ingjutningsdjup 30mm.*

Medelvärde [kN]	15,34
Standardavvikelse [-]	1,81
Varians [-]	0,12
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	2,33
Karakteristisk hållfasthet [kN]	11,12

## 30mm ingjutningsdjup, provserie C

För dragprov serie C användes ingjutningsdjupet 30mm och betongrecept 44000 vilket innebär en karakteristisk tryckhållfasthet för betongen på 21,76 MPa.

*Tabell 2.11 Dragprov för prov C1-C6 med 30mm ingjutning. (Betongrecept 44000)*

Prov	Konlängd längs med stega	Konlängd tvärs stega	Kraft [kN]	Brott
C1	160mm	130mm	16,66	Betong
C2	-	-	14,73	Betong
C3	140mm	120mm	14,43	Betong
C4	140mm	100mm	18,49	Betong
C5	110mm	70mm	19,31	Betong
C6	130mm	125mm	19,10	Betong

*Tabell 2.12 Statistiska variabler för prov C1-C6 med ingjutningsdjup 30mm.*

Medelvärde [kN]	17,1
Standardavvikelse [-]	2,18
Varians [-]	0,13
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	2,33
Karakteristisk hållfasthet [kN]	12,0

## Stålbrott

Tre stegar göts in i en betongskiva med 30mm ingjutningsdjup räknat från underkant av stega, se figur 2.2. Proverna härdade i 1,5 dygn innan man utförde provningarna som resulterade i tre stålbrott.

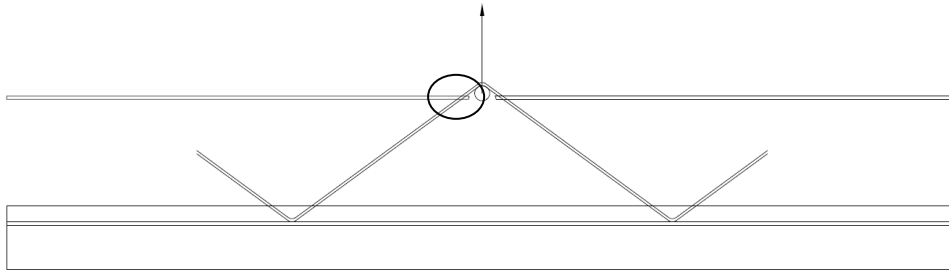
*Tabell 2.13 Hållfasthetsvärden för armeringsstegen.*

Prov	Draghållfasthet [kN]
1	20,85
2	21,05
3	20,90

*Tabell 2.14 Statistiska värden för armeringsstegen.*

Medelvärde [kN]	20,93
Standardavvikelse [-]	0,10
Varians [-]	0,005
$k_{pn}$ -värde (0,05 fraktil) [-]	3,19
Karakteristisk hållfasthet [kN]	20,60

95% av brottnasterna kan förväntas ligga över 20,6 kN. Vid samtliga prover skedde brottet i svetsfogen mellan diagonalerna och den längsgående armeringsstången, se figur 2.6.



Figur 2.6 Markering visar var stålbröten uppstod i stegarna.

Vid försöken kan man se att ett ökat ingjutningsdjup ger en högre hållfasthet. Två provningar utfördes även med 40mm ingjutningsdjup, båda provningarna resulterade i stålbrött. Den ena stegen var skadad redan innan provningen vilket innebär att spänningsarean minskat och brottlasten för stegen kommer att bli mindre. Den oskadade stegen hade en brottlast på 21,74 kN medan den skadade stegen hade en hållfasthet på 17,48 kN.

Provningsresultaten visar att ingjutningsdjupen inte spelar så stor roll då de endast har ett ingjutningsdjup på 20-25mm. Man kan även dra slutsatsen att de första stålbröten inträffar vid 40mm ingjutningsdjup, efter härdning i 18,5 timmar.

Anledningen till att vissa prover var skadade, de med 40mm och 20mm ingjutningsdjup, är att de skadades då man tog bort det horisontella armeringsjärnet för provningen. För att ta bort det horisontella järnet användes en vinkelslip som även gått emot diagonalerna så att de skadats.

#### 2.1.4 Beräkning av bärförmåga med avseende på uppmätta brottkoner

I detta avsnitt ska undersökas om man med beräkningar enligt brottkonsteori kan få fram en beräkningsmodell som beskriver provningsresultaten. Genom att använda de brottkoner som mätts upp i provningsresultaten görs olika beräkningar för att beskriva brottkonens mantelarea och genom den få ut en brottlast som ska stämma överrens med de uppmätta hållfastheterna om beräkningsmodellen är korrekt.

Beräkningen utförs för varje provtagning där brottkonens diameter gått att mäta, i vissa fall har brottkonen fått en oregelbunden form där det varit svårt att bestämma storleken, dessa prover har bortsetts från vid beräkningen. Anledningen till att brottkonen fått denna ovala form är att betongen inte utsätts för en punktlast utan en linjelast. Detta beror på att den ingjutna delen av stegen går längs med betongskivan så att lasten verkar över en längre sträcka.

Brottlasten för en kon beräknas enligt:

$$F_{lad} = A_{kon} \cdot f_v$$

$F_{lad}$  är konhållfastheten [kN]

$A_{kon}$  är konens mantelarea [m<sup>2</sup>]

$f_v$  är skjuvhållfastheten för betong [MPa]

Skjuvhållfastheten för betong beräknas enligt BBK kapitel 3.12.3 som behandlar genomstansning.

$$f_v = 0,45 \cdot \xi \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctm}$$

$\xi$  är en spricksäkerhetsfaktor som bortses från vid provning [-]

$f_{ctm}$  är medelvärdet för betongens draghållfasthet [MPa]

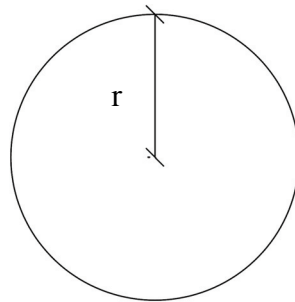
$\rho$  är en faktor som tillgodoräknar överkantsarmering, i detta fall är  $\rho = 0$

I fortsättningen förenklas ekvationen till  $f_v = 0,45 \cdot f_{ctm}$  då  $\rho = 0$

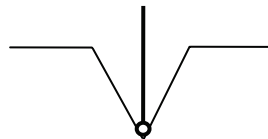
### Beräkning för rund brottkon

Vid jämförelse av brottkonernas längder längs med stegen och tvärs emot stegen är skillnaden inte så stor. Vid beräkning av mantelarean görs därför antagandet att man kan basera beräkningarna på den mindre brottkonsdiametern.

Vid beräkning av mantelarean förenklas formen till en brottkon enligt figur 2.7 och 2.8. Konens radie sätts till den uppmätta radien i stegens tvärriktning, eftersom detta är den minsta brottkonsradien.



Figur 2.7 Brottkonens geometri och måttbeteckningar för beräkning av rund brottkon.



Figur 2.8 Brottkonens utseende i genomskärning då man studerar en rund brottkon.

Brottkonens mantelarea,  $A$ , beräknas genom:

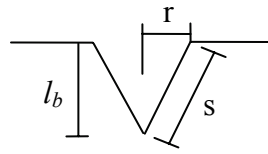
$$A = \pi \cdot r \cdot s \quad \rightarrow \quad A = \pi \cdot r \cdot \sqrt{r^2 + l_b^2}$$

För definition av mått för brottkon se figur 2.9.

$r$  är uppskattningen av konens radie tvärs stegens längdriktning [m]

$l_b$  är stegens ingjutningsdjup [m]





Figur 2.9 Definition av måttbeteckningar för brottkon.

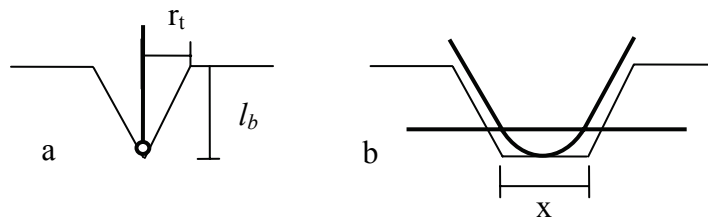
Brottkonens kapacitet beräknas då genom:

$$F_{\text{lad}} = A \cdot f_v = \pi \cdot r \cdot \sqrt{r^2 + l_b^2} \cdot 0,45 \cdot f_{ctm}$$

För resultat av beräkningar se tabell under rubrik *Jämförelse av resultat mellan beräkningar*.

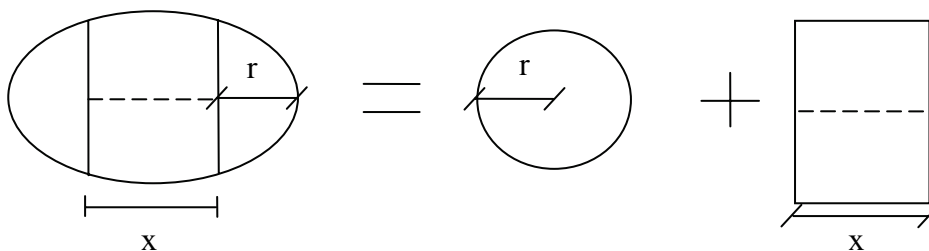
### Beräkning för oval brottkon

Ytterligare en beräkningsmodell görs för brottkonen. I detta fall tar man hänsyn till att brottkonens utseende skiljer sig då man ser konen i genomskärning tvärs eller längs med stegen, se figur 2.10. Anledningen till att konen fått detta utseende beror på att brottkonen följer stegen. Det är stegen som överför kraften till betongskivan och orsakar en brottkon, eftersom stegen inte verkar i en punkt utan sträcker sig över en längd som är beroende av stegens utformning, se figur 2.10 nedan.



Figur 2.10 Brottkonens utseende tvärs mot stegen (a) eller längsmed stegen (b).

Vid beräkning av mantelarean förenklas formen till en cirkel och en pyramid, se figur 2.11.



Figur 2.11 Brottkonen har en oval form som delas upp i två geometrier vid beräkning av mantelarean, en kon och en rektangel. Figuren visar förenklingen sedd ovanifrån.

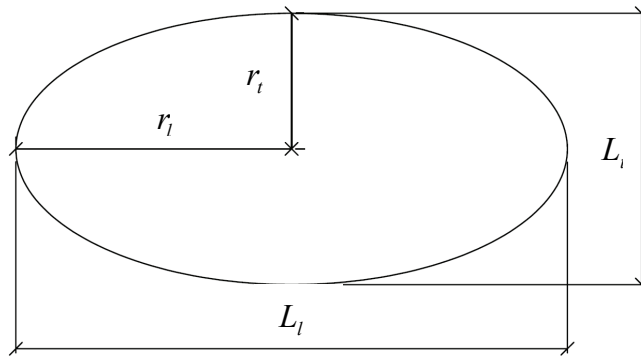
Rektangelns bredd bestäms genom att beräkna värdet för sträckan längst ner i konen längsmed stegen, sträcka  $x$  i figur 2.11. Denna sträcka bestäms genom att ta skillnaden mellan längderna längs ( $L_l$ ) och tvärs ( $L_t$ ) stegen, se figur 2.12.

$$x = L_l - L_t$$

$x$  är värdet för sträckan  $x$  i figur 2.11 [m]

$L_l$  är brottkonens längd längsmed stegen [m]

$L_t$  är brottkonens längd tvärs emot stegens längdriktning [m]

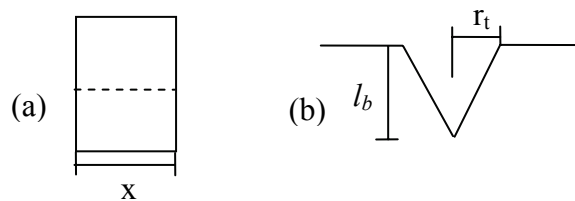


Figur 2.12 Brottkonen sett ovanifrån med definition av mått.

Rektangelns mantelarea bestäms genom pythagoras sats:

$$A_r = 2 \cdot x \cdot \sqrt{r_t^2 + l_b^2}$$

För definition av sträckor i formel se figur 2.13.



Figur 2.13 Definition av rektangelns mått för beräkning av mantelarea, a sett ovanifrån och b sett i genomskärning .

$r_t$  är uppskattningen av konens radie tvärs stegens längdriktning [m]

$L_t$  är brottkonens längd tvärs stegens längdriktning [m]

$l_b$  är stegens ingjutningsdjup [m]

Konens radie bestäms genom att ta skillnaden mellan varje längsgående sträcka,  $L_l$ , och sträckan  $x$ , som är den horisontella plattan i brottkonens underkant.

$$r_l = \frac{L_l - x}{2}$$

$r_l$  är värdet för konens radie längs stegens längdriktning [m]

$L_l$  är brottkonens längd längs stegen [m]

$x$  är värdet för sträckan  $x$  i figur 2.11 [m]

Konens mantelarea bestäms genom följande ekvation:

$$A_k = \pi \cdot r_l \cdot \sqrt{l_b^2 + r_l^2}$$

$A_k$  är konens mantelarea [m<sup>2</sup>]

$l_b$  är stegens ingjutningsdjup [m]

Den totala mantelarean för brottkonen blir:

$$A_{tot} = A_r + A_k = 2 \cdot x \cdot \sqrt{r_l^2 + l_b^2} + \pi \cdot r_l \cdot \sqrt{l_b^2 + r_l^2}$$

Brottkonens kapacitet beräknas då genom:

$$F_{kap} = A_{tot} \cdot f_v = \left( 2 \cdot x \cdot \sqrt{r_l^2 + l_b^2} + \pi \cdot r_l \cdot \sqrt{l_b^2 + r_l^2} \right) \cdot 0,45 \cdot f_{ctm}$$

För resultat från beräkningen se rubriken *Jämförelse av resultat mellan beräkningsmodeller*.

## Jämförelse av resultat mellan beräkningsmodeller

Provernans hållfasthetsvärden jämförs med de beräknade värdena.

Tabell 2.15 Jämförelse mellan resultat från provningar och beräkningar enligt brottkonsteori.

Ingjutningsdjup [mm]	Prov	Provvärden [kN]	Rund kon [kN]	Oval kon [kN]
20	1	7,3	5,5	15,2
	2	7,8	5,5	14,1
	3	6,2	2,4	22,2
25	B1	6,3	5,8	16,5
	B2	4,9	22,2	24,9
	B3	7,9	-	-
	B4	6,5	8,8	18,6
	B5	6,5	3,4	12,7
	B6	6,7	9,5	10,7
30	A1	6,9	-	-
	A2	9,4	5,0	15,3
	A3	9,4	6,0	12,5
	A4	9,6	7,2	17,6
	A5	9,8	-	-
	C1	8,3	10,5	18,5
	C3	7,2	9,1	14,4
	C4	9,2	6,6	17,0
	C5	9,7	3,6	13,8
	C6	9,6	9,8	11,1

Värdena från provningen har halverats för att lasten delas upp på två diagonaler och därmed är det bara halva lasten som verkar på brottkonen.

För de prover som inte har något beräknat värde för metoden med oval brottkon har brottkonens längd varit större i tvärled än i längsled och har därför bortsetts från.

Vid jämförelse mellan provvärdena och de två beräkningsmodellerna ser man att de inte stämmer överrens. I de flesta fall ligger de uppmätta värdena mellan de två beräkningsmodellerna. Beräkningsmodellen för en oval brottkon ger ett för stort värde vilket innebär att den överskattar kapaciteten hos brottkonen. För fallet med en rund brottkon ligger det beräknade värdet i de flesta fall under de framtagna provvärdena. Beräkningsmodellen med rund brottkon ger för de fallen en överdimensionering.

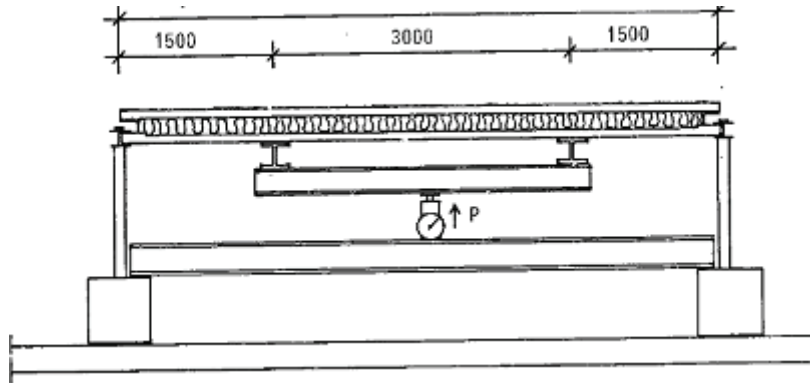
Genom undersökningen har ingen lämplig beräkningsmodell tagits fram däremot har provningarna och de statistiska beräkningarna gett riktvärden för hur stor brottlast man får vid olika ingjutningsdjup.

## 2.2 Bøjprovning

### 2.2.1 Metod

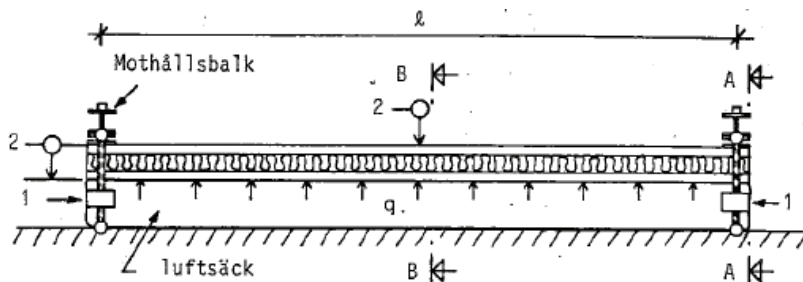
För samverkansprovning av stegarmering i betongskivor finns dokumenterade försök. I en undersökning av Thomas Olofsson [5] har man provat samverkan för ett flertal element med olika förbindelser mellan betongskivorna. Den mest provade förbindelsetypen är förbindelsestegar kombinerat med mineralull. Resultaten från försöken har man jämfört med teoretiska beräkningar, vilka gjorts med förutsättningen att provelementen utsätts för en jämnt utbredd last. De resultat man får vid provningen jämförs med teoretiska beräkningar som baseras på teori för ofullständig samverkan. [5]

Vid beräkning för ofullständig samverkan ser man förbindelseskiktet som en skiva med en styvhet,  $k_s$ . Då styvheten för förbindelseskiktet är känt kan ett effektivt tröghetsmoment beräknas för det sammansatta tvärsnittet. Hälften av provelementen utsattes för en linjelast som placerades i elementens fjärdedelspunkter, se figur 2.14 nedan. [5]



Figur 2.14 Uppställning av provelement som provades liggande med linjelaster i fjärdedelspunkterna. [5]

Övriga försök gjordes med en jämnt utbreddlast i form av en luftsäck under elementet, se figur 2.15. [5]



Figur 2.15 Provning av element med luftsäck undertill. [5]

## 2.2.2 Beräkning av samverkan

Vid beräkning av samverkan har man beräknat de teoretiska deformationerna för element utan samverkan och element med fullständig samverkan. För att beräkna eventuell samverkansgrad i proverna har man mätt mittdeformationen av de provade elementen och genom ekvation nedan beräknat samverkansgraden [5]:

$$\text{Samverkansgrad} = \frac{w_i - w_a}{w_i - w_f} \cdot 100\%$$

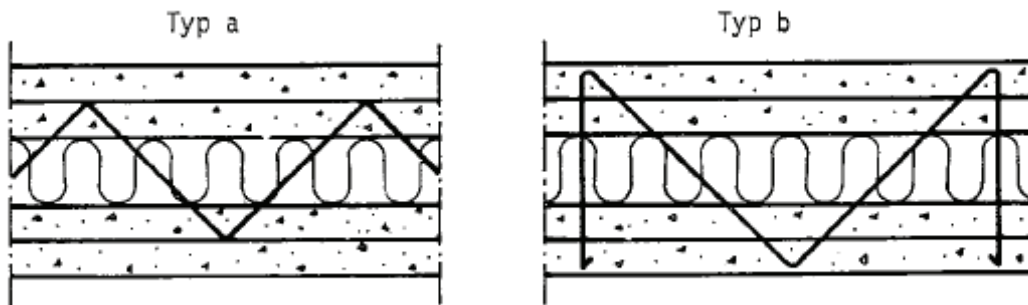
$w_i$  är den beräknade utböjningen för element utan samverkan, förbindelseskiktets styvhet går i detta fall mot 0.

$w_a$  är den uppmätta utböjningen för provat element

$w_f$  är den beräknade utböjningen för ett element med fullständig samverkan, styvheten för förbindelseskiktet antas gå mot oändligheten för detta fall.

## 2.2.3 Genomförande

Vid provningarna har två olika typer av stegar använts, typ a och typ b enligt figur 2.16.

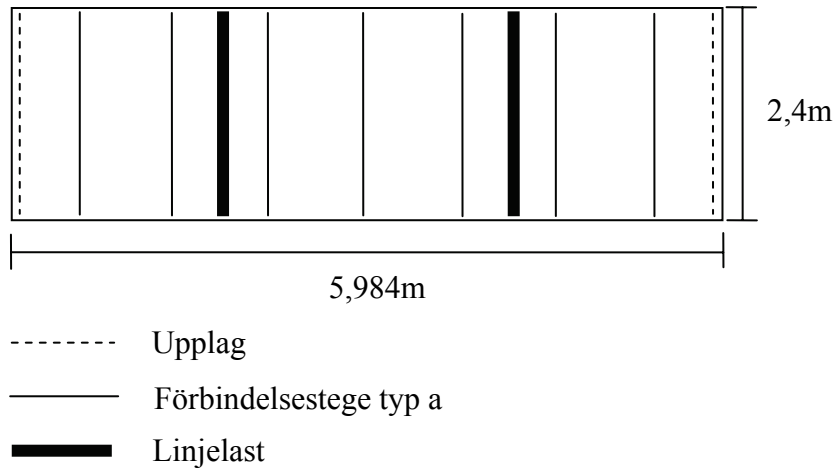


Figur 2.16 Stegtyper som använts vid provning. [5]

Vid försöken som gjordes med stegarna placerade i veka riktningen minskar styvheten snabbt och man kan därför bortse från samverkan helt och hållet. Man får en stor spridning på resultatet i den veka riktningen. Vid provning i den styva riktningen bestäms brotthållfastheten av diagonalernas kapacitet då de yttersta diagonalerna var de första som knäckte. [5]

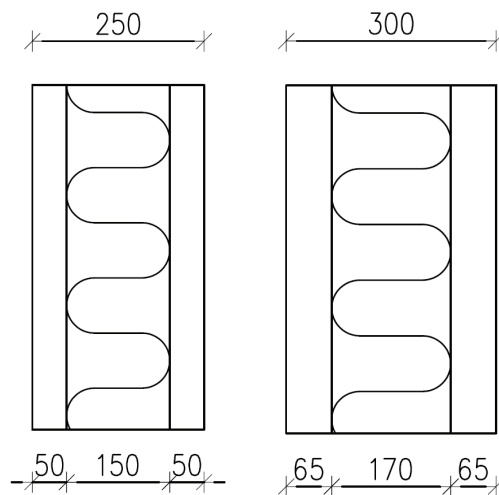
### Provelement 1-3

Provelement 1-3 provades med stegtyp a, se figur 2.16, i den veka riktningen, provningen genomfördes på Strömsunds Cementgjuteri. I detta fall provades elementen stående med två linjelaster, en i varje fjärdedelspunkt på elementet se figur 2.17. [5]



Figur 2.17 Utformning och belastning av provelement 1-3 sett uppifrån.

Försöken fick avbrytas efter att man fått stora deformationer på 30-40mm. Vid dessa deformationer är skivorna inte längre användbara. Vid jämförelse med provelement 4-5 som provats med samma metod stämmer dessa resultat sämre med de teoretiskt beräknade vilket beror på att man inte mätt tjocklekar på plats eller tryckt betongkuber för att få den korrekta hållfastheten. Längder och tjocklekar har istället uppskattats genom ritningar se figur 2.17 och 2.18. [5]



Figur 2.18 Tjocklekar och mellanrum mellan betongskivor för provelement.

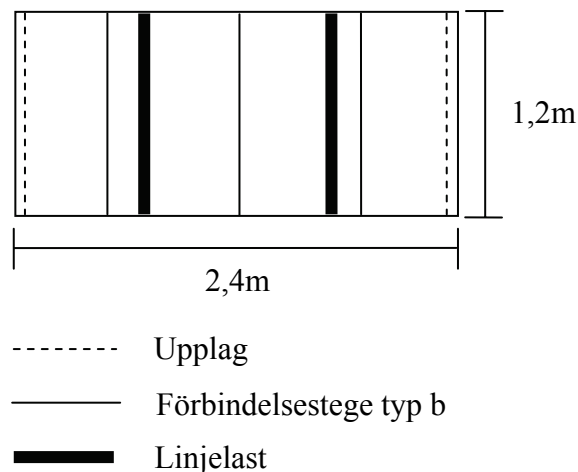
*Tabell 2.16 Indata och samverkansgrad för provelement 1-3.*

Provelement	Tjocklek skivor [mm]	Tjocklek förbindelseskikt [mm]	c/c-avstånd stegar [mm]	Samverkansgrad [%]
1	65	170	900	33,3
2	50	150	900	52,6
3	50	100	900	49,1

I resultatet ser man att de element som har ett mindre mellanrum mellan betongskivorna får en högre samverkansgrad.

### Provelement 4-5

Provelement 4-5 provades med stegtyp b, se figur 2.16, i veka riktningen, dessa element provades liggande med linjelaster i fjärdedelspunkterna, se figur 2.19 nedan. [5]



*Figur 2.19 Utformning och belastning av provelement 4-5 sett uppifrån.*

För dessa element har man kontrollmätt tjocklekar och förbindelseskikt och tagit provkuber av betongen för att bestämma hållfastheten, därmed stämmer de teoretiska värdena bättre med de experimentella. Vid provning får element med tjockare skivor bättre värden på skjuvstyvheten. [5]

Även för dessa element fick man endast en fiktiv brottgräns eftersom nedböjningarna blev så stora att försöken avbröts.

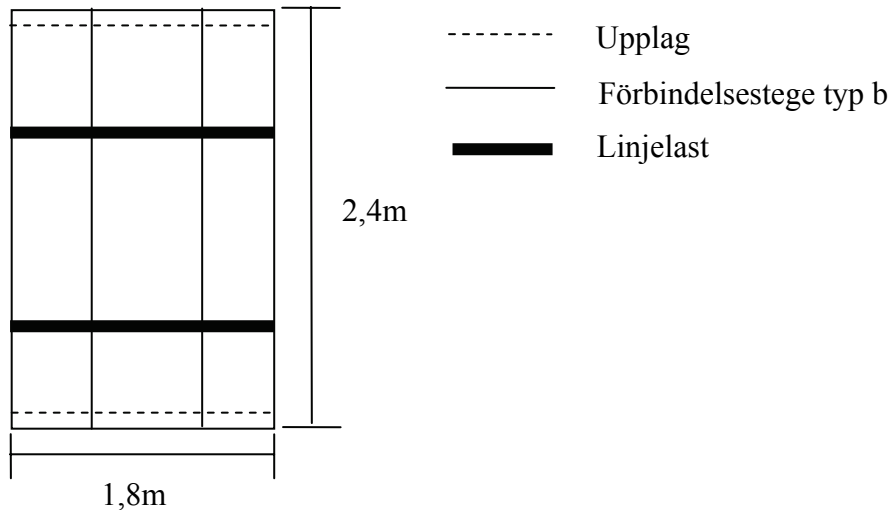
*Tabell 2.17 Indata och samverkansgrad för provelement 4-5.*

Provelement	Tjocklek skivor [mm]		Tjocklek förbindelseskikt [mm]	c/c-avstånd stegar [mm]	Samverkansgrad [%]
	Inner	Ytter			
4	59	48	150	900	15,7
5	57	49	150	900	15,7



### Provelement 6-7

Provelement 6-7 provades med stegtyp b, enligt figur 2.16, i den styva riktningen. Elementen provades liggande med linjelaster i fjärdedelspunkterna, se figur 2.20 nedan. [5]



*Figur 2.20 Utformning av provelement 6-7.*

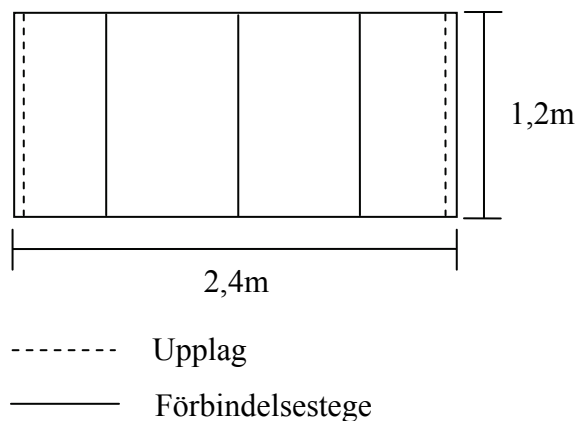
Provningarna avbryts då de yttersta stegarna knäcker därefter ökar utböjningarna drastiskt. Resultaten från provningarna visar att de uppmätta brott- och sprickmomenten stämmer överens med de teoretiska beräkningarna. De uppmätta utböjningarna stämmer även de överens med teorin fram tills att sprickmomentet uppnåts, därefter ligger de uppmätta utböjningarna lägre än vad man beräknat. [5]

*Tabell 2.18 Indata och samverkansgrad för provelement 6-7.*

Provelement	Tjocklek skivor [mm]		Tjocklek förbindelseskikt [mm]	c/c-avstånd stegar [mm]	Samverkansgrad [%]
	Inner	Ytter			
6	58	48	150	900	56,7
7	52	50	150	900	56,7

## Provelement 8-9

Provelement 8 provades med stegtyp b, se figur 2.16, i veka riktningen medan provelement 9 utgick då det fanns en spricka i ena skivan. Elementet provades med en jämnt utbreddlast genom en luftsäck, se figur 2.21. Lastens storlek mättes genom upplagsreaktioner och trycket i luftsäcken, genom vilket man kunde kontrollera att lasten verkligen var jämnt utbredd. Lasten påfördes i steg och efter att sprickmomentet hade uppnåtts väntade man vid varje laststeg i 5 minuter. Försöket fick avbrytas då deformationerna blivit alltför stora och ökade utan att man ökade belastningen. [5]



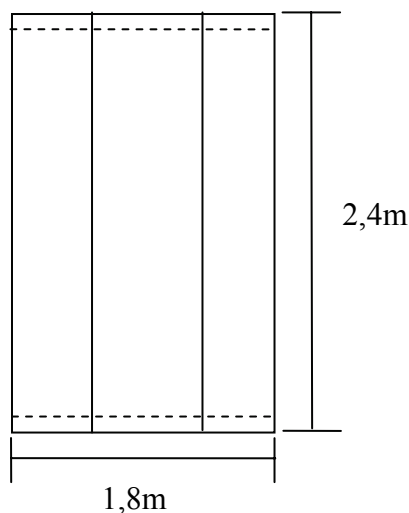
*Figur 2.21 Utformning av provelement 8 sett uppifrån.*

*Tabell 2.19 Indata och samverkansgrad för provelement 8.*

Provelement	Tjocklek skivor [mm]		Tjocklek förbindelseskikt [mm]	c/c-avstånd stegar [mm]	Samverkansgrad [%]
	Inner	Ytter			
8	71	61	170	900	6,5

## Element 10-11

Provelement 10-11 provades med stegtyp b, se figur 2.16, i styva riktningen. Elementet provades med en jämnt utbreddlast genom att belastas med hjälp av en luftsäck, se figur 2.22. Lastens storlek mättes genom upplagsreaktioner och trycket i luftsäcken, därmed kunde man kontrollera att lasten verkligen var jämnt utbredd. Lasten påfördes stegvis och efter att sprickmomentet hade uppnåtts väntade man vid varje laststeg i 5 minuter innan belastningen kunde ökas. Försöket avbröts då stegarna knäckte och utböjningarna började öka drastiskt. [5]



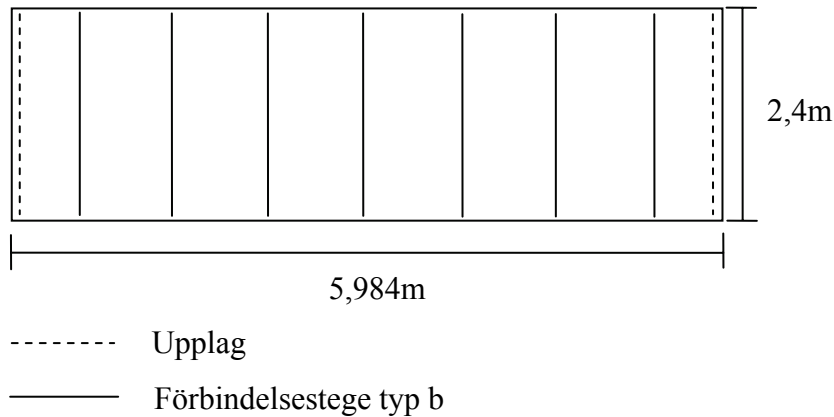
Figur 2.22 Utformning av provelement 10-11.

Tabell 2.20 Indata och samverkansgrad för provelement 10-11.

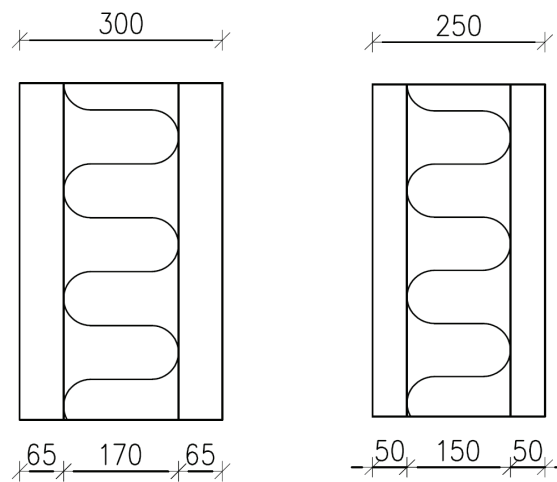
Provelement	Tjocklek skivor [mm]		Tjocklek förbindelseskikt [mm]	c/c-avstånd stegar [mm]	Samverkansgrad [%]
	Inner	Ytter			
10	64	68	170	900	6,7
11	66	69	170	900	6,7

### Provelement 12-15

Provelement 12-15 provades med stegtyp b, se figur 2.16, i veka riktningen. För tjocklek på betongskivor och förbindelseskikt se figur 2.24. Elementet provades med en jämnt utbreddlast i form av en luftsäck, se figur 2.23. Lastens storlek mättes genom upplagsreaktioner och trycket i luftsäcken, genom vilket man kunde kontrollera att lasten verkligen var jämnt utbredd. Lasten påfördes i steg och efter att sprickmomentet hade uppnåtts väntade man vid varje laststeg i 5 minuter innan belastningen kunde ökas. Försöken avbröts då deformationerna växte utan att lasten behövde ökas. [5]



Figur 2.23 Utformning av provelement 12-15 sett uppifrån.



Figur 2.24 Tjocklekar och mellanrum mellan betongskivor för provelement.

Tabell 2.21 Indata och samverkansgrad för provelement 12-15.

Provelement	Tjocklek skivor [mm]		Tjocklek förbindelseskikt [mm]	c/c-avstånd stegar [mm]	Samverkansgrad [%]
	Inner	Ytter			
12	59	49	150	900	48,6
13	57	48	150	900	48,6
14	68	66	170	900	30,3
15	71	64	170	900	30,3

## **2.3 Resultat för samverkan från tidigare försök**

Vid försök baserade på böjmoment finns en viss samverkan men resultaten visar tydligt att för detta belastningsfall finns ingen 100%-ig samverkan. Det är dessutom en stor spridning i resultaten som gör att det finns en viss osäkerhet i hur de ska tolkas. För provelement 10-11 fick man väldigt dåliga resultat för samverkan även om stegarna placerats i styva riktningen. Detta kan bero på att man enbart använt två stegar i provelementet, konstruktionen blir då mer instabil och man får låga värden för samverkan jämfört med prover som utförts i veka riktningen med fler stegar i elementet.

För de veka elementen får man en högre samverkansgrad eftersom isoleringen har en viss styvhet, Olofsson har i sin rapport förklarat att samverkan i veka riktningen avtar med ökad belastning. Vid högre belastning kan man helt bortse från samverkan i veka riktningen. [5]

På grund av de spridda resultaten av samverkan kommer dimensioneringen av väggen göras för enbart en bärande innerskiva. För den lantbruksvägg som ska dimensioneras senare används cellplast som isolering. Cellplast är styvare än mineralull och har därmed en högre skjuvstyvhet vilket skulle ge en högre samverkansgrad.

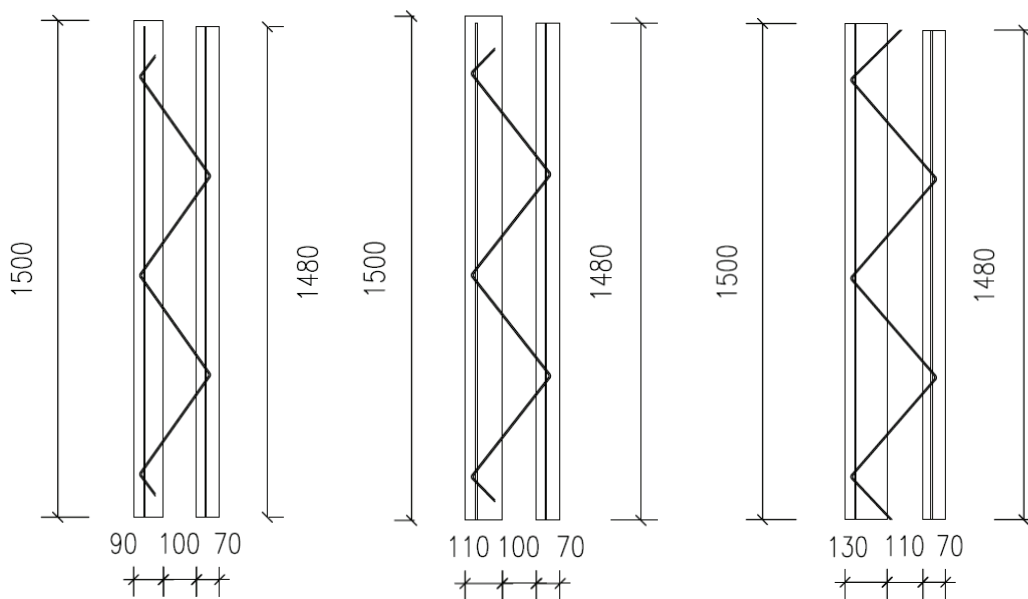
En fördel som kommer med att enbart ha en bärande innerskiva är att man minskar risken för sprickor i fasaden eftersom ytterskivan släpps från innerskivan i väggelementets ändar.

## 2.4 Skjuvprovning

Skjuvprovningen utförs för att få en bättre beräkningsmetod för samverkan. Det som ska undersökas genom skjuvprovningarna är hur stor samverkan man har mellan betongskivorna då de binds samman med förbindelsestegar.

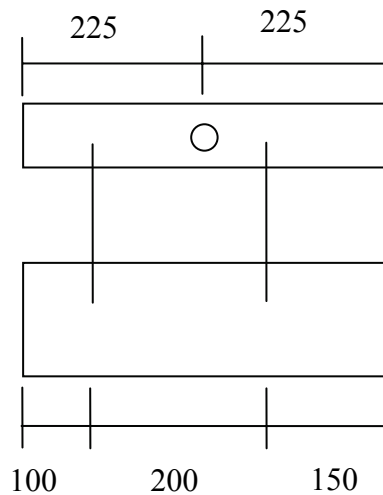
### 2.4.1 Metod

För skjuvprovningarna gjöts element som utformades som samverkanspelarna i lantbruksväggen. Det innebär att två betongskivor gjöts, en 70mm fasadskiva och innerskiva med de olika tjocklekarna 90, 110 och 130mm, se figur 2.25. För varje tjocklek på innerskivan användes olika storlekar på stegarna, 180, 200 respektive 230mm men avståndet mellan diagonalernas knutpunkter var 600mm för samtliga fall.



Figur 2.25 Geometri för de tre olika typerna provelement vid skjuvförsöken.

För varje tjocklek på innerskivan gjordes 3 provelement, i varje provelement placerades två stegar och i fasadskivan placerades ett lyft där belastningen sker under provningen. Elementen tillverkades genom att först gjuta innerskivan och placera stegarna i denna. Dagen efter gjöts ytterskivan och direkt efter vändes innerskivan med stegarna ner i ytterskivan. Vid gjutning har stegar och lyft, för belastning av element, placerats enligt figur 2.26. Se även ritningar i bilaga D.

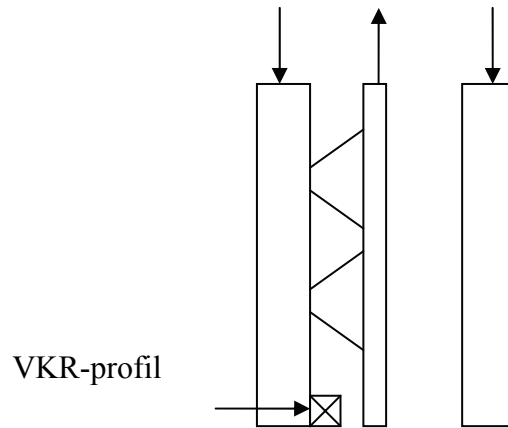


Figur 2.26 Provelement sett uppifrån.

Detta innebär att stegen närmast lyftet kommer att vara mer belastad och därmed kommer den stegen även att knäcka först. Anledningen till att placeringen av stegar och lyft ser ut enligt figur 2.26 är att pelaren i lantbruksväggen har denna placering av stegar. Då enbart stegens kapacitet undersöks här borde proverna ha gjorts med lika stort avstånd från belastningspunkten till varje steg.

Anledningen till att isoleringen tagits bort vid gjutning av provelementet beror på att man endast vill göra provningar av stegens skjuvstyvhet. Cellplastisoleringen har en egen skjuvstyvhet vars inverkan kan påverka resultatet. Om cellplastisoleringen byts ut mot mineralull, på grund av exempelvis brandkrav, gäller inte längre beräkningarna för samverkan om de baseras på prover med cellplast.

Vid provningen ställdes elementen upp och belastades i den tunnare betongskivan med hjälp av en hydraulkolv. Med en hydraulkolv mäter man ett oljetryck [MPa] som senare översätts till en kraft [kN] vilket görs genom en tabell som innehåller omskrivning från oljetryck till kraft. Tabellen är kalibrerad till mätinstrumentet. Den tjockare skivan som användes som upplag belastades med hjälp av en hjullastare för att kunna stå emot de krafter som uppkommer vid provningen. För att undvika den rotation som uppstår då man enbart drar i den ena skivan placerades ett mothåll i form av en VKR-profil, se figur 2.27. För lastuppställning se bild 2.2.



Figur 2.27 Teoretisk lastuppställning för skjuvprovning.



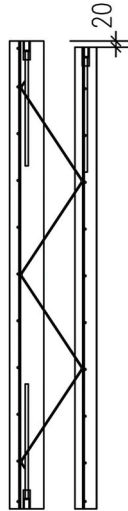
Bild 2.2 Uppställning av provelement.

Belastningen påfördes elementet genom en gängad M16 stång som placerades i ett ingjutet lyft av typen LMKS M16.

Den tunnare skivan som belastades gjordes 20mm kortare än den större skivan som användes som upplag, se bild 2.2 och figur 2.28. Detta gjordes för att ytterskivan skulle kunna förskjutas i förhållande till den tjockare innerskivan. Förskjutningen av den tunnare skivan mättes med mätklocka som har en noggrannhet på 0,01mm. Mätklockan placerades på den ovanliggande balken ovanför den belastade betongskivan.

Felkällor som finns vid provningarna är att lyftet som används vid belastningen har blivit snett ingjuten. Den belastade skivan kommer då att dras mot den obelastade skivan och därmed blir de tryckta diagonalerna mer belastade än när skivan dras rakt upp. Knäckningen av diagonalerna kommer då att ske tidigare för element med sneda lyft. En annan felkälla är att förbindelsestegarna inte placerats centriskt kring lyftet vilket gör att skivan vrider sig och stegen närmast lyftet blir mer belastad.

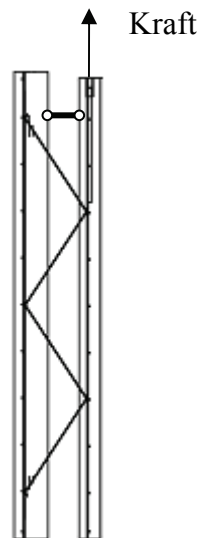




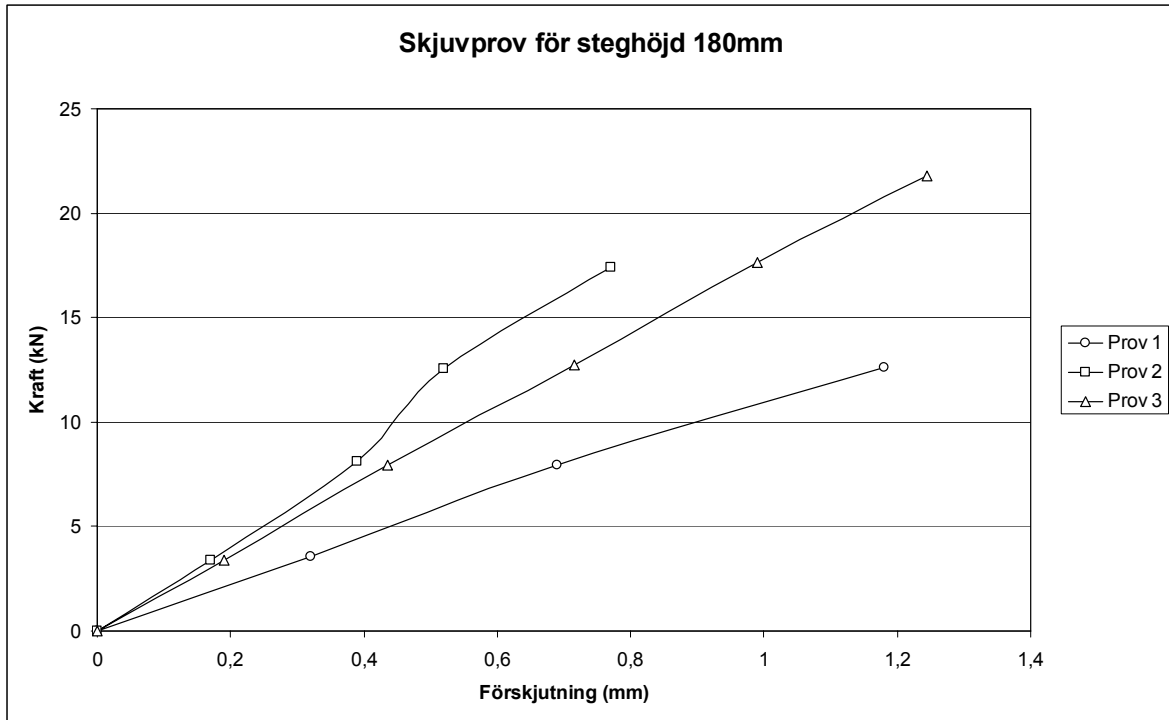
Figur 2.28 Figur som visar höjdskillnad mellan inner- och ytterskiva.

#### 2.4.2 Resultat och kommentarer

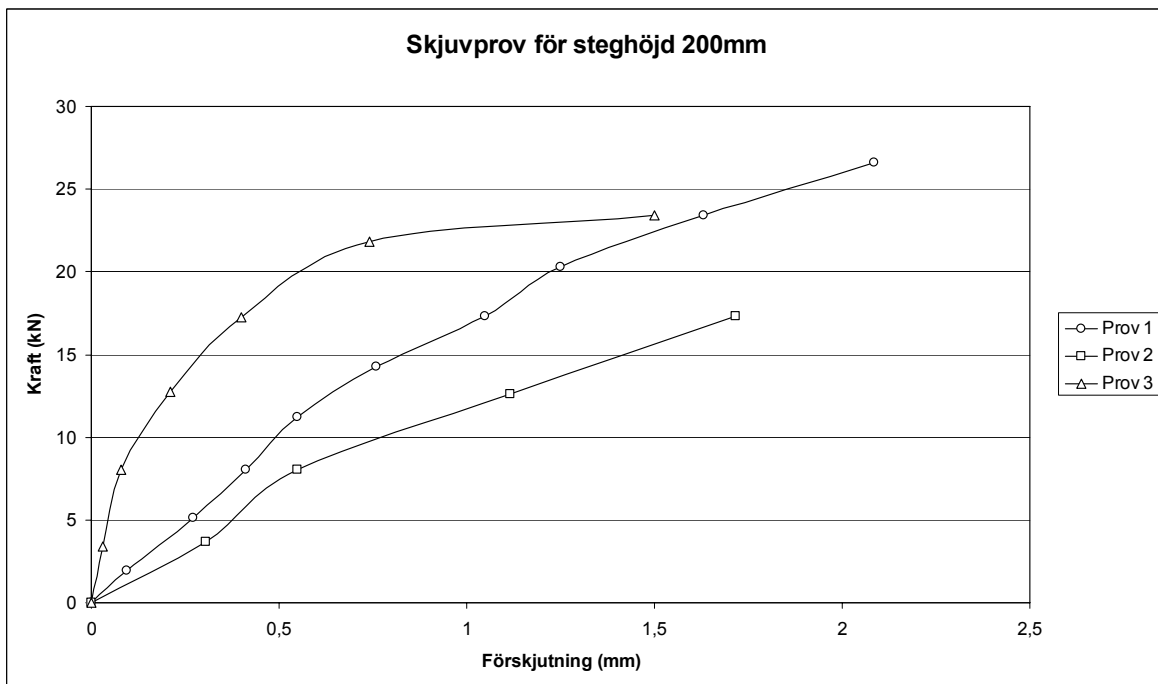
Resultaten från proverna visas i diagramform i figur 2.30-2.32. Diagrammen visar sambandet mellan förskjutningen och kraften som belastar den tunnare betongskivan, se figur 2.29. I diagrammen har egenvikten för den belastade betongskivan räknats bort från kraften. Genom att placera en koppling mellan de båda skivorna hade knäckning av de tryckta diagonalerna kunnat undvikas eftersom trycket då skulle tas i kopplingen istället, se figur 2.29.



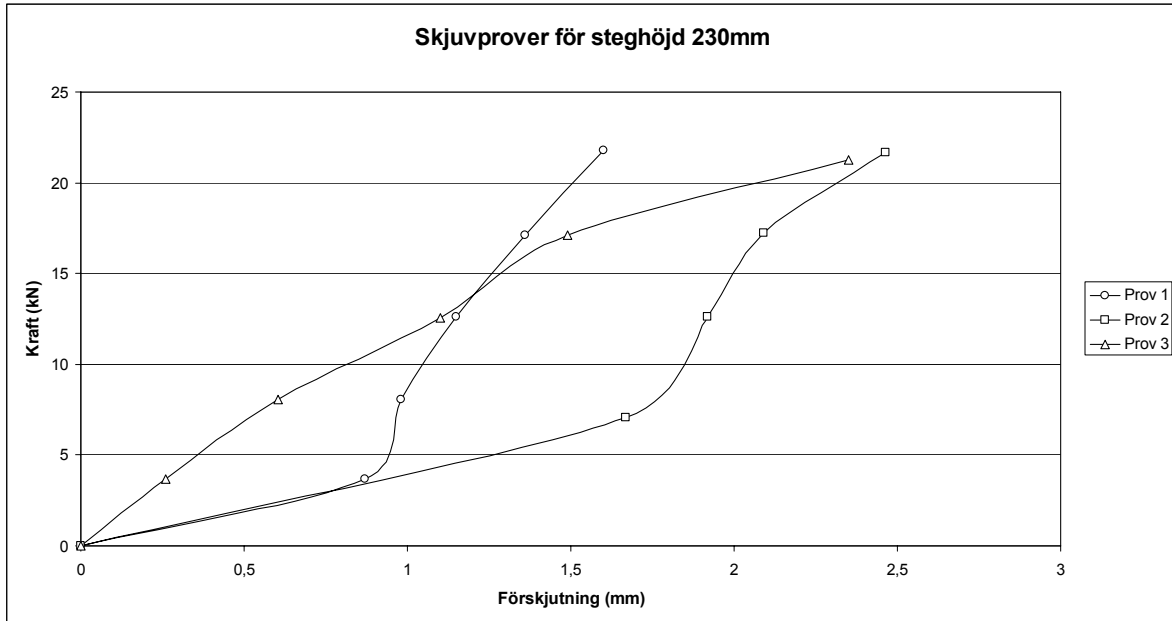
Figur 2.29 Figuren visar uppställning och belastning av provelement.



Figur 2.30 Diagram som visar sambandet mellan kraft och förskjutning vid skjuvprover med 180mm steghöjd och ett avstånd mellan betongskivorna på 100mm.



Figur 2.31 Diagram som visar sambandet mellan kraft och förskjutning vid skjuvprover med 200mm steghöjd och ett avstånd mellan betongskivorna på 100mm.



Figur 2.32 Diagram som visar sambandet mellan kraft och förskjutning vid skjuvprover med 230mm steghöjd och ett avstånd mellan betongskivorna på 110mm.

Samtliga försök avbröts då förbindelsestegen närmast belastningspunkten knäcktes vilket gjorde att elementet inte kunde ta högre last, se bild 2.3 och 2.4.

Diagrammen i figur 2.30-2.32 visar att det inte sker så stora förskjutningar mellan ytterskivan och innerskivan. Därmed kan antagande göras om att det finns en samverkan mellan betongskivorna fram till att stegen knäcker på grund av de tryckta diagonalerna.



Bild 2.3 Bilden visar en diagonal i stegen som knäckts av belastning.



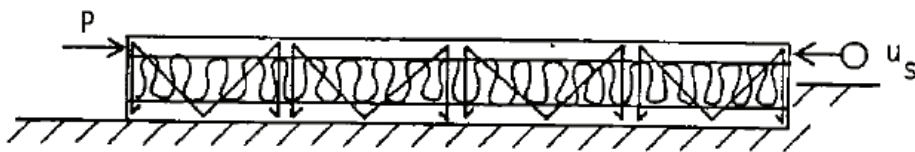
Bild 2.4 Bilden visar en diagonal i stegen som knäckts av belastning.

Vid skjuvprovningarna kan man anta att man har en god samverkansgrad till dess att de tryckta diagonalerna knäcker då samverkan upphör att gälla. Därmed kommer samverkan att bero på hur stor last elementet utsätts för och hur många diagonaler som tar upp kraften, man ska inte enbart beakta de dragna stängerna vid dimensionering utan även kontrollera att de tryckta stängerna inte knäcker.

Om kraften kan fördelas på fler stegar kan samverkan utnyttjas även vid högre laster. Detta är något man bör tänka på då man dimensionerar låga eller smala element. Samverkan kommer därmed att bero på den tryckta stegens knäckningslängd och antalet tryckta diagonaler som trycklasten kan fördelas på.

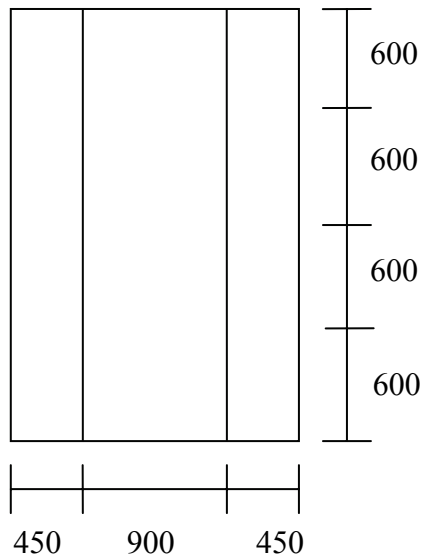
### 2.4.3 Jämförelse mellan utförda skjuvprover och tidigare provningar

I Thomas Olofssons rapport finns även försök där han tagit fram skjuvstyvheten för några av de provelement som han utfört böjprovningarna för. Skjuvstyvheten har tagits fram genom liggande skjuvförsök, för provuppställning se figur 2.33. Elementet belastas av kraften  $P$  och förskjutningen  $u_s$  mäts upp.

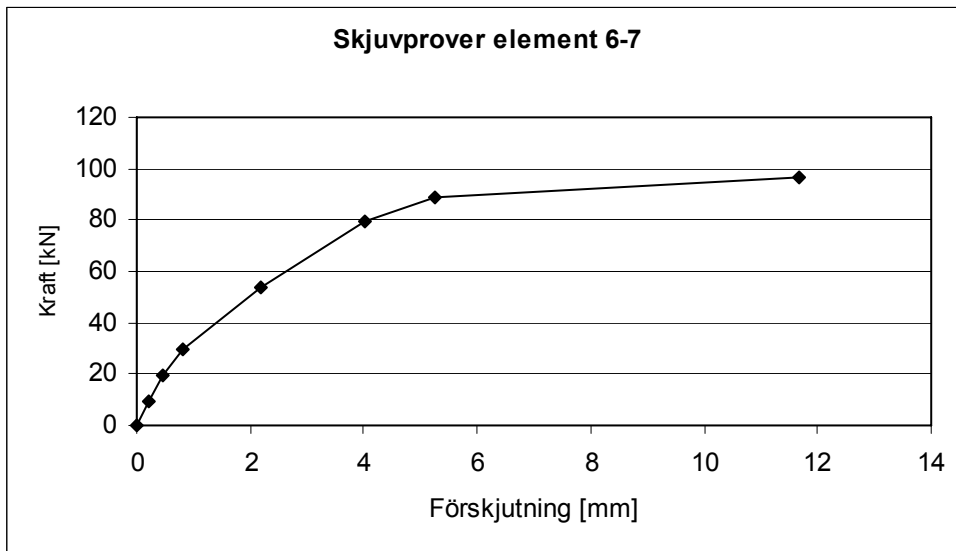


Figur 2.33 Provuppställning för Thomas Olofssons skjuvförsök.

Resultaten redovisades i diagram med skjuvspänningen som en funktion av utböjningen. I figur 2.35 redovisas ett diagram där skjuvspänningen räknats om till en skjuvlast, som motsvarar  $P$  i figur 2.33, genom att multiplicera med skjuvarean som är  $c/c$ -avstånden mellan stegarnas ingjutningspunkter, se figur 2.34.



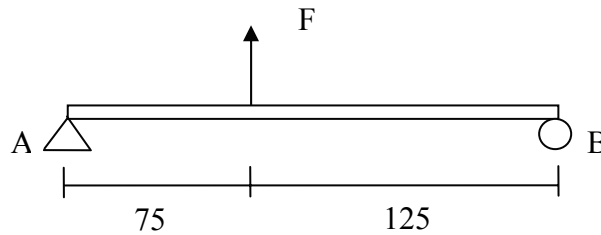
Figur 2.34 Figur som visar avstånd mellan stegarnas knutpunkter.



Figur 2.35 Diagram som visar förhållande mellan skjuvkraft och förskjutning för provelement 6 och 7.

För provning 6-7 kan man se att stegarna nått sin flytgräns vilket innebär att man inte behöver öka belastningen särskilt mycket för att förskjutningen ska fortsätta öka.

Eftersom lyftet i de skjuvprover som utfördes åt Abetong inte placerats centriskt i den belastade skivan görs en beräkning för hur stor andel av lasten som går till den mest belastade stegen. Lastuppställningen visas i figur 2.36.



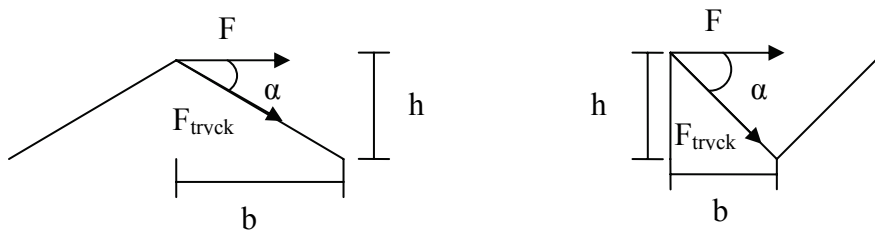
Figur 2.36 Lastuppställning för beräkning av last på varje steg.

$$\curvearrowleft : M_d = R_A \cdot 0,200 - F \cdot 0,125 = 0 \quad \rightarrow \quad R_A = 0,625 \cdot F$$

För de laster som visas i figur 2.30-2.32 går 62,5% av lasten till den mest belastade stegen.

Elementen som provats av Thomas Olofsson har ett större avstånd mellan betongskivorna, 150mm. I de skjuvprover som gjorts i denna rapport är avståndet endast 100mm. Lutningen på diagonalerna är olika för de olika försöken, en beräkning görs för att kunna jämföra lasten i de tryckta diagonalerna.

Laster för de tryckta diagonalerna och knäcklängderna beräknas för geometrierna i figur 2.37.



Figur 2.37 Geometri för de olika förbindelsestegarna. Figur till vänster visar geometri för nya försök och figur till höger visar geometri för tidigare försök utförda av Thomas Olofsson.

Lasten per diagonal i Thomas Olofssons försök beräknas enligt:

$$F_{tryck} = \frac{F}{n \cdot \cos \alpha}$$

- $F_{tryck}$  är kraften i en diagonal [kN]
- $F$  är skjuvkraften från figur 2.35 [kN]
- $n$  är antalet tryckta diagonaler, 8 stycken [-]
- $\alpha$  är lutningen på diagonalerna [°]

Lasten per diagonal för försöken utförda i samband med denna rapport beräknas enligt:

$$F_{\text{tryck}} = \frac{0,625 \cdot F}{n \cdot \cos \alpha}$$

- $F_{\text{tryck}}$  är kraften i en diagonal [kN]
- $F$  är skjuvkraften från figur 2.30-2.32 [kN]
- $n$  är antalet tryckta diagonaler, 2 stycken [-]
- $\alpha$  är lutningen på diagonalerna [°]

Faktorn 0,625 kommer från beräkningen över hur stor del av lasten som går till den mest belastade stegen. I den mest belastade stegen finns två tryckta diagonaler.

Längderna för de tryckta diagonalerna för samtliga försök beräknas genom avståndet mellan betongskivorna,  $s$  och vinkeln  $\alpha$ .

$$L = \frac{s}{\sin \alpha}$$

*Tabell 2.22 Laster för de olika stegarna.*

	Tidigare försök	Stege 180mm	Stege 200mm	Stege 230mm
$\alpha$ [°]	43,2	31,0	33,7	37,5
Effektiv längd [mm]	219	194	180	181
$F_{\text{tryck, max}}$ [kN]	16,46	8,02	9,95	8,27

$F_{\text{tryck, max}}$  är beräknat för de högsta lastvärden som anges som brottlaster i samtliga försök. Redovisade värden visar att försöken som gjorts i samband med denna rapport har en betydligt lägre kapacitet än försöken som gjorts av Thomas Olofsson.

Styvheten för förbindelseskiktet motsvarar lutningen i diagrammen. Styvheten för de olika försöken tas fram och anges i tabell 2.23, provnumret anger vilket av proverna i diagrammen som använts. Resultaten redovisar styvheten för hela provelementet.

*Tabell 2.23 Tabell som anger skjuvstyvheten hos de olika förbindelseskikten.*

Stegar	Styvhet [kN/mm]
180mm Prov 3	17,9
200mm Prov 1	20,6
230mm Prov 3	14,2
Tidigare försök	44,0

## Resultat

De tidigare försöken som utförts av Thomas Olofsson har fått betydligt högre värden, både för skjuvstyvhet och tryckkraftskapacitet, än de nyare försöken. Anledningen till att man fått sämre värden för de nyare försöken beror på att man har en mindre skjuvarea då stegarna har en tätare placering.

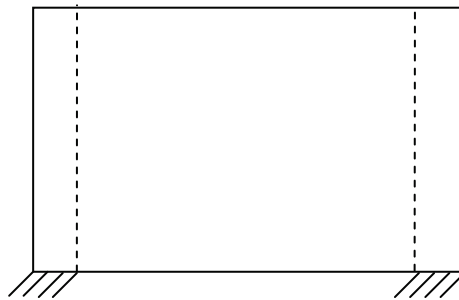
### 3 Beräkningsmodell

#### 3.1 Jämförelse FEM-modell och handberäkning

Från undersökningarna i kapitel 2 fås osäkra värden för hur stor samverkan man kan tillgodoräkna sig vid dimensionering av pelarna. På grund av detta resultat utförs dimensioneringen av väggen endast med en bärande innerskiva.

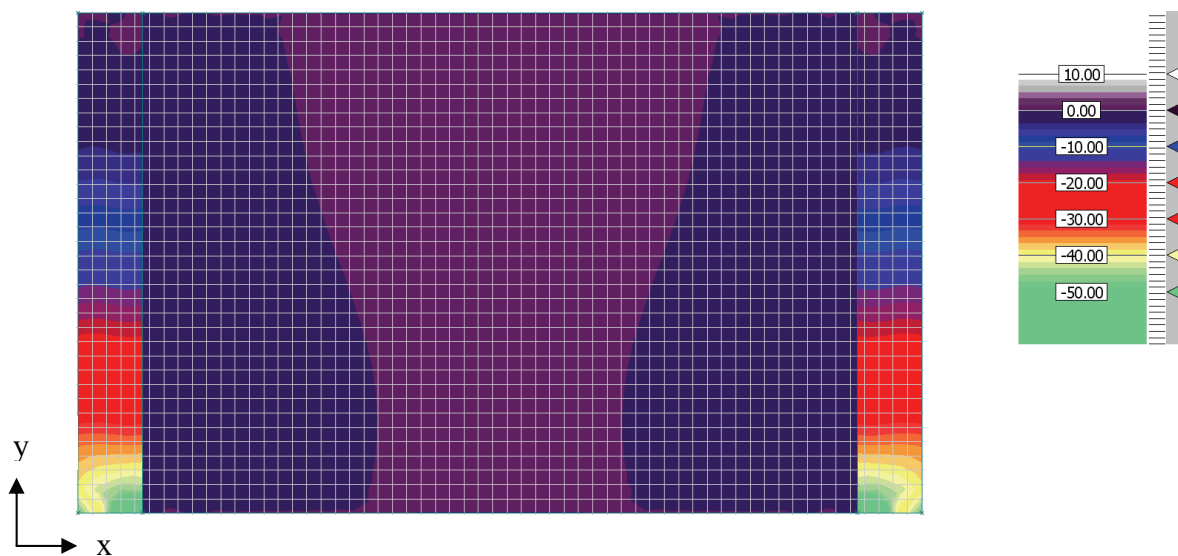
En förenklad beräkningsmodell ska jämföras med en FEM-beräkning för att kontrollera att den enklare beräkningsmodellen kan användas i fortsättningen för väggen. I båda fallen görs beräkningen med endast en bärande innerskiva.

Beräkningsprogrammet som används för Finita Element beräkningen är FEM Plate från Strusoft. Modellen görs för den inre plattan med förtjockningarna för pelarna. Upplagen till skivans förtjockningar modelleras som fast inspända, se figur 3.1, därefter belastas modellen med en jämnt utbredd last på  $1,2 \text{ kN/m}^2$  vinkelrätt skivans plan.



Figur 3.1 Figur som visar geometrin för FEM-beräkningen.

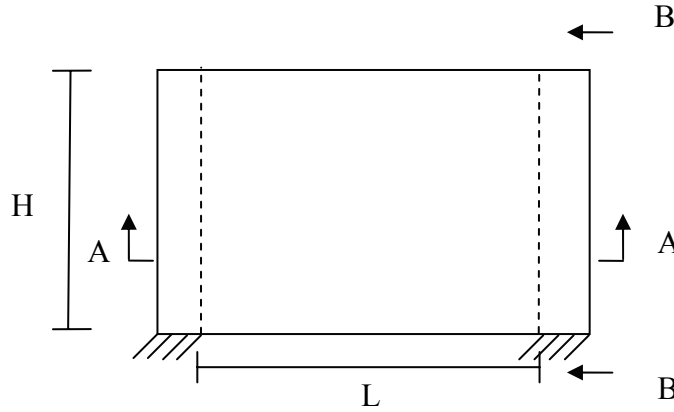
Från programmet tas en momentfördelning för väggen fram och därigenom fås momenten som verkar på pelaren, se figur 3.2. Momentfördelningen som visas i figuren anger momentet kring x-axeln,  $M_y$ .



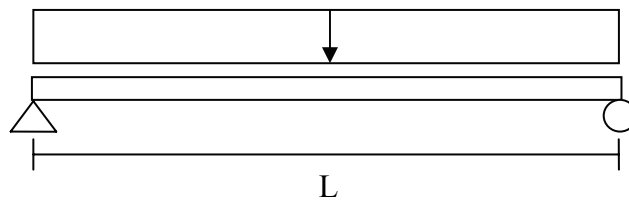
Figur 3.2 Diagram över momentfördelningen för väggen.



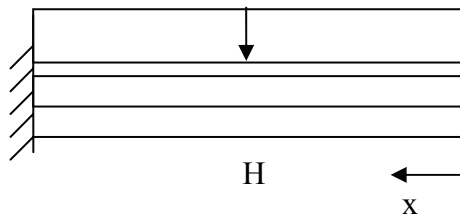
För handberäkningen ser man skivorna mellan pelarna som fritt upplagda och pelaren är sedan fast inspänd i grunden. Pelaren tar då upp de jämnt utbredda laster som verkar på väggen. Se figur 3.3-3.5



Figur 3.3 Väggelementet sett framifrån där de streckade linjerna anger pelarnas position.



Figur 3.4 Lastuppställning enligt sektion A-A för beräkning av väggskiva.



Figur 3.5 Lastuppställning enligt sektion B-B för beräkning av pelare.

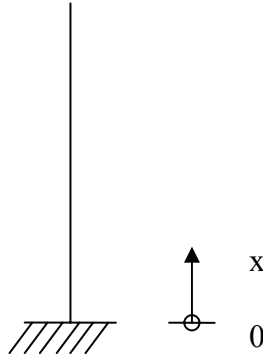
Momentet för pelaren beräknas enligt:

$$M(x) = -\frac{q \cdot (H - x)^2}{2}$$

Där lasten  $q$  motsvarar stödreaktionen,  $R$ , för den fritt upplagda plattan.

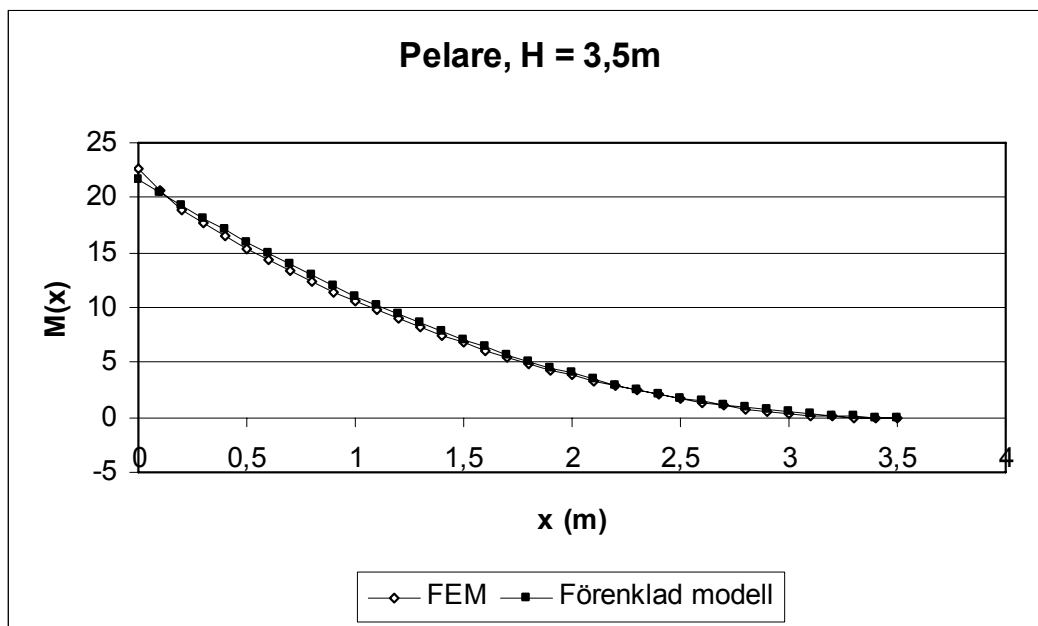
$$R = \frac{q \cdot L}{2}$$

Både för FEM beräkningen och den förenklade beräkningsmodellen tas momentetvärdet fram för ett antal punkter. Värdena tas fram för punkter längs med pelaren med ett avstånd på 100mm och ritas upp i ett diagram i Excel, se figur 3.6.



Figur 3.6 Figur som visar statistiskt system för beräkning av momentfördelning av pelare.

I figur 3.7 kan man se att den förenklade beräkningsmodellen följer finita element beräkningen. Därmed kan den förenklade beräkningsmodellen användas vid dimensionering av väggen.



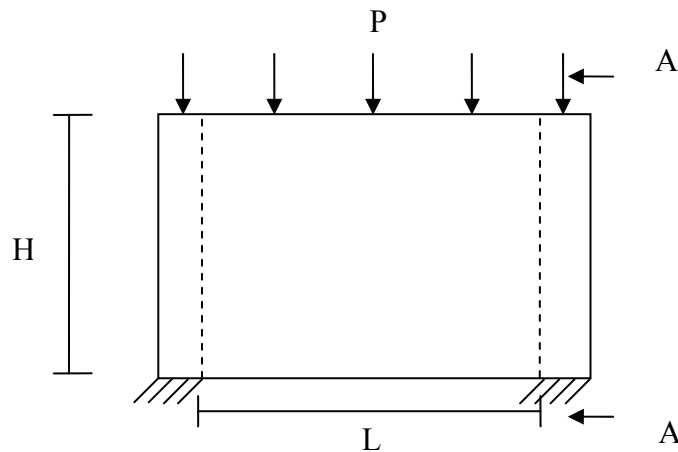
Figur 3.7. Momentdiagram för pelare i en vägg som utsätts för en jämnt utbredd last på  $1,2 \text{ kN/m}^2$ .

## 4 Dimensionering av vägg med takstol

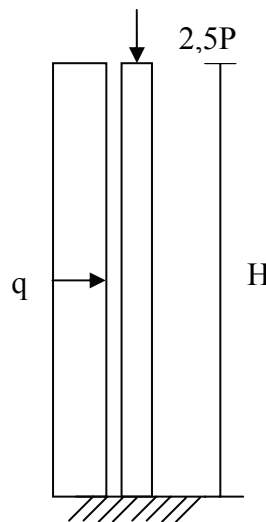
### 4.1 Dimensionering av skivor

#### 4.1.1 Dimensionering för vindlast

Då man använder sig av en takkonstruktion med takstolar placeras dessa på avståndet 1200mm. Varje takstol för ner en punktlast i väggen, punktlasten består av egentyngd av tak, snölast och nyttig last från vindsbjälklag vindlasten på taket ger endast en utåtriktad last och bortses därför från vid dimensionering i vertikalled då den ger en lägre brottlast, se figur 4.1-4.2.



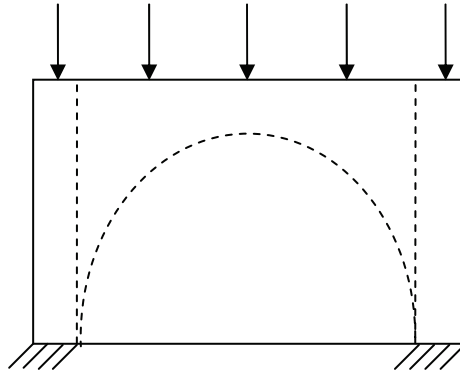
Figur 4.1 Figuren visar hur laster från takstolen belastar väggskivan.



Figur 4.2 Figuren visar genom sektion A-A hur pelarna tar upp vindlast och laster från takstolarna.

Väggskivan mellan pelarna ses som en hög balk och kommer att föra över punktlasterna från takstolen till de styvare pelarna i väggelementets ändar. Varje pelare dimensioneras för att ta upp hälften av punktlasterna från takstolen då lasten fördelar sig enligt figur 4.3. Byggnaden utförs utan styv takskiva vilket innebär att pelarna betraktas som konsolpelare.

Väggskvivorna dimensioneras för att kunna föra över den vindlast som verkar direkt på skivorna till pelarna i ändarna. Den inre skivan dimensioneras också som en hög balk som ska kunna ta upp punktlaster från takstolarna, se figur 4.3.



Figur 4.3 Lastfördelning för väggelement som utsätts för punktlaster från takstolar.

## Förutsättningar

### Geometri

Förutsättningar för byggnadens geometri:

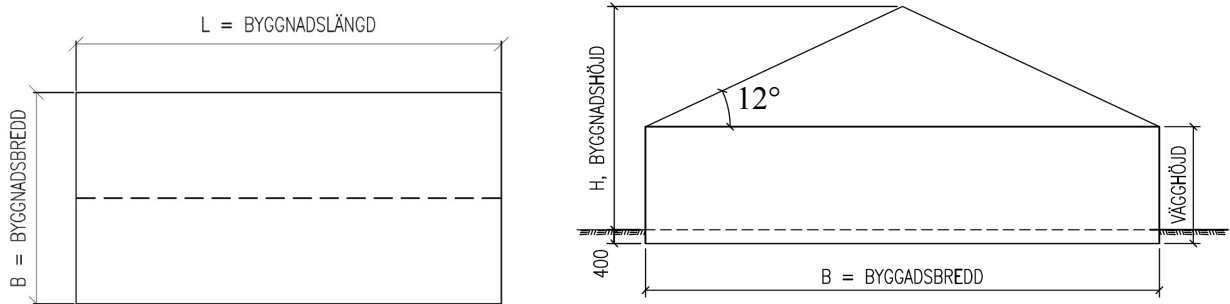
Bredd,  $B=20\text{m}$

Längd,  $L=40\text{m}$

Taklutning,  $\alpha=12^\circ$

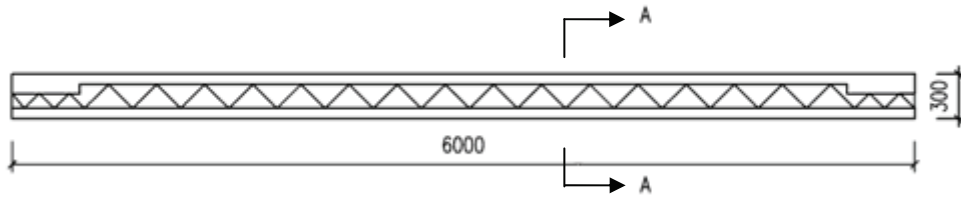
Total byggnadshöjd,  $H=5,13\text{m}$ .

För definition av mått se figur 4.4.

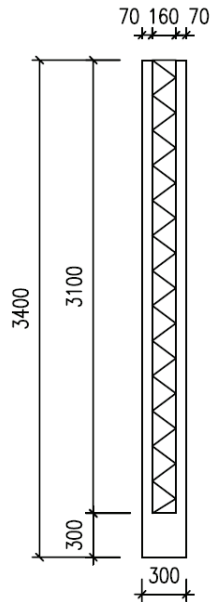


Figur 4.4 Byggnadens dimensioner.

Elementlängden är 6 meter. Skivornas tjocklek är 70mm. Innerskivan har en förtjockning på 60 mm i varje ände som går 450 mm in i väggskivan se figur 4.5-4.6 nedan.



Figur 4.5 Väggskonstruktion sett ovanifrån.



Figur 4.6 Väggssektion A.

### Laster

- Alla beräkningar genomförs i säkerhetsklass 2.
- Byggnaden ska dimensioneras för snözon 2,0 och referensvindhastigheten 26 m/s.
- Byggnaden finns i terrängtyp II

Vindtrycket,  $q_k$ , fås genom interpolering, se tabell i bilaga A.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Terrängtyp II} \\ \text{Total byggnadshöjd} = 5,13\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow q_k = 0,7465 \quad \text{kN/m}^2$$

Vindlasten beräknas med formfaktorerna  $\mu_{lov}$  och  $\mu_{l\ddot{a}}$  enligt:

$$w_k = (\mu_{lov} + \mu_{sug}) \cdot q_k$$

Formfaktorn  $\mu_{lov}$  bestäms genom förhållandet mellan bredd och höjd för byggnaden.

Kvoten läses av i diagram för formfaktorer i bilaga A  $\rightarrow \mu_{lov} = 0,85$

Alla ytor i byggnaden är lika otäta  $\rightarrow \mu_{sug} = 0,3$

### **Material**

Betongkvalité som används till väggelementen är C30/37.

$$C30/37 \rightarrow f_{cc} = 17,6MPa$$

Ett nät med beteckningen N6150 placeras i varje betongskiva.

*Tabell 4.1. Geometridata för det nät som används vid beräkning.*

Nät	N6150
Diameter (mm)	6
c/c-avstånd (mm)	150

Armeringskvalité är Nps500 för nätet.

$$Nps500 \rightarrow f_{st} = 395MPa$$

För vanlig slakarmering används kvalitén B500BT.

$$B500BT \rightarrow f_{st} = 395MPa$$

### **Lastfall**

För brottgränstillståndet beräknas lasten enligt lastkombination 1:

$$Q_d = 1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot Q_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

### **Dimensionering av armering i längsled**

Det moment som verkar på väggskvivorna beräknas som för en fritt upplagd balk:

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8}$$

$M_d$  är dimensionerande moment [kNm/m]

$q_d$  är dimensionerande last [kN/m<sup>2</sup>]

$l$  är väggelementets längd [m]

Den dimensionerande lasten,  $q_d$ , består enbart av vindlast eftersom det endast är den last som verkar i denna riktning. Vindlasten är därmed dimensionerande och lasten beräknas enligt lastfall 1 för brottgränstillståndet:

$$q_d = 1,3 \cdot w_k$$

$w_k$  är vindlastens karakteristiska värde [kN/m<sup>2</sup>]

Eftersom de båda skivorna är lika tjocka har de samma styvhet och kommer därmed att ta upp halva momentet var. Lasten fördelas jämnt eftersom det finns stegar och cellplast mellan betongskivorna som överför lasten.

Momentet som varje skiva kommer att utsättas för beräknas till:

$$M_d = 2,5 \quad \text{kNm/m}$$

Momentkapaciteten för de två skivorna kommer att skilja sig eftersom armeringen är placerad på olika djup. Det beror på att det är olika täckskikt som gäller för skivorna då de tillhör olika klimatklasser beroende på om det är inne eller ytterskiva, se figur 4.7. Innerskivan tillhör klimatklass XC3 vilket ger ett täckskikt på 25mm. Ytterskivan tillhör klimatklass XC4 vilket ger ett täckskikt på 35mm.



Figur 4.7 Den effektiva höjden för (a) inner- och (b) ytterskiva vid armering i längsled.

Momentkapaciteten för skivorna beräknas med följande förutsättningar:

Tabell 4.2. Förutsättningar och momentkapacitet för inner- och ytterskiva för byggnad utan styv takskiva.

	Ytterskiva N6150	Innerskiva N6150
d, effektiv höjd [mm]	37	42
A <sub>s</sub> , armeringsarea [mm <sup>2</sup> /m]	188	188
M <sub>Rd</sub> [kNm/m]	2,67	2,97

## 4.1.2 Resultat

### Armering i längsled

Det dimensionerade momentet för varje skiva är 2,5 kNm/m

Momentkapacitet för innerskivan            2,97 kNm/m

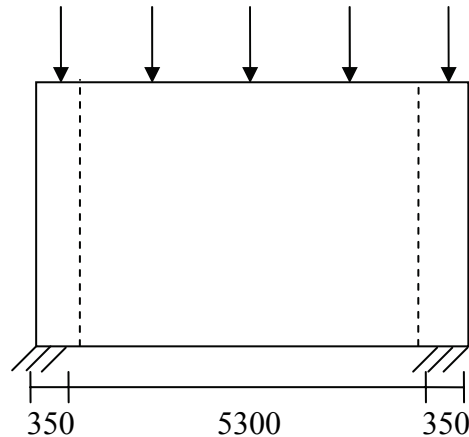
Momentkapacitet för ytterskiva            2,67 kNm/m

Det dimensionerande momentet som skivorna utsätts för i längsled understiger kapaciteten för nätarmeringen N6150.

### 4.1.3 Dimensionering av hög balk

#### Dimensionerande laster

Den inre väggskivan som ses som en hög balk ska ta upp de båda skivornas egentyngd och punktlaster från takstolarna. Den höga balken blir som längst då ingjutningslängden i fundamentet är som kortast. Då den kortaste ingjutningslängden är 350mm blir den höga balkens teoretiska längd 700mm kortare än den verkliga elementlängden. Den höga balkens längd blir för detta fall 5,3m, se figur 4.8.



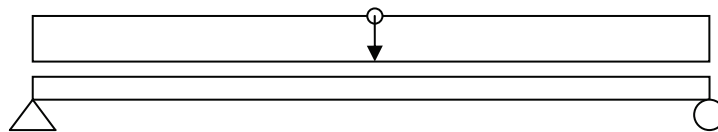
Figur 4.8 Den höga balkens längd utgörs av den längd som inte är fastgjuten i grundfundament.

För brottgränstillståndet beräknas lasten enligt lastkombination 1:

$$Q_d = 1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot Q_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

#### Egentyngd

Momentberäkning för egentyngden utförs för en skiva med tjockleken 70mm. Betongens densitet sätts till 25 kN/m<sup>3</sup> då betongen är armerad. För lastuppställning se figur 4.9.



Figur 4.9 Lastuppställning för egentyngd av hög balk.

$$q = \rho_{betong} \cdot A$$

Där A är den höga balkens tvärsnittsarea, 70mm tjock och 3400mm hög. Innerskivan ska bära upp tyngden från ytterskivan och eftersom de båda skivorna är lika stora ökas arean till den dubbla.



$$\left. \begin{aligned} q &= \rho_{betong} \cdot A \\ \rho_{betong} &= 25 \text{ kN/m}^3 \\ A &= 2 \cdot 0,07 \cdot 3,4 = 0,48 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow q = 25 \cdot 0,48 = 11,9 \text{ kN/m}$$

Egentyngden för taket med takstolar antas vara  $1,0 \text{ kN/m}^2$

$$g_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

### Snölast

Snölasten enligt snözon 2,0 och  $12^\circ$  lutning på taket

$$q_{k,snö} = \mu \cdot q = 0,8 \cdot 2,0 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

### Nyttig last

Nyttig last enligt tabell- och formelsamling för vindsutrymme med  $0,6 \text{ m}$  fri höjd och fast trappa.

$$q_{k,bunden} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad \psi = 1,0$$

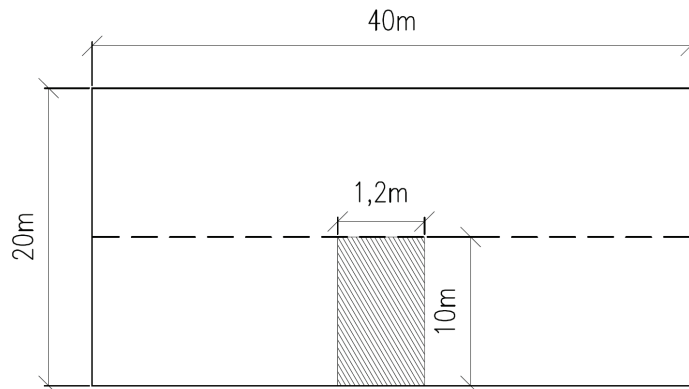
$$q_{k,fri} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad \psi = 0,5$$

Influensarean för taket, se figur 4.10, beräknas enligt:

$$A = s \cdot \frac{B}{2}$$

s är c/c-avståndet mellan takstolarna [m]

B är byggnadens bredd [m]



Figur 4.10 Byggnad sedd ovanifrån, den randiga delen anger influensarean för en takstol.

### Vindlast

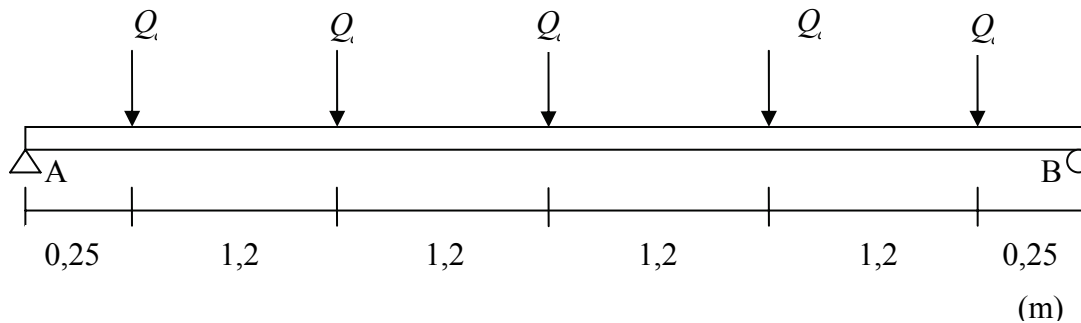
Vindlasten på taket ger endast en uppåtriktad suglast som ger ett gynnsamt lastfall för den höga balken, därför bortses från den uppåtriktade komponenten från vindlasten vid dimensionering.

## Dimensionerande laster

Momentet som orsakas av egentyngden beräknas enligt:

$$M_{egt} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Momentet som orsakas av punktlasterna från takstolarna ställs upp enligt figur 4.11:



Figur 4.11 Lastuppställning för ett 6 meters väggelement som belastas av takstolar.

Beräkning av upplagskraft för högra stödet:

$$\overset{\curvearrowright}{A} : Q_d \cdot (0,25 + 1,45 + 2,65 + 3,85 + 5,05) - R_B \cdot 5,3 = 0 \quad \rightarrow \quad R_B = 2,5 \cdot Q_d$$

Dimensionerande moment beräknas enligt:

$$\overset{\curvearrowright}{\bullet} : M_d = R_B \cdot 2,65 - P \cdot (1,2 + 2,4) = 3,03 \cdot Q_d$$

För fritt upplagd balk är upplagskraften densamma som maximal tvärkraft.

$$V = R_B = 2,5 \cdot Q_d$$

Det dimensionerande momentet blir 181 kNm.

Den dimensionerande tvärkraften blir 146 kN

## Dimensionering av slakarmering i innerskivans underkant

### Dimensionering av fältarmering för hög balk enligt BBK 6.6.3.3

Armering måste placeras i fält för att ta upp böjmomentet i den höga balkens underkant. Armeringsmängden som krävs beräknas enligt:

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z_f \cdot f_{st}}$$

$A_{sf}$  är armeringsarea i fält [ $\text{mm}^2$ ]

$M_f$  är det dimensionerande momentet [kNm]

$z_f$  är den inre hävarmen mellan armeringens tyngdpunkt och tryckresultanten [m]

$f_{st}$  är armeringens draghållfasthet [MPa]

$$z_f = \left( 0,65 + 0,2 \cdot \frac{M_0}{h_f \cdot V_0} \right) \cdot d \quad \text{då lasten angriper i ovankant och } \frac{M_0}{h_f \cdot V_0} < 1$$

För detta lastfall med fritt upplagd balk på två stöd finns endast ett fack för balken och därmed är  $M_0 = M_f$ .

$V_0$  är detsamma som upplagsreaktionen,  $R_B$ , eftersom det är en fritt upplagd balk på två stöd.

För en hög balk placerar man armeringen i underkant och upp till en fjärdedel av balkens höjd. Den effektiva höjden beräknas då enligt [8]:

$$d = 0,875 \cdot h_f$$

$$h_f = 3,4m$$

Vid beräkningen har de tre nedersta järnen från nätet räknats in till kapaciteten för den höga balken. Ytterligare kontroller görs för att se om skivan kan ta upp de skjuvkrafter som den utsätts för. Om skjuvkrafterna blir för stora behövs extra armering i skivan för att kunna ta upp dessa laster, i detta fall behöver skivan ingen extra armering.

### **Kontroller:**

Vid stora punktlaster som belastar skivan får man stora tvärkrafter i balken, därför måste en kontroll göras för att se om betongen kan ta upp de tvärkrafter som uppstår i balken.

### **Övrig horisontell och vertikal armering enligt BBK 04 6.6.3.5 och 6.6.3.6**

Då nedanstående uttryck är uppfyllt krävs ingen övrig horisontell armering. Kontrollen görs för att balken inte ska få ett skjuvbrott eller sprickor på grund av tvärkraften.

$$V_{d,\max} \geq t \cdot h_f \cdot f_{ct}$$

$V_{d,\max}$  är den maximala tvärkraft som uppkommer i balken [kN]

$t$  är balkens tjocklek [m]

$h_f$  är balkens höjd [m]

$f_{ct}$  är betongens draghållfasthet [MPa]

Då extra armering i horisontalled krävs till följd av ovanstående kontroll beräknas armeringsarean genom:

$$A_s = \rho_h \cdot b \cdot d$$

$A_s$  är armeringsarea [mm<sup>2</sup>/m]

$\rho$  är den geometriska armeringsandelen och beräknas genom  $\rho = \frac{f_{ct}}{f_{st}}$  [-]

$b$  är balkens tjocklek [m]

$d$  är den effektiva höjden:  $d = 0,875 \cdot h_f$  [m]

### Vertikal armering enligt BBK 04 6.6.3.6

För de delar av balken där tvärkraften är större än 1/3 av den maximala tvärkraft balken utsätts för måste även nedanstående uttryck vara uppfyllt:

$$\rho_v \geq \frac{f_{ct}}{f_{st}} \cdot \left( \frac{V_{d,max}}{t \cdot h_f \cdot f_{ct}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{d,max} \cdot h_f}{M_0} \right)$$

Ingen armering krävs vid denna kontroll.

### Tryckbrott vid upplag BBK 04 6.6.5.1

En kontroll av upplagets dimension måste göras för att undvika att upplaget blir söndertryckt av upplagskraften.

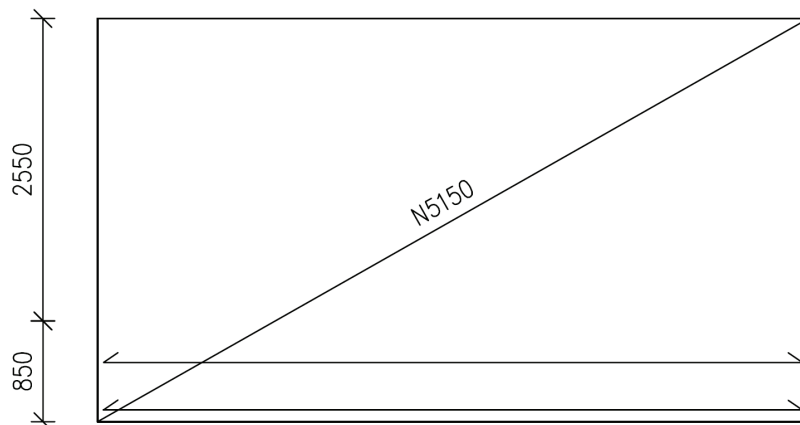
$$R \leq 0,55 \cdot \xi \cdot k_1 \cdot f_{cc} \cdot b \cdot t$$

- $R$  är upplagskraften [kN]
- $\xi$  är 1,4 för balkar med en tjocklek upp till 200mm [-]
- $k_1$  är 0,9 [-]
- $f_{cc}$  är betongens tryckhållfasthet [MPa]
- $b$  är upplagets bredd, beräkningen görs med bredden 350mm som är den minsta upplagslängden [m]
- $t$  är upplagets tjocklek, beräkningen görs med tjockleken 150mm [m]

Det angivna tvärsnittet har tillräcklig kapacitet för att klara av de tryckkrafter som uppstår vid upplaget.

### **4.1.4 Resultat**

För betongskivan mellan pelarna räcker det med ett N6150 nät av armeringskvalitén Nps500 för att kunna föra ut vindlasterna till pelarna. För att ta upp de punktlaster från takstolarna då nätets kapacitet inte räcker till placeras två armeringsjärn på den nedre fjärdedelen av väggskivans höjd. Dessa armeringsjärn ska ha dimensionen Ø10 och stålqualitén B500BT. För placering av armering se figur 4.12.



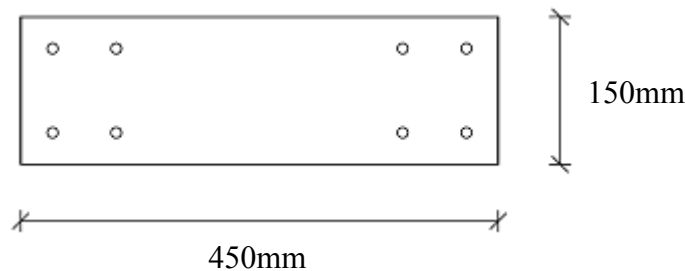
Figur 4.12 Placering av betongskivans armering.

## 4.2 Dimensionering av konsolpelare

### 4.2.1 Beräkningsförutsättningar

För en byggnadstyp utan styv takskiva dimensioneras pelaren i ändarna som en konsolpelare. Pelaren är totalt 3,4meter lång varav 400mm gjuts in i ett fundament, därmed kan pelarens längd reduceras med 300mm. Man tar då hänsyn till att den fasta inspänningen inte ger effekt precis vid inspänningssnittet. Pelarens teoretiska höjd blir då 3,1meter.

Dimensionen på pelaren kommer att vara 450mm i bredd och tjockleken 150mm, se figur 4.13. Pelarna armeras med 8 järn av stålqualität B500BT och diametern 12mm, som placeras med 25mm täckskikt i varje sida.



Figur 4.13 Pelarens dimensioner och effektiv höjd.

### Lastfall

För brottgränstillståndet beräknas lasten enligt **lastkombination 1**:

$$Q_d = 1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot Q_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

Kontroll sker för de båda fallen med både snölast som huvudlast respektive vindlast som huvudlast.

Eftersom vertikallasten kan ge positiv effekt vid dimensionering då den kan motverka vindlasten som orsakar ett moment på pelaren måste även kontroll i brottgränstillståndet ske för **lastkombination 2**:

$$Q_d = 0,85 \cdot G_k + 1,3 \cdot Q_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

För detta fall är egentyngheden reducerad, snölasten sätts till 0 för det fall då det inte snöar men man har full vindlast. Även den nyttiga lasten sätts till 0 för det fall då man inte har någon förvaring på bjälklaget.

Brukslasten beräknas enligt **lastkombination 9**:

$$Q_d = 1,0 \cdot G_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

**Långtidslasten** beräknas enligt:

$$Q_d = 1,0 \cdot G_k + \sum \psi_1 \cdot Q_k$$

Den enda last, förutom egentynghden, som finns med i denna ekvation är snölasten eftersom värdet för  $\psi_1$  vid vind och nyttig last är noll.

Sprickor kontrolleras genom **lastkombination 8**:

$$Q_d = 1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot Q_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

Anledningen till att sprickorna kontrolleras enligt lastkombination 8 och inte för enbart långtidslast är att det är vinden som ger sprickbildning i elementet. För långtidslasten har vindlasten en reduktionsfaktor som är noll. Därmed tar man inte hänsyn till vindens inverkan med långtidslasten. Lastkombination 8 ger det mest ogynnsamma värdet för sprickbildningen.

## Laster

Egentynghden för taket med takstolar antas vara  $1,0 \text{ kN/m}^2$

$$G_k = 1,0 \quad \text{kN/m}^2$$

Nyttig last enligt tabell- och formelsamling för vindsutrymme med 0,6m fri höjd och fast trappa.

$$Q_{k,bunden} = 0,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad \psi = 1,0$$

$$Q_{k,fri} = 0,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad \psi = 0,5$$

Snölasten enligt snözon 2 och  $12^\circ$  lutning på taket

$$Q_{k,snö} = \mu \cdot q = 0,8 \cdot 2,0 = 1,6 \quad \text{kN/m}^2$$

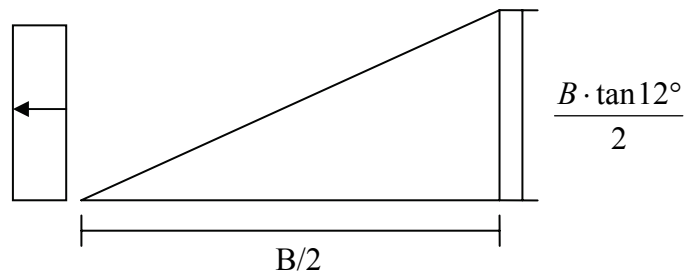
Vindlasten på taket ger endast en uppåtriktad suglast som ger ett gynnsamt lastfall för den höga balken, därför bortses från den uppåtriktade komponenten från vindlasten vid dimensionering. Formfaktorer för vinden bestäms för  $12^\circ$  lutning, se tabell i bilaga A negativa värden anger att det är en sugkraft.

*Tabell 4.3 Formfaktorer för vindlasten.*

	Lovart, vägg	Lovart, tak	Lä, vägg	Lä, tak
Formfaktor	0,85	-0,3	-0,27	-0,35

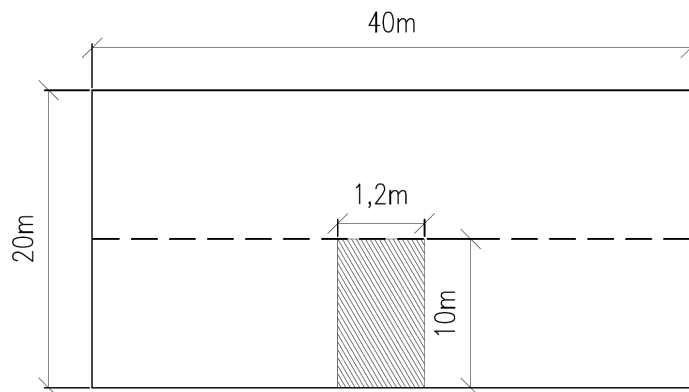
Det kommer däremot att finnas en horisontell komponent från vindlasten från taket som kommer att belasta byggnaden, denna måste tas hänsyn till vid dimensionering, se figur 4.14.

Beräkningarna görs för både en inåtriktad sugkraft med  $\mu=0,3$  och  $\mu=0,0$ .



Figur 4.14 Figuren visar den horisontella vindkomponenten för halva byggnadens bredd.

Varje pelare utsätts för 2,5 punktlaster eftersom det får plats 5 takstolar på varje väggelement. För beräkning av punktlasterna används samma influensarea som för den höga balken, se figur 4.15. Dessutom ökas punktlasterna med 10% på grund av kontinuitetsfaktorn. [9]



Figur 4.15 Influensarea för takstolar.

Det kommer också att tillkomma en horisontallast på grund av snedställning av pelarna, denna beräknas enligt:

$$H_i = \theta_i \cdot N_i$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\theta_0 = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$l$  är pelarens längd [m]

$m$  är antalet samverkande konstruktionsdelar [-]

För de karakteristiska värdena för varje lasttyp se tabell 2.4 och 2.5.

*Tabell 4.4 Karakteristiska lastvärden för punktlaster till pelare.*

Last	Vertikallast	Horisontell last på grund av snedställning
Snö [kN]	52,8	0,230
Nyttiglast fri [kN]	16,5	0,071
Nyttiglast bunden [kN]	16,5	0,071
Egentyngd [kN]	33	0,143

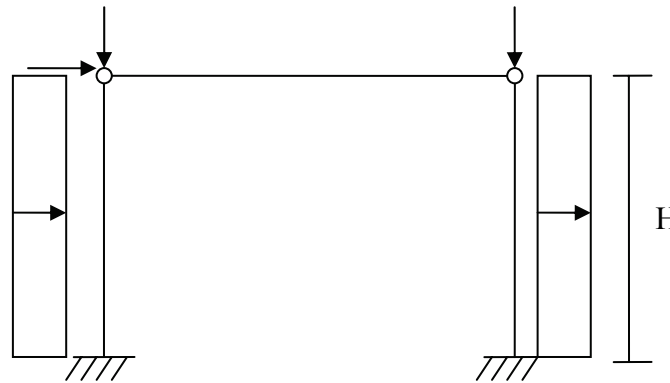
Värdet för vindlasten beror på vilken pelare man betraktar, beräkningarna görs för både en inåtriktad sugkraft med  $\mu=0,3$  och  $\mu=0,0$ .

*Tabell 4.5 Karakteristiska lastvärden för vind.*

	Lovartsida		Läsida	
	0,3	0,0	0,3	0,0
$\mu_{sug}$	0,3	0,0	0,3	0,0
Jämnt utbreddlast [kN/m]	2,575	1,904	-0,067	0,605
Punktlast från tak [kN]	0	1,574	0,262	1,836

#### 4.2.2 Dimensionering genom ramanlys

Dimensionering av betongpelare sker genom Ramanalys 5.3 från Strusoft där en beräkning sätts upp för en ram enligt figur 4.16 med fast inspända pelare. Vindlasten på taket kommer ge en punktlast i pelartoppen på vänstersida.



*Figur 4.16 Geometri för ram i Ramanalys.*

Anledningen till att man sätter upp en ram och inte en fri konsolpelare beror på att takstolarna ovanpå pelarna gör att pelarna samverkar och böjer ut lika mycket på grund av vindlasten. Pelaren på läsidan blir mer belastad än då den enbart utsätts för vindsuget och vertikallasten eftersom vindlast från lovart väggen kan vandra över genom takstolen och öka belastningen på pelaren på läsidan. Takstolen modelleras därför som en oändligt styv balk som är ledat infäst i pelarna.



Beräkning sker för fallet med inåtriktad suglast från vinden som beror på att alla ytor är lika otäta  $\mu_{sug} = 0,3$  och ett fall då alla ytor är täta  $\mu_{sug} = 0$ . Detta beror på att man inte vet vilket fall som är värst eftersom vindlasten kan överföras från lovartsidan till läsidan genom takstolen.

Programmet räknar automatiskt med en minsta lastexcentricitet på 20mm. Programmet tar även hänsyn till om värdet på excentriciteten behöver ökas på grund av initialkrokighet eller tvärsnittsdimension.

Dimensioneringen utförs för andra ordningens teori vilket innebär att man tar hänsyn till ett tillskottsmoment som beror på pelarens utböjning.

Vid dimensionering av bruksgränstillståndet sätts ett krav upp för hur mycket pelarna får böja ut i toppen.

### Krav på utböjning

Förutom att pelarens kapacitet ska klara de laster den utsätts för i brottgränstillstånd ställs också

För lastkombination 9 ställs kravet att utböjningen inte ska vara större än 10mm vilket motsvarar

$$\frac{L}{300}$$

För lastkombination 8 ställs kravet att utböjningen i toppen inte får vara större än 31mm vilket motsvarar

$$\frac{L}{100}$$

Även sprickbildningen kontrolleras för lastkombination 8, sprickvidden får inte överstiga 0,3mm.

### Resultat

Pelarens dimension behöver vara 450mm bred och 140mm hög för att klara kraven i bruksgränstillståndet. Den pelare som blir dimensionerande är pelaren på läsidan och för det fall då vind är huvudlast och man inte tar hänsyn till den inåtriktade sugkraften från vinden.

I brottgränstillståndet blir utnyttjandegraden 91,8%.

För lastkombination 8 blir utböjningen 2,84mm.

För lastkombination 9 blir utböjningen 16,6mm.

För långtidslasten blir utböjningen 2,46mm.

Därmed är samtliga krav uppfyllda för pelaren.

## 5 Slutsats

I rapporten har man undersökt egenskaperna hos en armeringsstege med sneda diagonaler, detta har gjorts genom olika försök. De egenskaper som undersökts är draghållfastheten för en armeringsstege ingjuten i en betongskiva och skjuvprover för att undersöka om det finns någon samverkan. Det har även gjorts en litteraturstudie av tidigare utförda försök för samverkan. Slutligen så har en dimensioneringsmodell tagits fram för en vägg där man tidigare använt sig av samverkan mellan betongskivor.

- Resultat för dragprover

Genom utförda försök för dragproverna har framtagna beräkningsmodeller inte stämt helt överens med försöken. För de två beräkningsmodellerna med rund och oval brottkon ger beräkningsmodellen med rund brottkon det närmsta värdet, men provningsresultaten ligger någonstans mellan de två beräkningsmodellerna.

Försöken ger riktvärden för hur stort ingjutningsdjup som krävs för olika hållfastheter. Vid ett ingjutningsdjup på 30 mm har man en karakteristisk hållfasthet på 11 kN, för en betong med en karakteristisk hållfasthet på 21 MPa. Vid dimensionering av stegarna ska hänsyn tas till att förbindelsepunkterna ska kunna ta upp de laster som uppkommer vid avformningen.

- Resultat för skjuvprovning

Resultaten från skjuvprovningarna visar att det finns samverkan fram till dess att de tryckta diagonalerna knäcks. Vid dimensionering för de projekt då man vill utnyttja samverkan mellan inne- och ytterskivan ska man ta hänsyn till att de tryckta lasterna ska kunna tas upp av diagonalerna eller eventuellt av cellplastisoleringen.

För konstruktioner där man vill utnyttja samverkan mellan betongskivor ska man först tänka igenom vilka konsekvenser det kommer att få. Konstruktionen i en sandwichvägg bygger på att ytterskivan ska kunna röra sig därmed är det inte lämpligt att använda sig av samverkan i denna typ av konstruktion.

- Slutsats för väggkonstruktion

Genom att byta ut de yttersta stegarna i den väggkonstruktion som dimensionerats i rapporten till förbindelsenålar kan man förhoppningsvis minska risken för sprickbildning i fasadskivan. I den tidigare väggkonstruktionen där man utnyttjar samverkan i väggändarna finns idag problem med sprickbildning i fasadskivan. Problemet märks särskilt i söderfasader. För att ytterligare minska risken för sprickbildning kan PDM-stegarna som håller ihop betongskivorna mellan pelarna bytas ut till den mer eftergivliga PTM-stegen.

## Referenser

- [1] *Förankring av grundskruvar* (1987) Tom Treiberg, SBI rapport 107:4
- [2] *Dimensionering sandwichsystem från deha*, Deha, Produktkatalog
- [3] *Förbindelsestegar för sandwichelement* (2001) Peikko
- [4] *Förankringssystem för sandwichelement* (1995) Halfen-Frimeda, Produktkatalog
- [5] *Sandwichelement av betong med ofullständig samverkan* (1983) Luleå: Thomas Olofsson
- [6] *Byggkonstruktion, tabell- och formelsamling* (2006) Lund: Tord Isaksson, Annika Mårtensson
- [7] *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04.* (2004) Vällingby: Boverket
- [8] *Byggkonstruktion 3, Betongkonstruktion* (1995) Falköping: Bengt Langesten

## Internet

- [9] [www.stalguiden.com/kontinuitetsfaktorn](http://www.stalguiden.com/kontinuitetsfaktorn)

## **Bilagor**

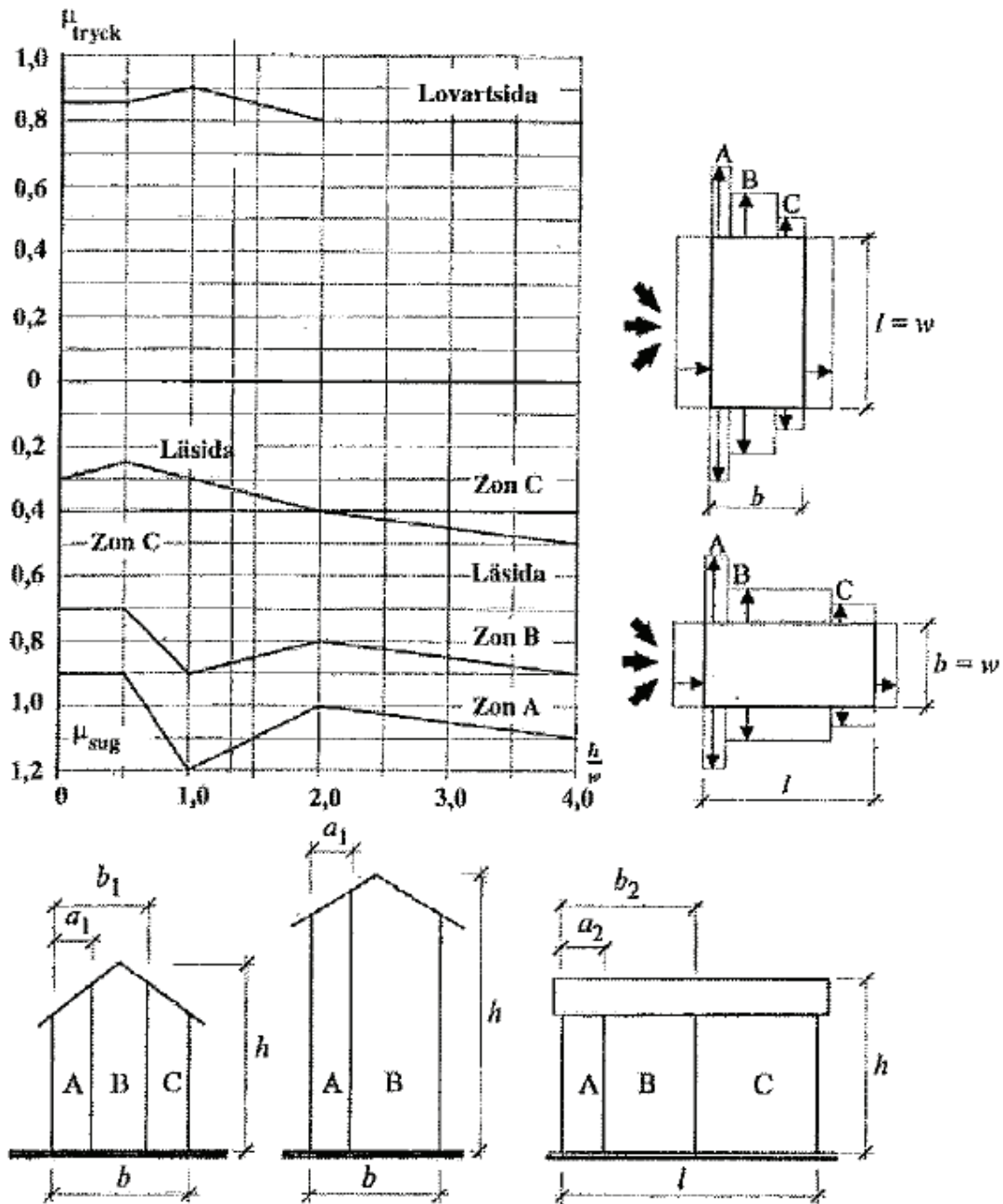
Bilaga A: Tabeller och diagram för lastvärden och formfaktorer.

Bilaga B: Dimensionering av hög balk.

Bilaga C: Beräkning av snedställningslast

Bilaga D: Ritningar för provelement.

# Bilaga A

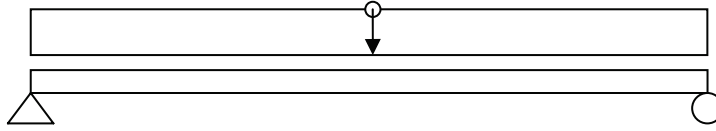


Höjd <i>h</i> (m)	$v_{ref} = 24 \text{ m/s}$				$v_{ref} = 25 \text{ m/s}$				$v_{ref} = 26 \text{ m/s}$			
	Terrängtyp				Terrängtyp				Terrängtyp			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
2	0,62	0,59	0,53	0,50	0,68	0,64	0,58	0,55	0,73	0,69	0,62	0,59
4	0,75	0,69	0,53	0,50	0,81	0,64	0,58	0,55	0,88	0,69	0,62	0,59
8	0,88	0,73	0,53	0,50	0,96	0,79	0,58	0,55	1,04	0,86	0,62	0,59
12	0,97	0,82	0,62	0,50	1,05	0,89	0,68	0,55	1,13	0,96	0,73	0,59
16	1,03	0,88	0,69	0,50	1,11	0,98	0,75	0,55	1,21	1,04	0,81	0,59
20	1,08	0,93	0,75	0,56	1,17	1,01	0,81	0,61	1,28	1,10	0,88	0,68
25	1,13	0,99	0,80	0,62	1,22	1,07	0,87	0,67	1,32	1,16	0,94	0,72
30	1,17	1,03	0,85	0,66	1,27	1,12	0,92	0,72	1,37	1,21	1,00	0,78
35	1,20	1,07	0,89	0,70	1,30	1,16	0,97	0,76	1,41	1,25	1,05	0,83
40	1,23	1,10	0,93	0,74	1,34	1,20	1,01	0,80	1,45	1,29	1,09	0,87
45	1,26	1,13	0,96	0,77	1,37	1,23	1,04	0,84	1,48	1,33	1,13	0,91
50	1,29	1,16	0,99	0,80	1,40	1,26	1,08	0,87	1,51	1,36	1,16	0,94
55	1,31	1,18	1,02	0,83	1,42	1,28	1,10	0,90	1,54	1,39	1,19	0,98
60	1,33	1,21	1,04	0,86	1,44	1,31	1,13	0,93	1,56	1,42	1,22	1,01
65	1,35	1,23	1,07	0,88	1,46	1,33	1,15	0,96	1,58	1,44	1,25	1,03
70	1,37	1,25	1,09	0,90	1,48	1,35	1,18	0,98	1,61	1,46	1,28	1,06
75	1,39	1,27	1,11	0,92	1,50	1,37	1,20	1,00	1,63	1,48	1,30	1,08
80	1,40	1,28	1,13	0,94	1,52	1,39	1,22	1,02	1,64	1,51	1,32	1,11
85	1,42	1,30	1,15	0,96	1,54	1,41	1,24	1,04	1,66	1,52	1,34	1,13
90	1,43	1,31	1,16	0,98	1,55	1,43	1,26	1,06	1,68	1,54	1,37	1,15
95	1,44	1,33	1,18	1,00	1,57	1,44	1,28	1,08	1,70	1,56	1,38	1,17
100	1,46	1,34	1,20	1,01	1,59	1,46	1,30	1,10	1,71	1,58	1,40	1,19

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} \\ h = 5,13m \\ b = 20,0m \end{array} \right\} \rightarrow \frac{5,13}{20,0} = 0,26$$

## Bilaga B

Momentberäkning för egentygden utförs för en skiva med tjockleken 70mm. Betongens densitet sätts till  $25 \text{ kN/m}^3$ , då betongen är armerad.



Figur 0.1 Lastuppställning för egentygnd av hög balk.

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

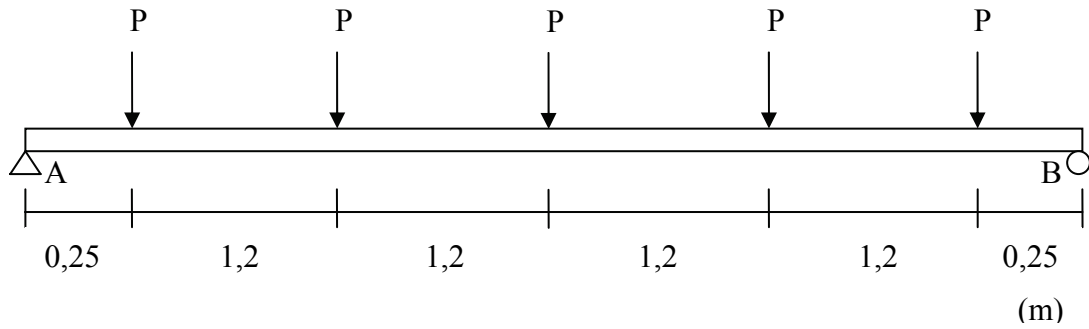
$$q = \rho_{betong} \cdot A$$

Där  $A$  är den höga balkens tvärsnittsarea, 70mm tjock och 3400mm hög. Innerskivan ska bära upp tyngden från ytterskivan och eftersom de båda skivorna är lika stora ökas arean till den dubbla.

$$\left. \begin{array}{l} q = \rho_{betong} \cdot A \\ \rho_{betong} = 25 \text{ kN/m}^3 \\ A = 2 \cdot 0,07 \cdot 3,4 = 0,48 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow q = 25 \cdot 0,48 = 11,9 \quad \text{kN/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = \frac{q \cdot L^2}{8} \\ q = 11,9 \text{ kN/m} \\ L = 5,3 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow M = \frac{11,9 \cdot 5,3^2}{8} = 41,8 \quad \text{kNm}$$

**6 meters väggelement**



Figur 0.2 Lastuppställning för ett 6 meters väggelement som belastas av takstolar.

Beräkning av upplagskraft för högra stödet:

$$\curvearrowright A : P \cdot (0,25 + 1,45 + 2,65 + 3,85 + 5,05) - R_B \cdot 5,3 = 0 \quad \rightarrow \quad R_B = 2,5 \cdot P$$

Dimensionerande moment beräknas enligt:

$$\bullet : M_p = R_B \cdot 2,65 - P \cdot (1,2 + 2,4) = 3,03 \cdot P \quad \rightarrow \quad M_p = 3,03 \cdot 46 = 139 \quad kNm$$

Totalt dimensionerande moment blir:

$$M_d = M_p + M_{egt} \quad \rightarrow \quad M_d = 41,8 + 139 = 181 \quad kNm$$

Dimensionering av slakarmering i innerskivans underkant

**Dimensionering av armering för hög balk enligt BBK 6.6.3.3**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z_f \cdot f_{st}}$$

$$z_f = \left( 0,65 + 0,2 \cdot \frac{M_0}{h_f \cdot V_0} \right) \cdot d \quad \text{då lasten angriper i ovankant och } \frac{M_0}{h_f \cdot V_0} < 1$$

För detta lastfall finns endast ett fack för balken och därmed är  $M_0 = M_f$

$$M_0 = M_f = M_d = 181 \quad kNm$$

$V_0$  är detsamma som upplagsreaktionen,  $R_B$ , eftersom det är en fritt upplagd balk på två stöd.



$$\left. \begin{aligned} V_0 &= R_B + \frac{q_{egt} \cdot L}{2} \\ R_B &= 2,5 \cdot 46 = 114,9 \text{ kN} \\ q_{egt} &= 11,9 \text{ kN/m} \\ L &= 5,3 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow V_0 = 114,9 + \frac{11,9 \cdot 5,3}{2} = 146,4$$

Effektiva höjden beräknas enligt:

$$\left. \begin{aligned} d &= 0,875 \cdot h_f \\ h_f &= 3,4 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow d = 0,875 \cdot 3,4 = 2,98 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} z_f &= \left( 0,65 + 0,2 \cdot \frac{M_0}{h_f \cdot V_0} \right) \cdot d \\ M_0 &= 181 \text{ kNm} \\ h_f &= 3,4 \text{ m} \\ V_0 &= 146,4 \text{ kN} \\ d &= 2,98 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow z_f = \left( 0,65 + 0,2 \cdot \frac{181 \cdot 10^3}{3,4 \cdot 146,4 \cdot 10^3} \right) \cdot 2,98 = 2,15$$

$$\left. \begin{aligned} A_{sf} &= \frac{M_f}{z_f \cdot f_{st}} \\ M_f &= 181 \text{ kNm} \\ z_f &= 2,15 \text{ m} \\ f_{st} &= 395 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow A_{sf} = \frac{181 \cdot 10^3}{2,15 \cdot 395 \cdot 10^6} = 2,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Arean för de 3 nedre armeringsjärnen ska tas med i beräkningen detta görs genom att ta bort den arean från  $A_{sf}$ .

$$\left. \begin{aligned} A_s &= A_{sf} - 3 \cdot A_5 \\ A_{sf} &= 2,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_5 &= \frac{(5 \cdot 10^{-3})^2}{4} \cdot \pi \\ A_s &= 1,54 \cdot 10^{-4} \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 2,13 \cdot 10^{-4} - 3 \cdot \frac{(5 \cdot 10^{-3})^2}{4} \cdot \pi = 1,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_s = 1,54 \cdot 10^{-4} \rightarrow$  Armeringsjärn 2 $\phi$ 10

### **Kontroller:**

Vid större punktlaster i skivans ovkant får man stora tvärkrafter i balken, därför måste en kontroll göras så att betongen kan ta upp de tvärkrafter som uppkommer.

### Övrig horisontell armering enligt BBK 04 6.6.3.5

Då nedanstående uttryck är uppfyllt krävs ingen övrig horisontell armering

$$\left. \begin{aligned} V_{d,\max} &\geq t \cdot h_f \cdot f_{ct} \\ V_{d,\max} &\geq t \cdot h_f \cdot f_{ct} \\ V_{d,\max} &= V_0 = 318,8kN \\ t &= 0,070m \\ h_f &= 3,4m \\ f_{ct} &= 1,15MPa \end{aligned} \right\} \rightarrow 318,8kN \geq 0,070 \cdot 3,4 \cdot 1,15 \cdot 10^6 = 273,7kN \quad EJ \text{ OK!}$$

Då extra armering i horisontalled krävs till följd av ovanstående kontroll beräknas armeringsarean ut genom:

$$A_s = \rho_h \cdot b \cdot d$$

$A_s$  är armeringsarea. [ $\text{mm}^2/\text{m}$ ]

$\rho_h$  är den geometriska armeringsandelen och beräknas genom  $\rho_h = \frac{f_{ct}}{f_{st}}$  [-]

$b$  är balkens tjocklek. [m]

$d$  är den effektiva höjden:  $d = 0,875 \cdot h_f$ . [m]

$$\left. \begin{aligned} A_s &= \rho_h \cdot b \cdot d \\ \rho_h &= \frac{f_{ct}}{f_{st}} = \frac{1,15}{395} \\ b &= 0,070m \\ d &= 0,75 \cdot 3,4m \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = \frac{1,15}{395} \cdot 0,070 \cdot 0,75 \cdot 3,4 = 5,20 \cdot 10^{-4} \quad m^2$$

Armeringsarean ska spridas över hela element höjden

Kontroll sker för att se om armeringsnätets kapacitet räcker. Eftersom de nedre järnen i nätet redan är tillgodoräknade så tas järnen från en fjärdedel av höjden och upp till ovankanten med i kontrollen.

$$n = \frac{h - \frac{h}{2}}{s} = \frac{3,4 - \frac{3,4}{2}}{0,15} = 17 \quad st$$

Eftersom det översta järnet kan kapas bort vid tillverkningen tas ett järn bort. Arealen för 16 armeringsjärn med diametern 5mm blir:

$$A = n \cdot r^2 \cdot \pi = 16 \cdot (2,5 \cdot 10^{-3})^2 \cdot \pi = 3,14 \cdot 10^{-4} m^2 < 5,20 \cdot 10^{-4} m^2$$

Den area som behövs utöver nätet adderas till den armeringsarea som tidigare beräknats för fältmomentet.

$$A_s = 4,0 \cdot 10^{-4} + (5,20 \cdot 10^{-4} - 3,14 \cdot 10^{-4}) = 6,1 \cdot 10^{-4} \quad m^2$$

Detta motsvarar 2 $\phi$ 20 som ska placeras i den nedre fjärdedelen av väggens totala höjd.

### **Vertikal armering enligt BBK 04 6.6.3.6**

Då nedanstående uttryck är uppfyllt krävs ingen övrig horisontell armering. Kontrollen görs för att balken inte ska få ett skjubbrott eller sprickor på grund av tvärkraften.

$$V_{d,max} \leq t \cdot h_f \cdot f_{ct}$$

Detta är samma kontroll som görs för övrig horisontell armering armeringsarean blir därför densamma.  $A = 5,20 \cdot 10^{-4} \quad m^2$

Kontroll sker för att se om armeringsnätets kapacitet räcker. I vertikalled har inga järn räknats in tidigare som vid dimensionering av den övriga horisontala armeringen. Därför kan samtliga järn i vertikalriktningen räknas in.

$$n = \frac{L}{s} = \frac{6}{0,15} = 40 \quad st$$

Eftersom de yttersta järnen kan kapas bort vid tillverkningen tas två järn bort. Arean för 38 armeringsjärn med diametern 5mm blir:

$$A = n \cdot r^2 \cdot \pi = 38 \cdot (2,5 \cdot 10^{-3})^2 \cdot \pi = 7,5 \cdot 10^{-4} \quad m^2 > 5,20 \cdot 10^{-4} \quad m^2$$

Armeringsnätets kapacitet är tillräcklig i denna riktningen.

För de delar av balken där tvärkraften är större än 1/3 av den maximala tvärkraft balken utsätts för måste även nedanstående uttryck vara uppfyllt:

$$\rho_v \geq \frac{f_{ct}}{f_{st}} \cdot \left( \frac{V_{d,max}}{t \cdot h_f \cdot f_{ct}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{d,max} \cdot h_f}{M_0} \right)$$

$$\rho_v \geq \frac{1,15}{395} \cdot \left( \frac{318,8 \cdot 10^3}{0,07 \cdot 3,4 \cdot 1,15 \cdot 10^6} - \frac{1}{2} \cdot \frac{318,8 \cdot 10^3 \cdot 3,4}{389,9 \cdot 10^3} \right) = -6,6 \cdot 10^{-4}$$

Vid negativt värde krävs ingen extra armering för detta fall.

### **Tryckbrott vid upplag BBK 04 6.6.5.1**

En kontroll av upplagets dimension måste göras för att detta inte ska tryckas sönder av upplagskraften.

$$R \leq 0,55 \cdot \xi \cdot k_1 \cdot f_{cc} \cdot b \cdot t$$

$$R = V_0 = 318,8 \quad kN < 0,55 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 17,6 \cdot 10^6 \cdot 0,350 \cdot 0,130 = 555 \quad kN \rightarrow OK!$$

Upplagets kapacitet är tillräckligt för att ta upp upplagsreaktionen.

## Bilaga C

Snedställningslasten beräknas genom:

$$H_i = \theta_i \cdot N_i$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\theta_0 = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \\ l = 3,4m \end{array} \right\} \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{3,4}} = 1,08 \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \rightarrow \alpha_h = 1,0$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \\ m = 2 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

$$\left. \begin{array}{l} \theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \\ \theta_0 = 0,005 \\ \alpha_h = 1,0 \\ \alpha_m = 0,866 \end{array} \right\} \rightarrow \theta_i = 0,005 \cdot 1,0 \cdot 0,866 = 0,00433$$





