

Bjälklagskryss av prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement

Thomas Hermodsson

Rapport TVBK-5056
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK--5056--SE

Bjälklagskryss av prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement

EXAMENSARBETE TVBK-5056

Handledare: Jan-Erik Paulsson
Sven Thelandersson

LUND APRIL 1992

Thomas Hermodsson

Abstract

Connections between precast prestressed hollow-core slabs and precast walls is an essential and critical part of a structure made of precast elements. The design of the connections can be made in several different ways and a few of them are discussed in this paper. The two main different types of connections are; the open dry wall-floor connection and the wet floor connection. The restraining effects on the slab ends due to clamping effects, adhesive bond in grout and tie connections vary between different types of connections. To further analyze and evaluate the wet floor connection, a series of tests were made where the varied parameter in the connection was; with or without soft elastic bearing pads between the hollow-core units and the support wall. Based on these two different connections, two different test species were made on which different types of loads were applied during tests. The results show clearly that the vertical bearing capacity for connections without soft and elastic bearing pads were substantially higher. Also the crack load for this type of connection were higher when the end of hollow-core unit rotated at the support due to applied slab load.

Keywords: Precast, prestressed, hollow-core slabs, connections, restraining effects, tie connections.

Förord

Denna rapport behandlar anslutningar mellan prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement, - sk bjälklagskryss. Arbetet har initierats av Skanska Prefab AB och till stor del utförts vid deras anläggning i Uppåkra utanför Lund. Tyngdpunkten ligger på en omfattande provning utförd dels vid Skanska Prefab AB's anläggning i Uppåkra, dels vid Sektionen för Väg- och Vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola.

Jag vill rikta ett stort tack till mina handledare; Jan-Erik Paulsson vid Skanska Prefab AB i Uppåkra för alla hans råd och synpunkter samt framförallt för den entusiasm med vilken han engagerat sig och hjälpt till vid försöken. Professor Sven Thelandersson för hans värdefulla råd och synpunkter på försöken och rapporten. Jag vill även rikta ett stort tack till laboratorieingenjör Per-Olof Rosenkvist som ställde upp och lånade ut mätinstrument från LTH och hjälpte till med försöken vid LTH samt ryckte ut till Uppåkra när så behövdes. Ingbritt Larsson vill jag tacka för hjälpen med omslaget till detta examensarbete samt för all annan hjälp hon givit. Avdelningen för Bärande Konstruktioner för deras hjälp när så behövdes.

Jag vill också rikta ett stort tack till Skanska Prefab AB i Uppåkra för möjligheten att kunna genomföra detta examensarbete, samt till personalen som ställt upp och hjälp till med både provkroppstillverkningen och tillverkningen av provutrustning. Personalen i produktionshall 5 skall ha ett stort tack för att de ställde i upp i både tid och otid när jag behövde hjälp. Jag vill också passa på att tacka Ingemar Ekstrand för att han bl a utförde tryckhållfasthetsprovningen på den använda betongen och hjälpte till vid försöken i Uppåkra. På konstruktionsavdelningen finns det många att tacka däribland Hans Svensson, Ruben Gianolio, Britt Norlén, Johan Steen m fl.

Thomas Hermodsson

Thomas Hermodsson, Lund 22/3 1992

Innehållsförteckning

Förord

Sammanfattning

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte	1
1.3	Problembegränsning	2
1.4	Genomförande	2
2	Hus av prefabricerade betongelement	3
2.1	Tillverkning av betongelement	3
2.2	Montering av husstomme	6
3	Bjälklagskryssens utformning	8
3.1	Olika typer av inre anslutningar, - bjälklagskryss	8
3.2	Olika parametrars betydelse för bjälklagskryssets egen- skaper och funktionssätt, och hur de bör väljas	9
3.3	Utformningsaspekter för anslutningar	14
4	Mekaniska egenskaper hos bjälklagskryss vid	15
	belastning	
4.1	Kraftöverföringen i bjälklagskryss	15
4.2	Inspänningseffekter, - tvångskrafter	16
4.3	Bjälklagskryssets deformation och sprickutveckling	18
	vid belastning	
4.4	Beräkning av vertikalhållfastheten för bjälklagskryss	20
5	Försökens omfattning och provkropparnas	25
	utformning	
5.1	Provningens syfte och omfattning	25
5.2	Utformning och tillverkning av vägg- och håldäcks- elementen	26
5.3	Provkropparna	29
5.4	Kontroll av betongens tryckhållfasthet	33
5.5	Hantering av provkropparna	33
6	Prov A - Vertikal bärförmåga	35
6.1	Beskrivning av Prov A	35
6.2	Resultat	39
6.3	Observationer och kommentarer till provresultaten	43
6.4	Slutsatser	45

7	Prov B - Simulerad utbredd last på prov-kroppen	46
7.1	Beskrivning av Prov B	46
7.2	Resultat	51
7.3	Observationer och kommentarer till provresultaten	55
7.4	Slutsatser	58
8	Prov C - Punktbelastning invid anslutningen	59
8.1	Beskrivning av Prov C	59
8.2	Resultat	64
8.3	Observationer och kommentarer till provresultaten	68
8.4	Slutsatser	70
9	Sammanställning och jämförelse av försöksresultat	71
9.1	En jämförelse av försöksresultaten	71
9.2	Jämförelse med andra försöksresultat	73
9.3	Jämförelse av Prov A med en teoretisk modell	74
10	Slutsatser	75
	Referenser	76
Bilaga A	- Mer resultat från Prov A	77
Bilaga B	- Mer resultat från Prov B	82
Bilaga C	- Mer resultat från Prov C	85
Bilaga D	- Beräkning av last per våning för ett bostadshus	88
Bilaga E	- Tillverkningsritningar för vägg- och håldäckselement	90

Sammanfattning

Bakgrund och syfte

Det finns en mängd olika konstruktionslösningar på anslutningar mellan prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement av betong, - sk bjälklagskryss. I denna rapport görs en bedömning av några olika konstruktionslösningar med avseende på: upplagsväggens vertikala bärförmåga, anslutningens deformationsbild och funktion med hänsyn till sprickbildning och spjälkning, inverkan av mjuka elastiska upplagsmellanlägg, - då bjälklag och vägg belastas på olika sätt.

Bjälklagskryssens utformning

Det finns två huvudtyper av bjälklagskryss bestående av prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement som båda är vanligt förekommande. I den ena typen är håldäcksändarna i anslutningsfogen vinkelrätt avkapade, och i den andra typen är de avfasade (se fig 3.1 i Kap 3.1). Strukturellt sett innebär de båda huvudtyperna av bjälklagskryss att anslutningens olika delar belastas lite olika då last överförs.

Dessa båda huvudtyper av bjälklagskryss kan i sin tur utformas på lite olika sätt. T ex kan mjuka elastiska upplagsmellanlägg placeras mellan upplagsväggen och håldäcksändarna för att styra storleken på påkänningarna i anslutningens olika delar. Ett annat alternativ är att placera håldäcken i direkt kontakt med upplagsväggen. Denna variant leder till en ökad kapacitet på den vertikala lastöverföringen mellan övre och undre väggen, men medför samtidigt en ökad inspänning av håldäcksändarna. I rapporten behandlas även hur andra parametrar inverkar på bjälklagskryssets egenskaper.

Provning av bjälklagskryss

Försök utfördes på två olika utformningsvarianter av bjälklagskryss med rundat avfasade håldäcksändar enligt fig 5.1 i Kap 5. Bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg testades gentemot bjälklagskryss med upplagsmellanlägg bestående av en neoprengummiremsa med tvärsnittsmått 3 x 30 mm, placerad mellan upplagsväggen och håldäcksändarna. För försöksändamålet tillverkades två olika provkroppar, en mindre och en mer fullskalig variant. På dessa provkroppar utfördes sedan tre olika belastningsförsök.

Försöksresultat

Resultaten från försöken visar bland annat att: Bjälklagskryssen, oavsett om de var försedda med upplagsmellanlägg eller ej, uppvisade en hög bärförmåga vid vertikal belastning. Vid enbart väggbelastning var spricklasten 24 % högre och brottlasten 11 % högre för bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg. Det fanns inga tendenser till att upplagsväggens kanter skulle spricka eller avspjälkas då håldäcken belastade dem, oavsett om vertikalasten var hög eller håldäcket roterade vid upplaget på grund av stor bjälklagslast. De sprickor som uppstod i anslutningsfogen då håldäcket belastades tenderade till att ligga utanför utrymmet mellan väggelementens ändar för fallet då inga upplagsmellanlägg användes. I det andra fallet, med elastiska upplagsmellanlägg, försköts sprickorna mer in mellan väggelementens ändar. Slutligen visade försöken även att anslutningens spricklast var storleksmässigt likvärdig för anslutningar med respektive utan elastiska upplagsmellanlägg, då bjälklaget belastades nära anslutningen (varvid håldäckets deformation bättre avspeglar verkliga förhållanden).

1 Inledning

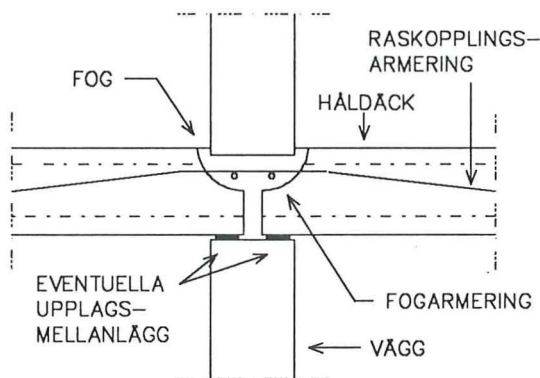
1.1 Bakgrund

Inom byggandet av hus med prefabricerade betongelement förekommer varierande konstruktionslösningar på vägg - bjälklagsanslutningar, sk bjälklagskryss. Några frågeställningar som då har dykt upp är: Hur fungerar egentligen ett bjälklagskryss då bjälklaget består av förespända betonghåldäck? Hur mycket kan bjälklagskrysset belastas innan det spricker och går till brott? Spelar förekomsten av elastiska upplagsmellanlägg någon roll, - i så fall vilken?

Av dessa skäl är det intressant att utföra en jämförande studie mellan ett par olika konstruktionslösningar på bjälklagskryss.

1.2 Syfte

Tanken bakom denna rapport är att bedöma funktionen hos ett bjälklagskryss bestående av prefabricerade betongelement. Ett inre bjälklagskryss bestående av väggelement och förespända håldäckselement studeras, se fig 1.1 nedan.



Figur 1.1 Den typ av inre bjälklagskryss som främst studeras i denna rapport.

En bedömning av anslutningens funktion görs med avseende på;

- upplagets vertikala bärförmåga
- upplagets deformationsbild
- funktionen hos upplaget med hänsyn till sprickbildning och spjälkning
- anslutningszonens beteende
- inverkan av mjuka elastiska upplagsmellanlägg

då bjälklaget och väggen belastas på olika sätt med varierande lastnivåer.

1.3 Problembegränsning

Vid den teoretiska utvärderingen av inre bjälklagskryss studeras några olika typer av bjälklagskryss som är vanligt förekommande.

Huvuddelen av rapporten ägnas åt ett par olika försök som utfördes på bjälklagskryss av den typ som ses i fig 1.1. För att begränsa omfattningen av dessa försök utvärderades endast bjälklagskryss med;

- en typ av förespända håldäckselement (typbeteckning HD/F 120/19)
- en typ av väggelement
- två olika typer av upplagsförhållanden mellan ingående element;
 - inget upplagsmellanlägg, dvs betong mot betong
 - upplagsmellanlägg i form av neoprengummi, (tvärsnittsmått 3 x 30 mm)
- en typ av fogbruk i anslutningsfogen

Vid försöken användes provkroppar av två olika former, - en mindre och en mer fullskalig provkropp.

1.4 Genomförande

För att genomföra bedömningen av ett inre bjälklagskryss utfördes;

- dels teoretiska studier av olika typer av bjälklagskryss
- dels en omfattande provning av två olika provkroppstyper under olika belastningsförhållanden

Tillverkningen av provkropparna skedde vid Skanska Prefab AB's anläggning i Uppåkra utanför Lund. Provningen av provkropparna ägde dels rum vid Skanska Prefab AB's anläggning i Uppåkra där en för ändamålet speciell provutrustning byggdes upp, dels vid Väg- och Vattenbyggnadssektionen vid Lunds Tekniska Högskola.

2 Hus av prefabricerade betongelement

Hus av prefabricerade betongelement kan ur konstruktionssynvinkel utformas på olika sätt. I detta kapitel behandlas kort tillverkning och montering av hus bestående av prefabricerade betongelement. Beskrivningen är begränsad så till vida att den endast omfattar hus med bjälklag av förespända håldäckselement samt inner- och ytterväggs-element. Tonvikten ligger på den inre anslutningen mellan håldäcken och väggarna, bjälklagskryset.

2.1 Tillverkning av betongelement

Väggelement

Innerväggs-element tillverkas stående i paket- eller batterigjutformar av stål. Detta gör det möjligt att utföra en gjutning per form och dag. En batterigjutform visas i bilden nedan.

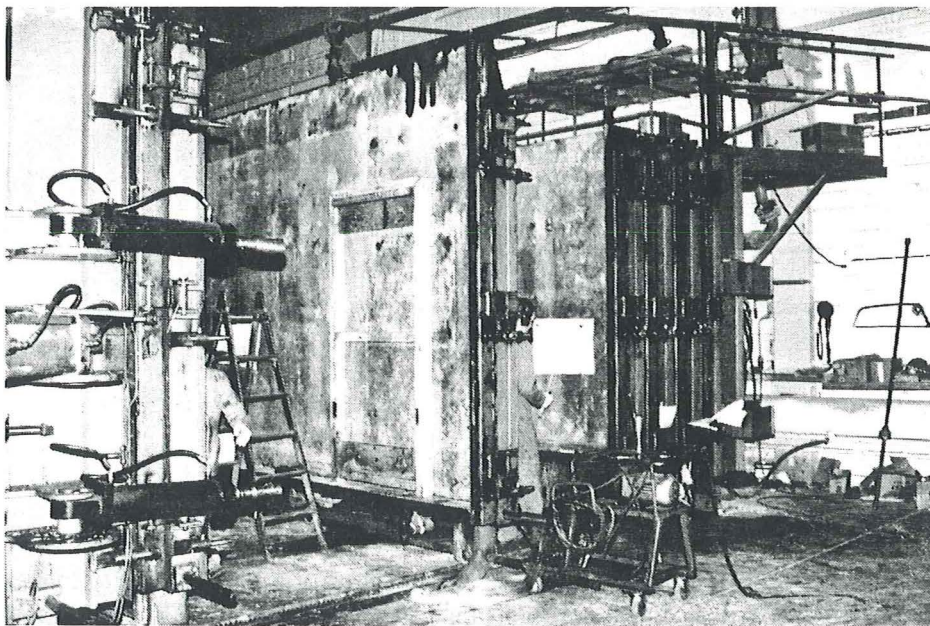


Bild 2.1 Batterigjutform för tillverkning av flera innerväggs-element samtidigt.

Tillverkningen går till på följande sätt: På ena formväggen fästs formar för väggelementets kanter, avstängare av stål, tillsammans med eventuella formar för dörröppningar mm av stål eller ibland trä. Därefter placeras väggarmeringen ut i formen, samt eventuellt förekommande elinstallationer såsom kabelrör mm. När detta är avklarat förs formväggarna samman och gjutningen påbörjas. Under gjutningen sker formvibrering med jämna mellanrum. Dagen efter avformas väggelementen och lagras stående utomhus.

Håldäckselement

Håldäckselement tillverkas enligt stränggjutningsprincipen. Stränggjutningsprincipen innebär i detta fall att håldäcken gjuts i en kontinuerlig sträng på en lång stålbanan (80 - 120 m), med undersidan mot banan. Betongkvaliteten är normalt K50 av jordfuktig karaktär. Tillverkningen går till på följande sätt:

Först drar man ut det antal spännlinor som håldäcket skall armeras med och förankrar dessa med hjälp av låschuckar i ett mothåll i banas ena ände. Spännlinorna (oftast \varnothing 13 mm) som består av en kärntråd och sex yttertrådar som är slagna runt kärntråden, spänns sedan från andra ändan av banan med hjälp av ett speciellt spännverktyg, en domkraft, och låses fast med låschuckar. Den yttersta linan på varje sida av banan spänns med en dragkraft på ca 90 KN, medan övriga spänns till ca 120 KN.

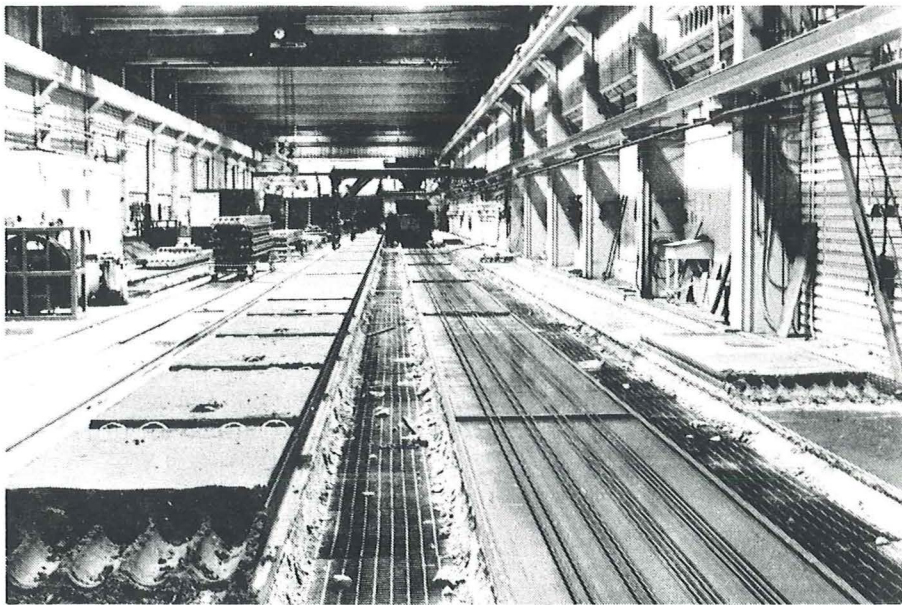


Bild 2.2 Bilden visar bl a de uppspända spännlinorna på gjutbanan.

Därefter påbörjas gjutningen genom att en strängpressmaskin startar i banans ena ände och rör sig utmed banan på räls. I maskinen matar en skruv in den jordfuktiga betongen i en gjutkammare där betongen sätts under tryck och komprimeras. Allteftersom maskinen pressas framåt längs gjutbanan genom komprimeringen av betongen, formas håldäckets undersida mot gjutbanan och dess sidor och överyta av den korta form som maskinen är försedd med, - en liggande glidform. Den färska håldäckssträngen har så pass hög hållfasthet att den givna sektionformen deformerar ytterst lite av de läckvibrationer som uppstår utanför maskinens munstycke (form).

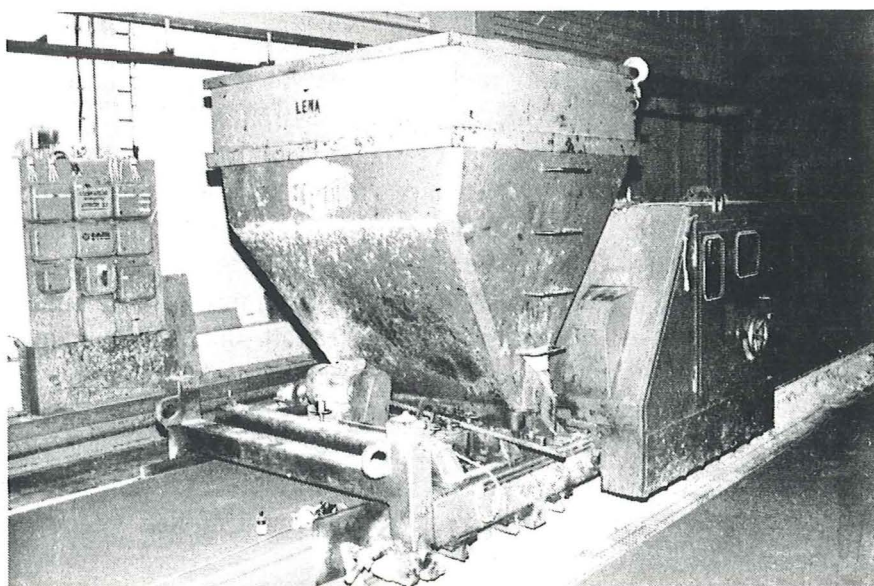


Bild 2.3 Strängpressmaskinen gjuter håldäckssträngen allteftersom den pressas framåt längs gjutbanan.

Omedelbart efter gjutningen påbörjas kompletteringsarbetena på den färska håldäckssträngen. Det är ursparingar, avfasningar av elementändar, ingjutning av kompletteringsdetaljer mm som görs. När väl all gjutning och bearbetning är avklarad täcks håldäckssträngen över med en plastfolie för att förhindra vattenavgång vid härdningen.

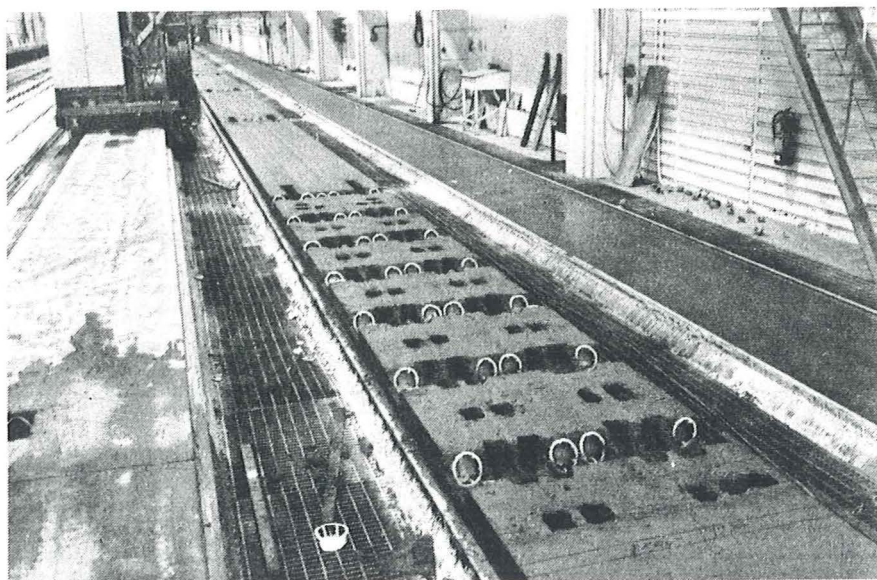


Bild 2.4 Håldäckssträng med ursparingar.

Avspänningen av spännlinorna sker när betongen uppnått en minimihållfasthet motsvarande objektubhållfastheten 35 MPa. Därefter kapas håldäckssträngen upp i de avsedda elementlängderna med en diamantsåg, för att slutligen lagras utomhus.

2.2 Montering av husstomme

Monteringen av ett hus bestående av prefabricerade väggelement och håldäckselement av betong går till på följande sätt (med tonvikten lagd på bjälklagskryss):

Den platsgjutna grundplattan eller bjälklaget på vilket flervåningshuset av betongelement skall byggas, förses vid byggandet med de spår, hål och eventuella ståldubbar som behövs för att placera ut och fästa väggelementen i. Därefter börjar själva monteringen med att ett tunt och jämnt lager av fogbetong (fogbruk), minst hållfasthetsklass K25, -oftast högre, stryks ut på anslutningsytan. Efter att undergjutningen utförts och eventuella mellanlägg av hårdplast att ställa väggelementen på har placerats ut i fogen, ställs väggen på plats och riktas in. När flera väggelement ställts på plats gjuts anslutningsfogen helt igen och krympfritt eller expanderande fogbruk injekteras i de igjutningshål som kan finnas i väggen så att infästningsdubbarna från grundplattan fästs i väggelementet. Till sist fylls även de vertikala fogarna mellan väggelementen med fogbruk.

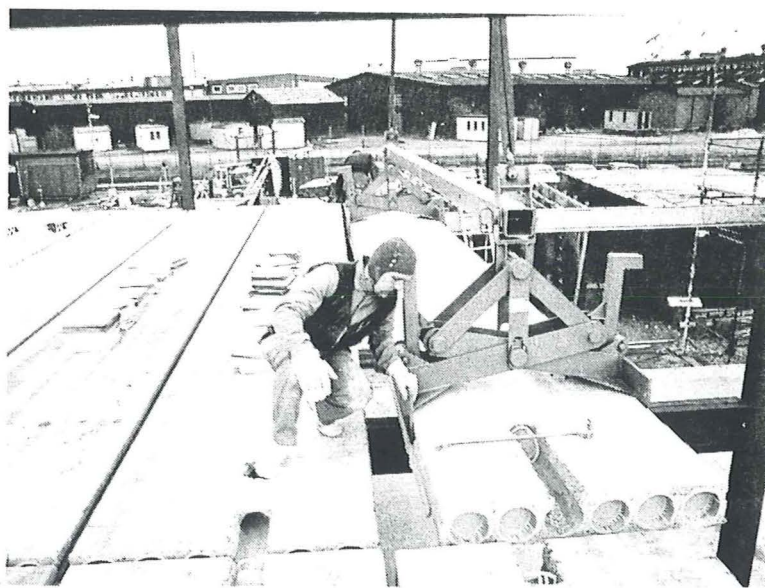
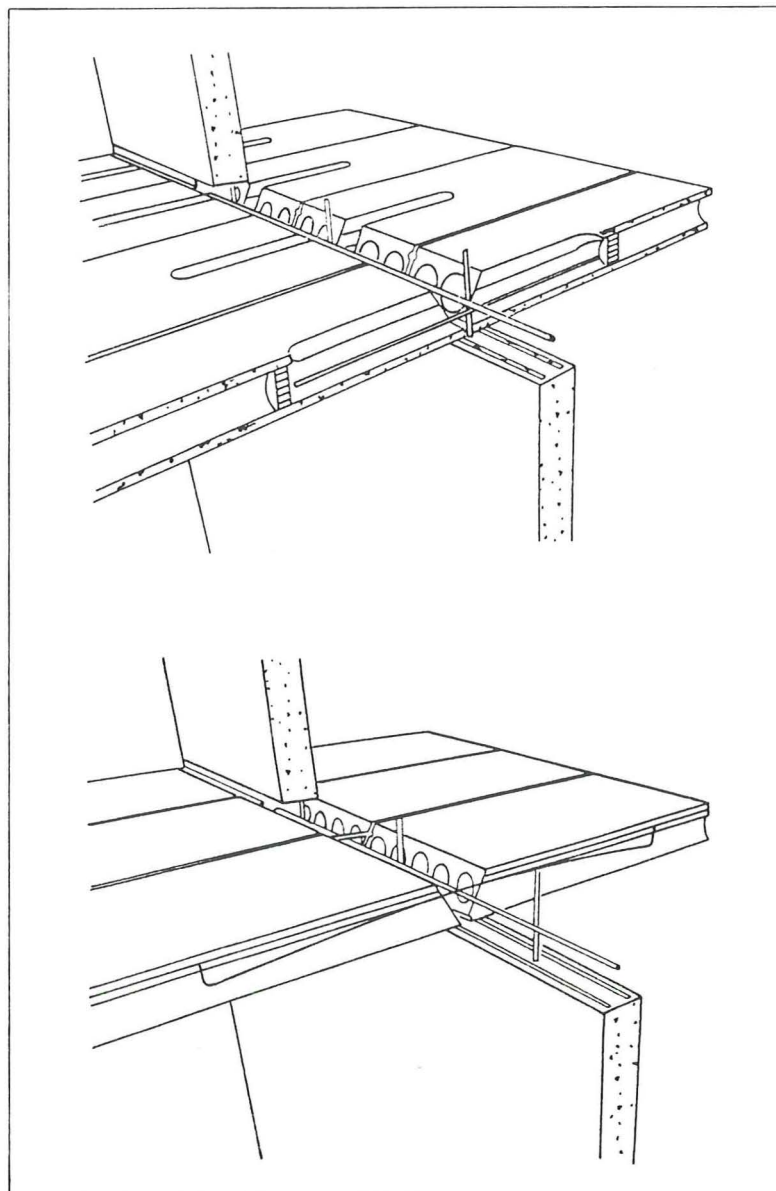


Bild 2.5 Håldäcken läggs upp.

I nästa fas av monteringen läggs håldäckselementen på plats ovanpå väggelementen. Antingen läggs håldäcken upp direkt ovanpå väggelementen utan någon form av upplagsmellanlägg eller så placeras en neopregummiremsa (tvärsnitt t ex 3 x 30 mm) ut på upplagsväggen som sedan håldäcken läggs upp på för att förbättra anläggningen mellan elementen. Som tredje alternativ kan man använda sig av undergjutning. Detta innebär att håldäcket placeras på små plastmellanlägg och senare gjuts mellanrummet mellan elementen igen genom att krympfritt fogbruk vid gjutningen flyter in i mellanrummet. När håldäcken för bjälklaget är på plats armeras långfogarna mellan håldäcken och i anslutningen mellan väggar och håldäck placeras dels en tvärfogsarmering, dels en raskopplingsarmering. I vissa fall monteras även en dubb in i upplagsväggen för att förbinda upplagsväggen med väggen ovanpå på ett tillfredsställande sätt.



Figur 2.1 Fogarmeringen i anslutningsfogen. Raskopplings-
armeringen kan placeras ut på olika sätt /2/.

Därefter påbörjas gjutningsarbetet med att långfogarna först gjuts igen och sedan gjuts anslutningsfogarna mellan väggar och håldäck igen upp till en nivå ca 25 mm under håldäckens överyta.

När fogbruket härdat tillräckligt stryks ett tunt lager av nytt fogbruk ut ovanpå bjälklagskryss-anslutningarna, och mellanläggsbrickor av hårdplast placeras ut som sedan de övre väggelementen skall ställas på. Därefter ställs väggelementen på plats och fogen fylls upp med fogbruk och krympfritt eller expanderande fogbruk fylls på i igjutningshålen i väggelementen för att gjuta fast eventuella dubbar i väggelementen. Vertikal-fogarna mellan väggelementen gjuts därefter igen.

På detta sätt fortsätter monteringen av de resterande våningarna. Ovansidan av bjälklagen beläggs till sist nästan alltid med en tunn övergjutning som normalt är oarmerad.

3 Bjälklagskryssens utformning

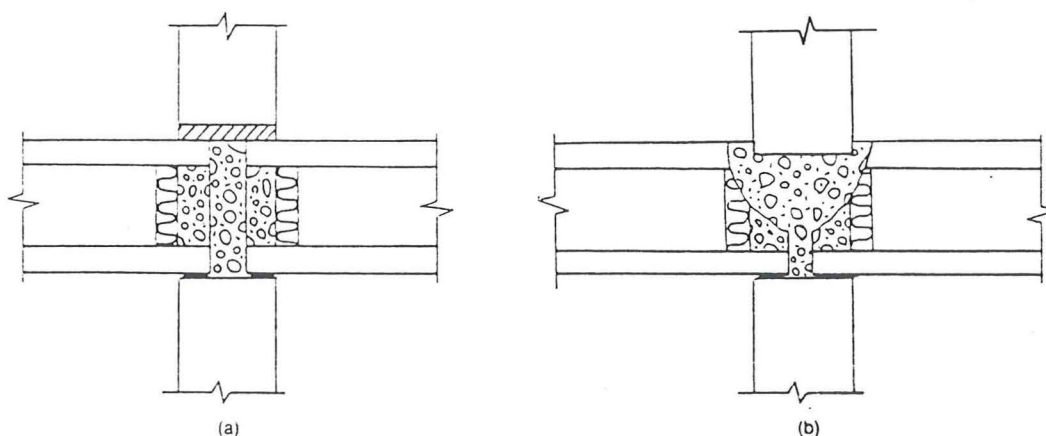
Den klart viktigaste skillnaden mellan en husstomme av prefabricerade betongelement och en stomme av platsgjuten betong är anslutningarnas utformning. Anslutningarna har till uppgift att förbinda stommens olika delar med varandra samt att överföra laster mellan stommens olika delar ner till grundkonstruktionen. För att kunna fylla denna funktion behöver anslutningen utformas på sådant sätt att den i lämplig grad verkar strukturellt integrerande för de olika delarna i stommen.

Anslutningar mellan bjälklag och väggar delas normalt in i innerväggs- respektive ytterväggsanslutningar. Här skall endast den inre anslutningen mellan bjälklag och vägg studeras, ett sk bjälklagskryss. Bjälklagskrysset består av prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement av betong och är av den typ som kan förekomma i flerbostadshus och kontorshus.

3.1 Olika typer av inre anslutningar, - bjälklagskryss

Bjälklagskryss av prefabricerade väggelement och håldäckselement av betong kan utformas på flera olika sätt. Kravet på anslutningen är dock att den uppvisar en strukturell integration av väggar och bjälklag, som uppfyller såväl brott- och bruksgränskraven som kraven vid fortskridande ras. Anslutningen skall även uppvisa en lämplig grad av seghet och deformationsförmåga vid belastning så att en gynnsam omfördelning av stomlasterna är möjlig vid behov.

Det går att urskilja två olika huvudtyper på bjälklagskryssets utformning. Båda är vanligt förekommande och det som skiljer dem åt är i princip att de antingen består av håldäck med raka ändrar eller med avfasade ändrar, se fig 3.1 nedan.



Figur 3.1 Två olika huvudtyper av bjälklagskryss. (a) Raka håldäcksändrar i fogen samt övre väggelementet ovanpå håldäcken. (b) Rundad avfasning av håldäcksändarna och övre väggelementet försänkt i fogen.

De båda huvudtyperna av bjälklagskryss på föregående sida innebär rent strukturellt att anslutningens olika delar belastas lite olika. Bjälklagskryss med raka håldäcksändar medför en mer direkt belastning av håldäcken då lasten förs ned via övre väggelementet till fogen. Detta leder till att håldäcken kläms åt i fogen och en viss grad av fastlåsning av håldäcksändarna fås. Den andra typen, med avfasade håldäcksändar, medför att klämeffekten på håldäcket i anslutningen minskar och vägglasten förs mer över på den smala "fogbalken" mellan håldäckens ändrar i fogen. I båda fallen utsätts håldäcksändarna i fogen för ett negativt tvångsmoment (drag i överkanten på håldäcket). Tvångsmomentet för anslutningen med avfasade håldäcksändar blir dock betydligt lägre. Detta behandlas mer ingående i Kap 4.2.

De båda huvudtyperna av bjälklagskryss ovan kan i sin tur utformas på lite olika sätt. Exempelvis kan elastiska upplagsmellanlägg placeras mellan elementen, eller undergjutning av håldäckselementen utföras. Detta behandlas mer ingående i Kap 3.2 under rubriken *Upplagsmellanlägg*.

3.2 Olika parametrars betydelse för bjälklagskryssets egenskaper och funktionssätt, och hur de bör väljas

Vid dimensioneringen av håldäck betraktas dessa som fritt upplagda. Någon hänsyn tas inte till att en viss inspänningsgrad av håldäcksändarna förekommer i det verkliga bjälklagskrysset. Detta medför vissa oönskade effekter i anslutningen vid olika belastningar. Betydelsen av olika detaljer i bjälklagskrysset varierar och behandlas nedan.

De prefabricerade betongelementen

Vägg- respektive håldäckselement i bjälklagskryss tillverkas normalt med en betonghållfasthet i klassen K40 - K45 respektive K50 - K55. Övre gränsen för hållfastheten hos ett bjälklagskryss begränsas av dessa element, oavsett hur hög fogigjutningens hållfasthet är.

Genom att förse håldäcksändarna i bjälklagskrysset med en avfasning på ovankanten, kan bjälklagets tvångsinspänning vid upplaget minskas eftersom ändarna då inte direkt belastas av den övre väggen. Se fig 3.1.b.

Anliggningen mellan elementen

Beskaffenheten hos anliggningen mellan de prefabricerade betongelementen i anslutningen är av mycket stor betydelse för bjälklagskryssets egenskaper och funktion. Anliggningen skall vara den bästa möjliga, dvs god ytjämnhet på elementytorna i kontaktzonen, men det betyder inte nödvändigtvis att den skall medföra en helt styv anslutning mellan elementen! Speciellt viktigt är detta för håldäckens anliggning mot upplagsväggen. En elastisk anliggning minskar inspänningseffekten för håldäcket och ett mjukt mellanlägg mellan övre väggen och håldäcken, enligt fig 3.2 nästa sida, medför dessutom en lägre belastning av håldäcksändarna.

Upplagsmellanlägg

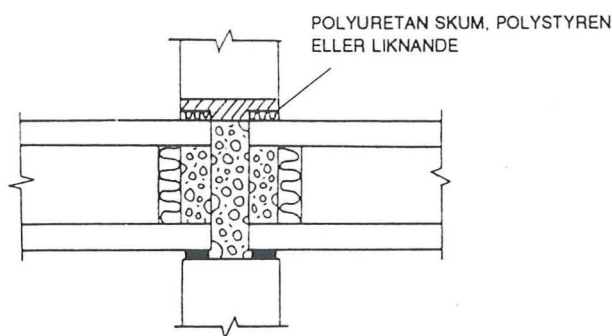
Upplagsförhållandena för elementen i ett bjälklagskryss går att variera en del, vilket innebär att var och en av de båda huvudtyperna av bjälklagskryss i fig 3.1, kan utformas på olika sätt. Det går att välja mellan att;

- (a) placera håldäcken ovanpå upplagsväggen i direkt kontakt med upplagsväggen, dvs element mot element och inga mellanlägg.
- (b) placera ett elastiskt upplagsmellanlägg (en smal remsa) mellan håldäcken och upplagsväggen av t ex naturgummi, styrengummi eller neoprengummi.
- (c) utföra undergjutning mellan håldäck och upplagsvägg, - dvs håldäcksändarna placeras på små upplagsbricker av plast och efter formsättningen gjuts sedan fogen varvid fogbruket tränger in under håldäcket.

Av alternativen ovan medför (b) och (c) en förbättrad anläggning om alternativet (a) inte är fullgott. Alternativet (b) medför dessutom en minskad inspänningsgrad för håldäcken.

Ytterligare kombinationer för anslutningen med raka håldäcksändar enligt fig 3.1.a fås dessutom genom att det övre väggelementets anslutning till bjälklagskrysset kan varieras. Här kan man välja mellan att;

- (d) placera väggen direkt ovanpå håldäcksändarna med enbart en tunn fog av krympfri fogbetong eller fogbruk mellan vägg och anslutning, se fig 3.1.a.
- (e) ha en tunn fog bestående av dels mjuka elastiska mellanläggsremсор av t ex neoprengummi mellan håldäcksändarnas överyta och övre väggelementet samt däremellan och ovanpå mellanlägget krympfri fogbetong eller fogbruk, se fig 3.2.



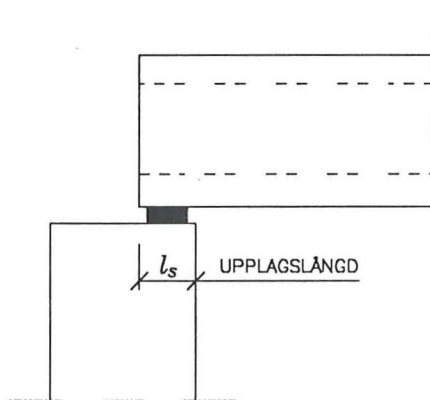
Figur 3.2 Elastiska mellanlägg mellan håldäck och övre vägg /2/.

Effekten av alternativen (b) och (e), är att håldäcksändarna avlastas och lastöverföringen koncentreras till den smala fogbalken mellan håldäcksändarna. I och med detta minskar håldäckets grad av fastlåsning i fogen varvid tvångsmomentet på håldäcksändan reduceras. I gengäld minskar bärförmågan för bjälklagskrysset vad det gäller last från ovanförliggande våningar.

Att placera mjuka och elastiska upplagsmellanlägg i form av gummiremsor mellan upplagsväggen och håldäcken tros kunna minska inspänningsgraden för håldäcken. Den positiva effekten av en sådan anslutningsutformning anses ännu inte vara undersökt tillräckligt för att tillfredställande slutsatser skall kunna dras.

Upplagslängden

Upplagslängden l_s för håldäcken i bjälklagskryssen bestäms med hänsyn till givna toleranskrav, håldäcksdimensionen och bärförmågan hos håldäcket respektive upplagsväggen. Upplagslängden l_s definieras enligt figur 3.3 nedan. Även jämnheten i kontaktzonen mellan håldäck och upplagsvägg påverkar bärförmågan för bjälklagskryssset och därmed valet av upplagslängd. Desto bättre anliggning desto större bärförmåga. Minsta rekommenderade upplagssträcka l_s enligt FIP's rekommendationer /2/ är 60 mm. Vanligen ligger upplagslängden kring 70 - 110 mm beroende på bl a håldäckets tjocklek.



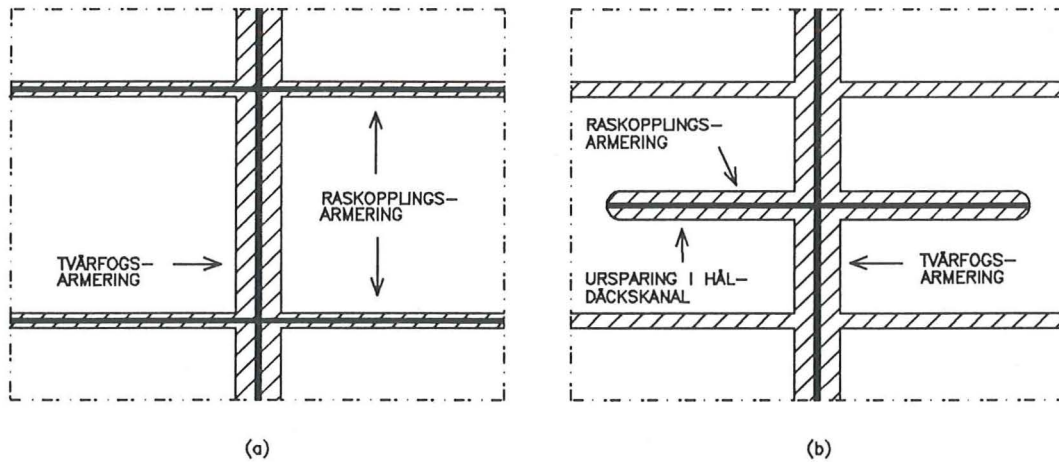
Figur 3.3 Definition av upplagslängden l_s . Notera att det inte är det eventuellt förekommande mellanlägget som definierar upplagslängden.

Fogarmering

Armeringen i en anslutning består dels av raskopplingsarmering, - armering parallell med håldäcken, dels av tvärarmering. Dessutom kan det finnas dubbar ingjutna för att förbinda den undre väggen med den övre samt för att ta upp skjuvkrafter i fogen genom dymlingsverkan i dubben.

Tvärarmeringen i anslutningsfogen har till uppgift att förhindra eller begränsa skjuvdeformationer i långfogarna mellan håldäckselementen och hålla samman håldäcken vid upplagen. Skjuvkrafterna överförs sedan till gavelstommen

Raskopplingsarmeringens funktion är dels att förbinda och integrera håldäcken med väggarna, dels att fungera som sammanhållande av anslutningen vid fortskridande ras. Raskopplingsarmeringen kan placeras på två olika sätt i anslutningen. Antingen ingjuten i en håldäckskanal, eller i långfogen mellan håldäckselementen, se fig 3.4 nästa sida.



Figur 3.4 Två olika sätt på vilket anslutningen kan armeras. (a) Raskopplingsarmeringen placerad i långfoggen mellan håldäckselementen. (b) Raskopplingsarmeringen placerad i håldäckskanalerna.

Om man väljer att använda kamstänger till raskopplingsarmeringen och de placeras i håldäckselementens längsfogar bör armeringen förses med ändkrokar. Används släta stänger skall dessa alltid förses med ändkrokar oavsett om de placeras i en håldäckskanal eller i en långfog! Med hänsyn till att längsfogarna kan öppna sig vid fortskridande ras varvid all förankring för raskopplingsarmeringen kan gå förlorad, rekommenderar FIP /2/ att förbindningsarmeringen placeras i håldäckskanalerna.

Med hänsyn till fortskridande ras rekommenderar FIP /2/ att håldäcksplattorna förankras till upplagskonstruktionen för en dragkraft på minst 20 KN/m (ett minimikrav som även finns i Nybyggnadsregler). Armeringen som används till raskopplingen bör uppvisa hög seghet och töjbarhet (hög gränstöjning). Den skall vara förankrad för stängernas brottlast ($f_{stu} \cdot A_s$) så att hela det plastiska stadiet för stålet helt kan utnyttjas. Väljs armeringskvaliteten Ks40s blir erforderlig armeringsmängd för raskopplingen:

$$Ks40s \Rightarrow f_{st} = f_{yk} = 390 \text{ MPa} \quad (\text{vid fortskridande ras})$$

$$A_{erf} = 20000/390 \cdot 10^6 = 52 \text{ mm}^2/\text{m upplag}$$

vilket innebär minst 1 Ø 8 mm/m upplag

Raskopplingsarmeringen skall avslutas på ett avstånd som är $\geq l_{crit}$ räknat från håldäcksändan. l_{crit} kan uppskattas till att vara lika med spännkraftens förankringssträcka för spännlinorna i håldäcket.

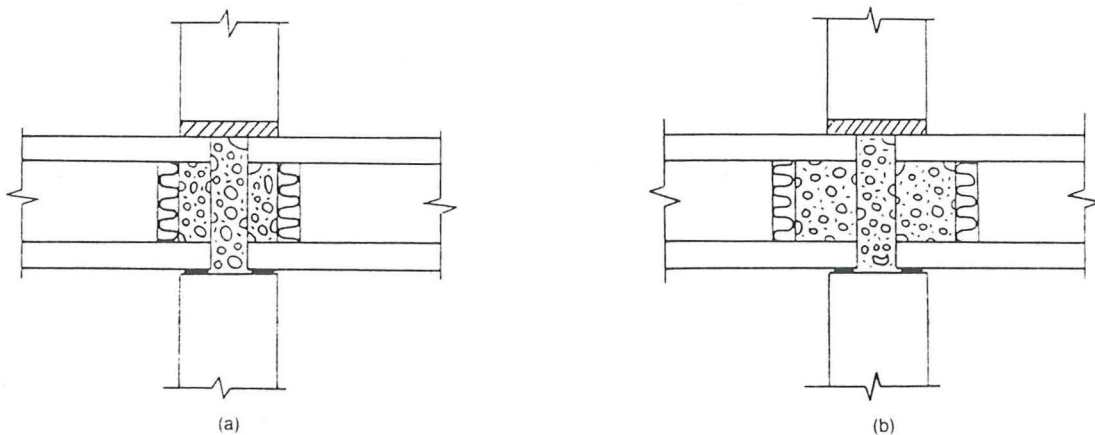
Fogbetongens / Fogbrukets kvalitet

Vid gjutningen av anslutningsfogen används antingen fogbruk eller fogbetong med en lägsta kvalitet motsvarande hållfasthetsklassen K25. Normalt är hållfastheten högre, kring K30 - K50. Fogbetong bör alltid användas då fogspaltsbredden överstiger 80 mm.

Vid undergjutningar används krympfritt fogbruk och vid injekteringsgjutningar av dubbar krympfritt eller expanderande fogbruk. Försök utförda av bl a Johal och Hansson /1/ visar klart att desto högre hållfasthet fogbruket/fogbetongen har desto högre blir anslutningens hållfasthet. Dock begränsas denna hållfasthet av de ingående elementens hållfasthet oavsett om fogbrukets hållfasthet är högre än elementens.

Fogbrukets utfyllnadsgrad i anslutningszonen

Utfyllnadsgraden för fogbruket/fogbetongen i ett bjälklagskryss påverkar anslutningens hållfasthet. Försök har visat (utförda av bl a PCI /1/ och FIP /2/) att igjutna håldäckskanaler ökar anslutningens hållfasthet och fördelar den vertikala belastningen i anslutningen bättre, så att en mer jämn vertikal spänningsfördelning erhålles. Nackdelen är att håldäckens inspänningsgrad ökar vilket är olämpligt ur bl a spricksynpunkt. FIP /2/ rekommenderar att i de håldäckskanaler som inte förses med raskopplingsarmering begränsas igjutningen i kanalerna till håldäckets upplagslängd l_s . Dvs avslutas i plan parallella med väggytorna, se fig 3.5.



Figur 3.5 Den begränsade håldäcksgjutningen enligt (a) medför mindre risk för sprickbildning på grund av tvångsmoment än den breddade igjutningen enligt (b). /2/

I håldäckskanaler med raskopplingsarmering bör såväl armering som igjutningsbruk sträcka sig till att minst finnas inom hela den kritiska längden l_{crit} (= förankringens längden för spännarmeringen).

Adhesion mellan fogbruk och prefabricerade element

I gränssytan mellan elementen och fogbruket uppstår förbindningskrafter av adhesiv karaktär. Dessa adhesiva förbindningskrafter kan vara av betydande storlek och ibland såpass höga att de motsvarar draghållfastheten hos fogbruket. Adhesionen är en av orsakerna till det tvångsmoment som håldäcksendarna utsätts för. Tvångsmomentet behandlas i Kap 4.2.

Spaltbredd / fogbredd

Spaltbredden eller fogbredden mellan håldäckselementens ändrar bör vara minst 40 mm för att tillfredställande fogning av elementen och kringgjutning av armeringsstängerna skall erhållas.

3.3 Utformningsaspekter för bjälklagskryss

Vid utformningen av en anslutning mellan prefabricerade vägg- och håldäckselement av betong, ett sk bjälklagskryss, måste en rad olika faktorer beaktas. De krav som ställs på anslutningen för att den skall fungera tillfredsställande är bl a krav på bärförmåga, bärförmåga vid ras och/eller brand, begränsad deformation, seghet mm. I FIP /2/ har följande designaspekter (a-f) ställts upp med avseende på utformningen av anslutningar:

En anslutning skall utformas så att den;

- (a) binder samman håldäcksbjälklaget med upplagskonstruktionen
- (b) kan överföra dragkrafter till det stabiliserande systemet i konstruktionen. Dragkrafterna kan bli uppstå pga vindlast, lutande strukturdelar, hållfasthetshöjande belastningar, förhindrad deformation, mm
- (c) uppnår tillräcklig skjuvkapacitet (skjuvfriktionseffekt) vid longitudinella och transversella fögrörelser
- (d) balanserar spjälkningseffekten från armeringen i fogarna
- (e) balanserar effekterna av krypning, krympning, temperaturbetingade rörelser och differentierad sättning i anslutningen
- (f) förhindrar horisontell relativ förskjutning av håldäckselementen både i longitudinell och transversell riktning
- (g) kan överföra de vertikala lasterna av egentygnd och nyttig last som härör, dels från ovanförliggande våningar och som förs ned till fogen av väggen, dels från anslutande bjälklag

Om bjälklagskryssen utformas så att de får ett "segt" verkningssätt i brottstadiet med en viss deformationskapacitet, kan en gynnsam omfördelning av krafterna i anslutningen och resten av stommen ske vid behov. Följden blir att stommens motståndsförmåga mot olyckspåverkan ökar och skaderisken reduceras.

Viktigt är också att anslutningen utformas på ett sätt som förhindrar inspänningssprickor från att initiera skjuvbrott av spröd karaktär i håldäcken. Speciellt sprickor inom spännarmeringens förankringssträcka är farligt. En viss relativ förskjutnings- och rotationskapacitet behövs för håldäcken i anslutningen.

4 Mekaniska egenskaper hos bjälklagskryss vid belastning

Behov av rörelser i en husstomme kan uppstå på grund av nyttig last på bjälklag, krypning, krympning, temperaturändringar, sättningar mm. Rörelsebehoven bli speciellt framträdande i anslutningszonerna mellan olika element. Ett bjälklagskryss behöver då en viss grad av seghet och deformationsförmåga för att de olika anslutande delarna skall kunna samverka och överföra krafter sinsemellan.

4.1 Kraftöverföringen i bjälklagskryss

De kraftöverförande mekanismerna i ett bjälklagskryss är tryckkraft, dragkraft och skjuvkraft.

Dragkraftöverföring

Dragkraftöverföringen mellan håldäcken och anslutningsfogen kan delas upp i två stadier beroende på om det skett någon rörelse eller ej i anslutningen:

Stadie I: Ingen rörelse har skett mellan anslutningens delar. Dragkraftöverföringen sker i form av adhesiva dragkrafter mellan fogigjutning och håldäcken samt genom friktionskrafter mellan håldäcken och väggarna.

Stadie II: Först när en viss rörelse sker eller har skett mellan anslutningens delar och vidhäftningen i fogen släppt och kanske sprickor uppstått, börjar raskopplingsarmeringen uppta dragkrafter. Finns det gummimellanlägg så skjuvdeformeras dessa vid glidning och mothållande dragkrafter uppstår. Även i detta stadie bidrar friktionskrafterna i fogytorna mellan elementen till dragkraftöverföringen.

Om det i anslutningen finns ståldubbar mellan väggelementen kan dessa uppta dragkrafter i sin längdriktning.

Vid dimensionering av bjälklagskryss med avseende på dragkraftöverföring mellan anslutande elements anslutningszoner, förutsätts normalt att hela dragkraften skall kunna överföras av förbindningsarmeringen mellan elementen.

Tryckkraftöverföring

Tryckkraftöverföringen i bjälklagskryss sker huvudsakligen genom de ingående elementens anliggning mot varandra eller mot igjutningen i anslutningen. Anliggningstrycket kan begränsas för olika delar i anslutningen genom att variera materialegenskaperna hos fogfyllningar och eventuella mellanlägg. Även betonghållfastheten och armeringen i de prefabricerade vägg- och håldäckselementens anslutningszoner inverkar. Den övre gränsen för tryckkraftöverföring för ett bjälklagskryss bestäms av tryckhållfastheten hos de prefabricerade elementen, oavsett hur stor igjutningens tryckhållfasthet är.

Skjuvkraftöverföring

Den horisontella skjuvkraftöverföringen i bjälklagskryss kan ske på i huvudsakligen två sätt:

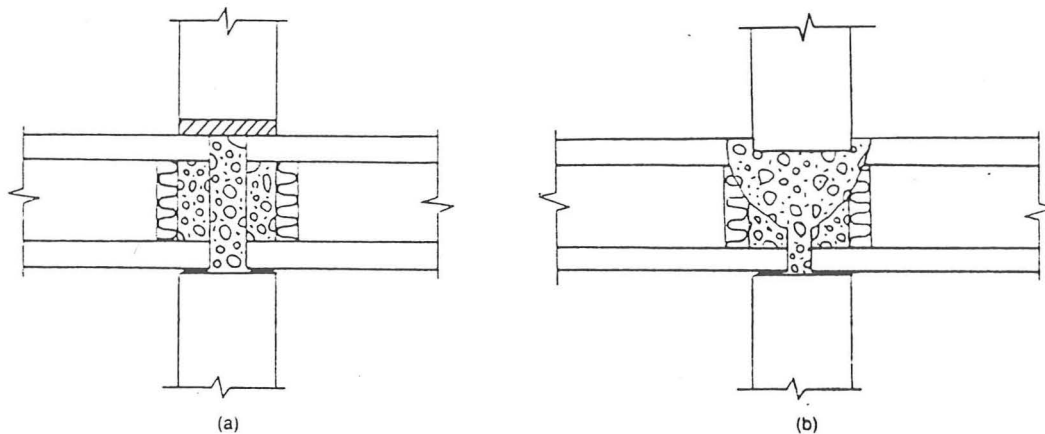
- Genom friktion i fogytorna mellan elementen
- Genom dymlingsverkan i armeringsstänger, och dubbar om sådana finnes

Skjuvkrafter i långfogarna mellan håldäckselementen överförs till och upptas av "fogarmeringsbalken" i anslutningen, dvs av tvärarmeringen och igjutningen i anslutningsfogen mellan mötande håldäcks ändar.

4.2 Inspänningseffekter, - tvångskrafter

Utformningen av håldäckens anslutning i bjälklagskryss leder till att håldäckselementens ändar i större eller mindre grad låses fast i bjälklagskrysset. Begränsade tvångskrafter uppstår då, vars storlek beror på anslutningens eftergivlighet (seghet och deformerbarhet). De uppkommer både innan och under det att rörelser utlöses i bjälklagskrysset. Innan rörelserna uppkommer kan det t ex vara vidhäftningskrafter. Under rörelserna kan det t ex vara friktionskrafter då ett element glider på sitt upplag eller mothållande krafter orsakade av skjuvdeformeringen av ett gummimellanlägg. Tvångskrafterna kan i sin tur leda till spänningskoncentrationer och oönskade sprickbildningar i anslutningsfogen eller rent av i håldäcket.

Faktorer som bidrar till inspänningseffekten av bjälklaget



Figur 4.1 Bjälklagskryss. Raka håldäcksändar (a) respektive avfasade (b) /2/.

Inspänningseffekten av håldäcket i bjälklagskryss av den typ som ses i fig 4.1 ovan, kan orsakas av följande:

- (1) Vägglasten belastar håldäckens ändar direkt eller indirekt varvid dessa kläms fast mellan upplagsväggen och den övre väggen. Denna klämeffekt begränsar håldäckets förskjutning och rotationsförmåga vid upplaget.

- (2) Friktionen som utvecklas i de horisontella gränsyterna mellan bjälklagsändan och det övre respektive undre väggelementet ger upphov till mothållande friktionskrafter som begränsar den horisontella förskjutning av håldäcket.
- (3) Adhesiva vidhäftningskrafter i gränsytan mellan fogbruket/fogbetongen och håldäckselementets ändyta i upplagsfogen.
- (4) Dymlingsverkan orsakad av de "betongpluggar" som bildas då fogbetongen tillåts flyta in i håldäckskanalerna en sträcka. Betongpluggarna bildar styva dymlingar som bidrar till fastlåsningen och kan medföra ett olämpligt sprickläge i eller intill fogen.
- (5) Raskopplingsarmeringen mellan håldäckselementen och upplagskonstruktionen eller mellan håldäckselement på ömse sidor om anslutningen.

Det har visats vid försök utförda av bl a J.C Walraven /6/ vid Högskolan i Delft, att de adhesiva krafterna i gränsytan mellan håldäckselementen och fogbetongen kan vara av betydande storlek. Vidhäftningskraften kan vara av samma storleksordning som fogbetongens draghållfasthet.

Inverkan av den adhesiva vidhäftningskraften och förbindningsarmeringar behöver inte beaktas samtidigt vid beräkning av det negativa tvångsmomentet. Inspänningseffekten av raskopplingsarmeringen behöver man först beakta efter det att tvångskraften blivit så stor att vidhäftningen släpper eller fogbruket/fogbetongen har spruckit. Först då kan förbindningsarmeringen och mellanläggens eftergivlighet börja att begränsa rörelsefriheten för håldäckselementen.

Åtgärder för att minska tvångskrafter

Sålunda finns det följande sätt på vilket inspänningsgraden och därmed tvångsmomentet för håldäcken i bjälklagskryssat kan reduceras:

- (a) Begränsa lasten via den övre väggen som tillförs anslutningen och håldäcken, dvs minska antalet våningar för byggnaden så att klämeffekten reduceras.
- (b) Avlasta håldäcken helt eller delvis med hjälp av elastiska upplagsmellanlägg mellan håldäcken och upplagsväggen och/eller övre väggen.
- (c) Fasa av håldäcksändarna (urtag) så att vägglasten inte direkt påföres håldäcksändarna.

Inspänningsgraden av håldäcken beror dock inte bara på klämeffekten på håldäcksändan utan naturligtvis även på kvaliteten, mängden och läget på raskopplingsarmeringen i fogen. Inverkan av raskopplingsarmeringen kräver dock att håldäcket deformeras en del i fält, dvs en viss nedböjning erfordras. Vad som kan göras här för att minska inspänningsgraden och öka eftergivligheten är att placera raskopplingsarmeringen på litet avstånd över upplagsväggen.

4.3 Bjälklagskryssets deformation och sprickutveckling vid belastning

Seghet och viss deformationsförmåga är nyckelorden för ett bjälklagskryss av prefabricerade betongelement. Fastän en kanske ogynnsam belastning verkar på bjälklagskrysset under bruksförhållanden måste spricknivån och sprickstorleken, hållas minimal! Vid fortskridande ras pga av överbelastning, explosioner eller brand, skall bjälklagskrysset dessutom vara tillräckligt segt i sitt funktionssätt för att de anslutande delarna skall kunna hänga samman och samverka även under dessa extremfall. Det krävs alltså både styvhet i konstruktionen för att minimera sprickor under bruksförhållanden och seghet och deformationsförmåga vid fortskridande ras! Två motsatser där seghet och viss begränsad eftergivlighet är viktigast!

Sprick- och deformationsorsaker

Oönskade rörelser i en husstomme som kan medföra deformation och sprickor kan orsakas av;

- normala laster (såväl statiska som dynamiska)
- krympning, krypning och temperaturändringar i betongen
- vinkeländringar vid upplag
- ojämna sättningar i grundkonstruktion
- olyckslaster vid brand eller explosion

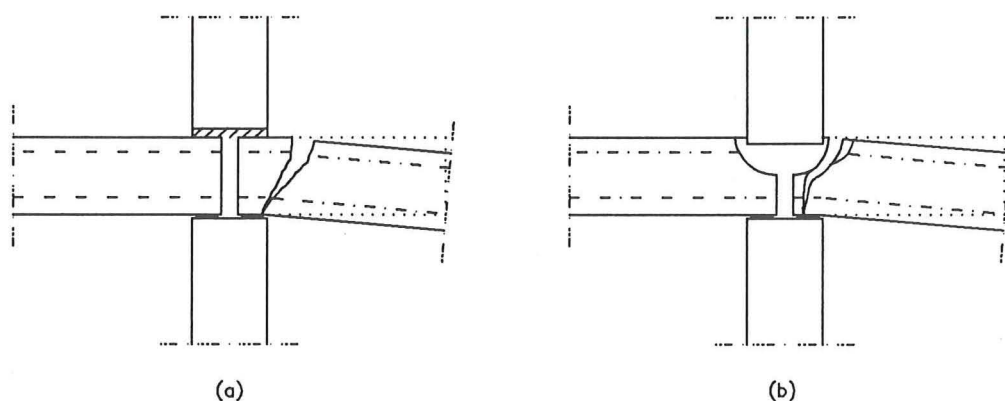
Orsaken till sprickor beror inte bara på rörelser i stommen utan även på andra faktorer. Sprickinitiering i bjälklagskryss kan bero på;

- ursparingar i håldäckens överyta inom anslutningszonen för att placera raskopplingsarmeringen i
- olämplig avslutning av igjutningen i håldäckskanalerna (inom förankringszonen för spännarmeringen)
- olämplig avslutning av raskopplingsarmeringen (läge och form)
- förekomsten av krymp- och tillverkningsprickor i håldäckselementens överyta.

Sprickor

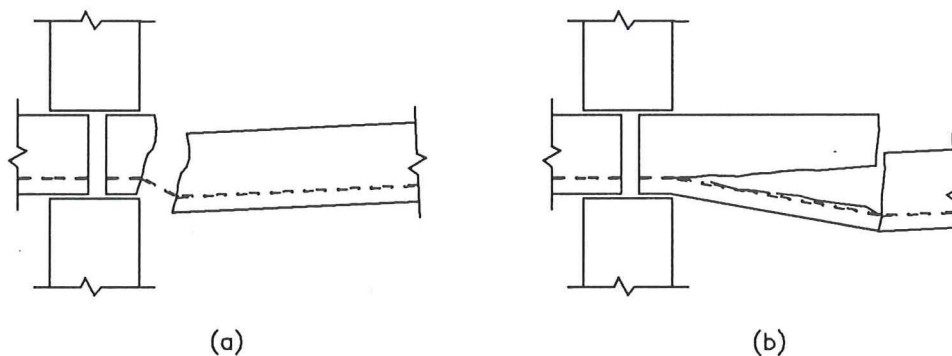
Inspänningseffekten av håldäcksändan i bjälklagskrysset leder till dragspänningar i ovankanten på håldäcket då detta belastas. Följden kan då bli den att det uppstår sprickor i ovankanten på håldäcket av betydande storlek eftersom håldäcken normalt inte är armerade i ovankanten.

Sprickor som uppstår i anslutningszonen på grund av bjälklagets vinkeländring vid upplaget skiljer sig något åt för olika typer av bjälklagskryss. För en anslutning där håldäcksändarna är raka kan böj- och dragsprickor förväntas utvecklas vid upplagskanten eller strax innanför denna. Är däremot håldäcksändarna i anslutningen avfasade (rundat eller rakt avfasade) uppstår sprickorna i fogbruket och i gränsytan mellan fogbruk och håldäck. Se fig 4.2 nästa sida.



Figur 4.2 Sprickor i bjälklagskryss vid belastning av bjälklaget. (a) Raka håldäcksändar. (b) Avfasade håldäcksändar.

Tryckkrafterna mot fogytan kan ge upphov till spjälkeffekter som skall beaktas vid detaljutformningen av bjälklagskryss. Främst de farliga spjälkeffekterna som håldäcken kan utsättas för skall förhindras. Avspjälkning av betongskiktet på undersidan av håldäcken leder till att spännarmeringens förankring reduceras eller i värsta fall går helt förlorad. Se fig 4.3 nedan.

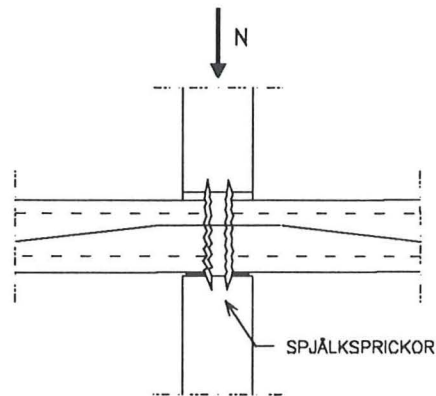


Figur 4.3 Sprödbrott itererat av inspänningssprickor i anslutningszonen. I (a) skjuvbrott pga otillräcklig förankringskapacitet bakom sprickan. I (b) skjuvbrott pga avspjälkning av det undre betongskiktet på håldäcket /5/.

Där igjutningen i hålkanalen avslutas uppstår en diskontinuitet i håldäckselementet som utgör ett potentiellt plan för en sprickutveckling. Av denna anledning bör alla hålkanaler som inte förses med raskopplingsarmering, förses med pluggar som begränsar igjutningen till ett plan parallellt med väggytorna. Se figur 3.5 i Kap 3.

När ett bjälklagskryss påföres en stor vertikal last via den övre väggen kan anslutningsfogen spricka upp i ett antal mer eller mindre vertikala sprickor. Dessa spjälksprickor

har en storlek och tillväxt som till viss del motverkas av raskopplingsarmeringen tvärs genom fogen.



Figur 4.4 Stor vertikal belastning av ett bjälklagskryss leder till uppsjälkning av fogen.

Sprickmönstren i figuren ovan visar tydligt hur lasten överförs i anslutningen.

4.4 Beräkning av vertikalhållfastheten för bjälklagskryss

När ett bjälklagskryss påföres en vertikallast från den övre väggen (last från ett antal ovanförliggande våningar som förs ned till anslutningen av den övre väggen), överförs lasten till upplagsväggen;

- dels via den smala fogbruks/fogbetongs - spalten mellan håldäckens ändar,
- dels via håldäcksändarna och eventuellt förekommande upplagsmellanlägg.

Innan anslutningsfogen spruckit överförs största delen av lasten via fogbruksspalten medan en mindre del överförs via håldäcken och eventuella mellanlägg. Storleken och kapaciteten på lastöverföringen via håldäcken beror på anläggningen mellan vägg- och håldäckselement samt av förekomsten av mjuka elastiska upplagsmellanlägg.

Anläggningsspringor medför en reducerad och ojämn lastöverföring som inte ökar förrän springan börjar pressas samman. Föjden blir oönskade påkänningskoncentrationer där anläggningen är god. Elastiska mellanlägg (i vissa fall mjuka) mellan ingående element medför även de en reducerad lastöverföring som inte ökar förrän mellanlägget har pressats samman en bit.

Hur stor kapacitet på lastöverföring som bjälklagskrysset har;

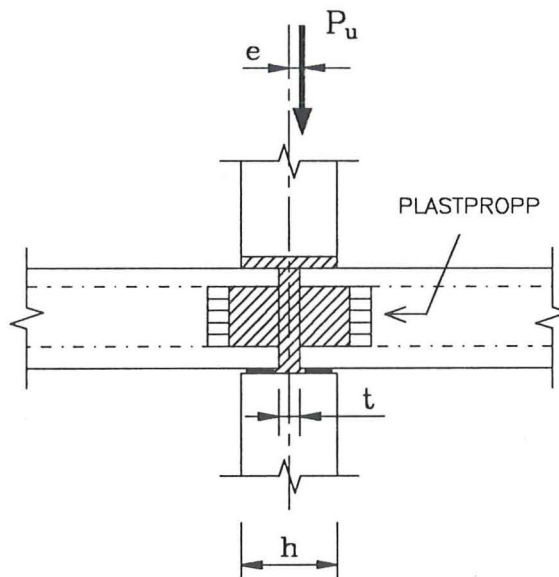
- (a) via mellanlägg bestäms av mellanläggets materialstyvhet och sammantryckning,
- (b) via håldäcken bestäms av tryckhållfastheten och styvheten för håldäcket och igjutningen i kanalerna,
- (c) via fogbruket/fogbetongen bestäms av dess tryckhållfasthet.

Den minsta av (a) och (b) ger lastöverföringskapaciteten via håldäcken. Även armeringen i anslutningsfogen bidrar till att öka bärförmågan. Exempelvis motverkar raskopplingsarmeringen uppsjälkning av fogen. Övre gränsen på bjälklagskryssets vertikala bärförmåga begränsas av de ingående elementens hållfasthet. För väggarna är det framförallt spjälkning och kantbrott som begränsar.

Uttryck för beräkning av vertikalhållfasthet

Flera uttryck för att beräkna vertikalhållfastheten för bjälklagskryss har tagits fram, baserade på teoretiska analyser eller försöksresultat. Amerikanska Prestressed Concrete Institute, PCI /1/, har tagit fram flera sådana uttryck baserade på främst försöksresultat.

I PCI /1/ presenterar L.S. Johal och N.W. Hanson ett uttryck för beräkning av vertikalhållfastheten för bjälklagskryss bestående av prefabricerade vägg- och håldäckselement av betong. Detta uttryck är baserat på försöksbelastningar av bjälklagskryss där olika parametrar varierats och gäller för bjälklagskryss med raka håldäcksändar.



Figur 4.5

Vertikal bärförmåga:
$$P_u = \frac{t L}{k} f_u C R_s \quad [N] \quad (4.1)$$

där P_u = anslutningens vertikala bärförmåga (N)
 t = fogspaltens vidd (m)

L = fogspaltens längd (m)
 f_u = maximal tryckhållfasthet för fogbruket/fogbetongen definierad som:

$$\text{min av } \begin{cases} f_g & [Pa] \\ f'_{c,vägg} & [Pa] \end{cases}$$

(4.1a)

$$\text{dock max } \begin{cases} = 0.8 f'_{c,vägg} & [Pa] & \text{om väggen inte} \\ & & \text{är spjälkarmerad} \\ = 1.25 f'_{c,vägg} & [Pa] & \text{överhuvudtaget} \end{cases}$$

f_g = cylinderhållfastheten hos fogbruket/fogbetongen bestämd för 152 x 305 mm cylindrar (Pa)

$f'_{c,vägg}$ = väggbetongens tryckhållfasthet (Pa)

k = andel av vertikallasten som överförs via fogspalten

$$= 0.65 + \left[\frac{f_g / 0.0069 - 2500}{50000} \right] \quad (4.1b)$$

för f_g i MPa

R_e = reduktionsfaktor för excentriskt belastade väggar = $1 - 2e/h$

e = lastexcentriciteten räknat från lastens angreppspunkt till centrum av fogspalten (m)

h = väggjockleken (m)

C = faktor för fyllda resp. ofyllda håldäckskanaler bestämd enligt:

fyllda håldäckskanaler:

$$C = 1.4 \sqrt{\frac{2500}{f_g / 0.0069}} \geq 1.0 \quad (4.1c)$$

för f_g i MPa

ofyllda håldäckskanaler: $C = 1.0$

Ekvation 4.1 ovan är baserad på följande försöksförhållanden:

1. Håldäcken i anslutningen hade raka ändar, (se fig 4.5 ovan).
2. Tryckhållfastheten f_g för fogbruket varierade mellan 20.7 - 46.9 MPa.
3. Ingen raskopplingsarmering i håldäckskanalerna som förband håldäcken med upplaget.
4. Väggarerna var armerade mot spjälkning.
5. Upplagsmellanlägg i form av 3 x 51 mm plastremсор med $E = 345$ MPa.
6. Fogspaltens bredd ca 76 mm.
7. Igjutningen i håldäckskanalerna avslutades ca 25 mm utanför vägg-ytornas plan (, - utanför upplagskanten).
8. Väggtjocklek 200 mm.
9. Håldäckens upplagslängd l_s var ca 64 mm.

Den teoretiska bärförmågan beräknad med den förslagna ekvationen ekv 4.1 ovan gav resultat som stämde rätt så väl överens med de erhållna provresultaten som den baserats på, samt även mot tidigare utförda liknande försök.

Beräkning av den vertikala bärförmågan P_u enligt ekv 4.1 begränsar den maximalt användbara fogigjutningens hållfasthet f_u , så att bjälklagskryssets hållfasthet mer beror av fogbrott än av väggspjälkning. Det går att öka fogigjutningens hållfasthet och därmed bjälklagskryssets bärförmåga, genom att välja lämpliga värden på fogigjutningens och väggens hållfasthet, spjälkarmera väggen, och genom begränsad igjutning av håldäckskanalerna. Men, fogigjutning med hög hållfasthet kan endast utnyttjas effektivt om väggarerna har hög hållfasthet och är armerade mot spjälkning, samt om fogigjutningen i håldäckskanalerna är begränsad (se fig 3.5 i Kap 3).

Nedan ges ett beräkningsexempel på bärförmågan för ett bjälklagskryss enligt ekv 4.1 ovan.

Exempel 4.1 Beräkning av vertikal bärförmåga.

För ett bjälklagskryss enligt figuren 4.5 ovan gäller följande:

(Materialvärden från BBK 79 och Betonghandboken.)

väggelementen är inte armerade mot spjälkning

$t = 40$ mm

$L = 1000$ mm

fogbruk: kubhållfasthet 35 MPa

väggbetong K45: tryckhållfasthet $f_{ck} = 32.0$ MPa (på säkra sidan)

Cylinderhållfastheten är ca 77 % av kubhållfastheten enligt diagram i Betonghandboken /9/.

ekv 4.1.a ger:

$$f_u = \min \text{ av: } \begin{cases} f_g = 35 \cdot 0.77 = 27 \text{ MPa} \\ f_{c,v\ddot{a}gg} = 32 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{dock max} = 0.8 \cdot f'_{c,v\ddot{a}gg} = 0.8 \cdot 32 = 25.6 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_u = 25.6 \text{ MPa enligt ekv 4.1.a}$$

ekv 4.1.b ger:

$$k = 0.65 + \left[\frac{25.6 / 0.0069 - 2500}{50000} \right] = 0.674$$

$$e = 0 \quad \Rightarrow \quad R_e = 1 \quad (\text{antag ideala f\ddot{o}rh\ddot{a}llanden})$$

ekv 4.1.c ger f\ddot{o}r fyllda h\dd{a}ld\dd{a}ckskanaler inom v\dd{a}ggarnas ytplan:

$$C = 1.4 \sqrt{\frac{2500}{25.6 / 0.0069}} = 1.15 \geq 1.0 \quad \text{ok!}$$

insatt i ekv 4.1 f\dd{a}s bj\dd{a}lklagskryssets vertikala b\dd{a}rf\dd{o}rm\dd{a}ga till:

$$P_u = \frac{0.040 \cdot 1}{0.674} \cdot 25.6 \cdot 10^6 \cdot 1.15 \cdot 1 = 1757 \text{ KN/m}$$

Om varje v\dd{a}ning i ett bostadshus medf\dd{o}r en belastning p\dd{a} ca 58 KN/m v\dd{a}gg (egen-tyngd och nyttig last, - se ber\dd{a}kning i Bilaga D) s\dd{a} motsvarar detta lasten fr\dd{a}n ca 30 v\dd{a}ningar i ett bostadshus!

Med ekvation 4.1 g\dd{a}r det genom ett iterativt f\dd{o}rfarandet \dd{a}ven att ta fram en l\dd{a}mplig fogbruks/fogbetongskvalitet genom ber\dd{a}kna ett v\dd{a}rde p\dd{a} f_u d\dd{a} vertikallasten P_u \dd{a}r given.

5 Försökens omfattning och provkropparnas utformning

Att utvärdera anslutningen mellan prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement av betong, ett sk bjälklagskryss, genom provning är inte helt okomplicerat. I en verklig konstruktion, dvs ett bostadshus, har man vägg- och håldäckselement som är av betydande storlek och som dessutom är fogade till varandra. Exempelvis innebär sammanfogningen av håldäcksplattorna att bjälklaget kommer att samverka och fungera som en enhet då det belastas på olika sätt. Denna samverkan vid belastningar påverkar bjälklagskryssets på sätt som med rimliga provningsmetoder är svåra att efterlikna, och en rad frågeställningar dyker då upp: Hur skall provkroppens form, storlek mm väljas? Hur skall provuppställningen se ut för att ge tillfredsställande resultat? Slutligen, hur hanteras sammanfogade provkroppar så att fogen ej störs då de måste lyftas på plats?

5.1 Provningens syfte och omfattning

Syfte

Provningen av bjälklagskryss syftade till att ge underlag för en bedömning av funktionen hos anslutningen mellan prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement av betong. Anslutningen, som ses i fig 5.1, utgör en vanligt förekommande konstruktionslösning i en del typer av bostadshus.

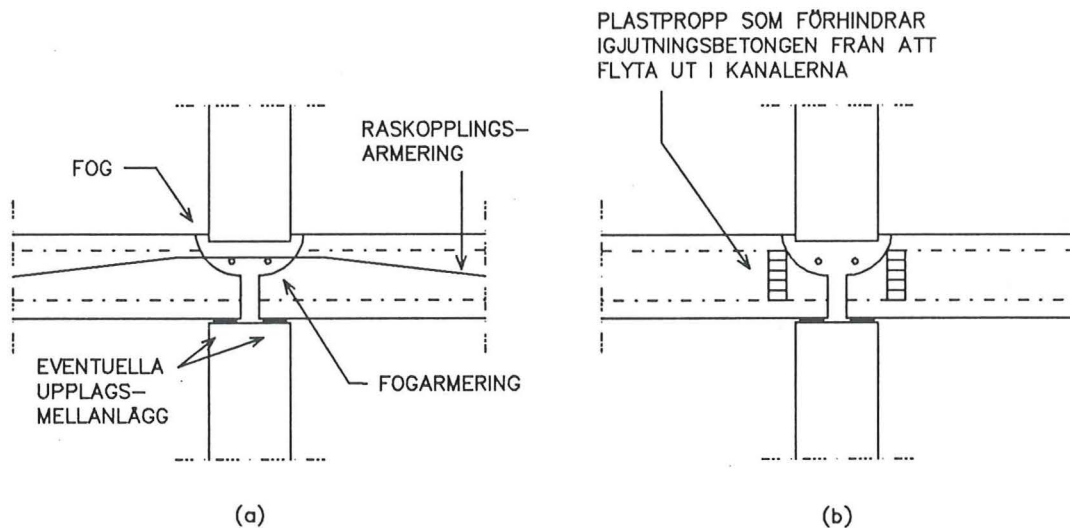


Fig 5.1 Figurerna ovan visar hur anslutningen mellan prefabricerade vägg- och håldäckselement av betong är utformad. I (a) ses ett snitt visande raskopplingsarmeringens placering i fogen och i kanalerna. Där raskopplingsarmeringen slutar i kanalen, placeras en plastpropp för att förhindra att fogbetongen flyter ut i kanalen. I (b) ses ett snitt visande plastproppar i de kanaler som inte är försedda med raskopplingsarmering, för att förhindra att fogbetongen flyter ut i kanalerna.

Bedömningen av anslutningens funktion görs med avseende på;

- upplagets vertikala bärförmåga
- upplagszonens och anslutningens deformationsbild
- funktionen hos upplaget med hänsyn till sprickbildning och spjälkning
- anslutningszonens beteende
- hur förekomsten av mjukt upplagsmellanlägg inverkar på bjälklagskryss

då väggen och bjälklaget belastades på olika sätt med varierande lastnivåer.

Omfattning

För att begränsa omfattningen av provningen utvärderades endast bjälklagskryss med;

- en typ av förespända håldäckselement, typbeteckning HD/F 120/19
- en typ av väggelement
- två olika typer av upplagsförhållanden mellan håldäcken och upplagsväggen;
 - inget upplagsmellanlägg, dvs element mot element (betong mot betong)
 - upplagsmellanlägg form av neoprengummiremsor (tvärsnitt 3 x 30 mm)
- samma armering i alla fogar inom en provserie
- en typ av fogbruk i anslutningsfogen vid fogningen av elementen.

När det gällde valet av provkroppar var det lämpligt att ta fram två olika typer av provkroppar, en mindre och en större. Dessa finns beskrivna i Kap 5.2 - 5.3. På dessa provkroppar utfördes tre olika försök med olika belastning av provkropparna. Försöken redovisas i Kap 6, 7 och 8. Valet av form och storlek på provkropparna, samt valet av provuppställningar medförde att en mängd information om själva håldäckselementet kom att erhållas!

Kontroll av betongens tryckhållfasthet

Som en del av försöken utfördes en omfattande provning av tryckhållfasten för den betong som användes vid tillverkningen av vägg- och håldäckselementen samt för fogbruket som användes vid fogningen av elementen.

5.2 Utformning och tillverkning av vägg- och håldäckselementen

Väggelementen

Till både provkropp 1 och 2 användes små väggelement som skulle representera de verkliga väggarna i bjälklagskrysset. I fallet med provkropp 2 skulle väggen inte komma att belastas med laster av en storlek som skulle medföra risk för spjälkning av väggen. Däremot skulle väggelementen i provkropp 1 komma att belastas med laster i närheten av spjälkbrottlasten. Trots detta armerades inte väggarna mot spjälkning. Anledningen var att då skulle armeringen i provkropparnas väggar avvika alltför mycket från armeringsutformningen i de väggar som produceras för verkliga byggnadsobjekt! För att till viss del kompensera för valet att inte spjälkarma väggarna, valdes en lägre vägghöjd för provkropp 1 än provkropp 2, 300 mm istället för 400 mm. Genom valet av så pass

låga vägghöjder, minskades också risken för att provkropparna skulle böja ut i fogen mellan elementen på ett oönskat sätt, då väggar belastades.

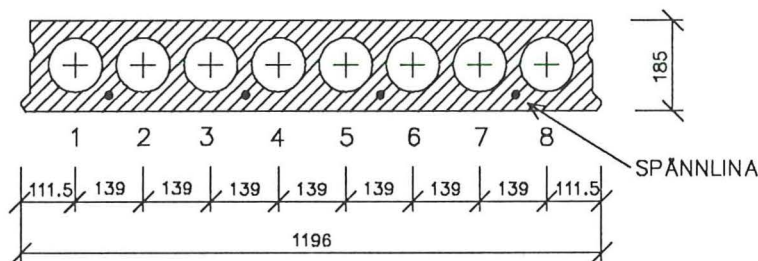
Kompleta tillverkningsritningar för väggelementen som tillverkades av betongkvaliteten K45, stående i batterigjutformar enligt Kap 2.1, återfinns Bilaga E.

Håldäckselementen

Till båda provkropparna användes samma typ av förespända håldäckselement. Ett håldäck med 8 cirkulära hålskanaler, bredden 1200 mm och höjden 185 mm (typbeteckning HD/F 120/19). Storleken på håldäcken varierade. Dels fanns längden 7200 mm och 500 mm för provkropp 2 dels ett mindre för provkropp 1 som var 600 mm brett och 500 mm långt.

Dimensioneringen av håldäcken utfördes med hjälp av ett datorprogram /DP/ enligt BBK 79's regler och baserades på det 7200 mm långa elementet. De materialvärden som användes vid dimensioneringen var de karakteristiska, hämtade dels ur BBK 79, dels från tillverkaren av spännlinor. Ingen beaktning av säkerhetsklasser eller liknande togs.

Resultatet av dimensioneringen visade att det erfordrades minst 4 stycken förespända linor för att uppfylla BBK's krav på nedböjning. En dimensionering enligt normalt förfarande med hänsyn till säkerhetsfaktorer mm, gav även den som resultat att 4 stycken spännlinor behövdes. Resultatet blev således ett håldäck, av betongkvaliteten K50, med följande tvärsnittsutförning:



Figur 5.2 Håldäckets tvärsnittsutförning.

Kompleta tillverkningsritningar för håldäckselementen återfinns Bilaga E.

Håldäckselementen tillverkades enligt stränggjutningsprincipen som beskrivits i Kap 2.1. Efter uppkapning i önskade dimensioner lagrades de färdiga håldäckselementen utomhus, se bild 5.1 och 5.2 nästa sida.



Bild 5.1 Håldäckselementen.

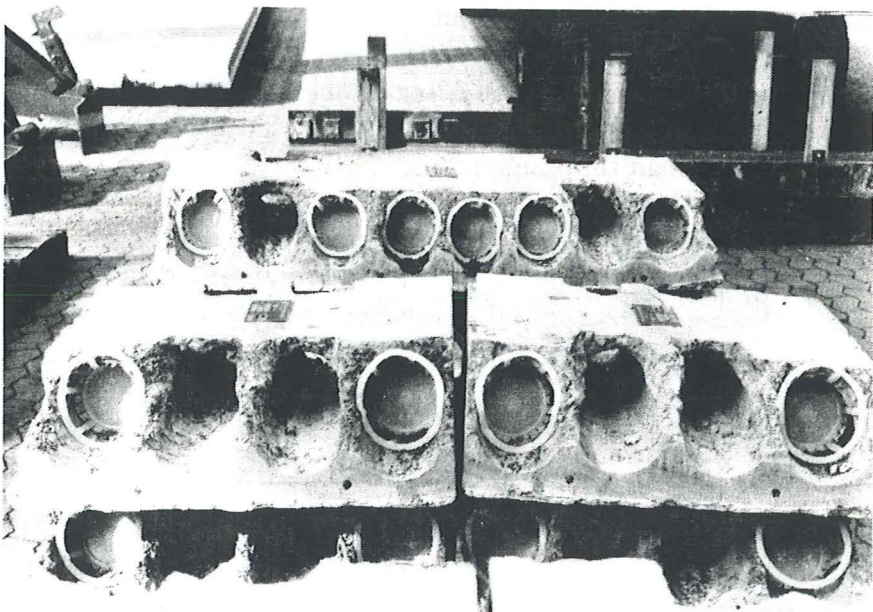


Bild 5.2 De korta håldäckselementen.

Observationer från elementtillverkningen

Vid väggelementtillverkningen hamnade armeringen lite snett i elementen pga svårigheterna att fixera armeringens läge, samt pga vibreringen av betongen. Täcksiktsskravet på 20 mm uppfylldes dock hyfsat.

Håldäckselementen fick en något ojämn och skrovlig överyta vid tillverkning vilket berodde på strängpressmaskinen som användes. Några sprickor kunde ej noteras, inte ens kring den avfasning som gjordes i elementens ena ände. Överhöjningen hos de långa 7,2 m elementen efter tillkapningen varierande mellan ca 8 och 12 mm.

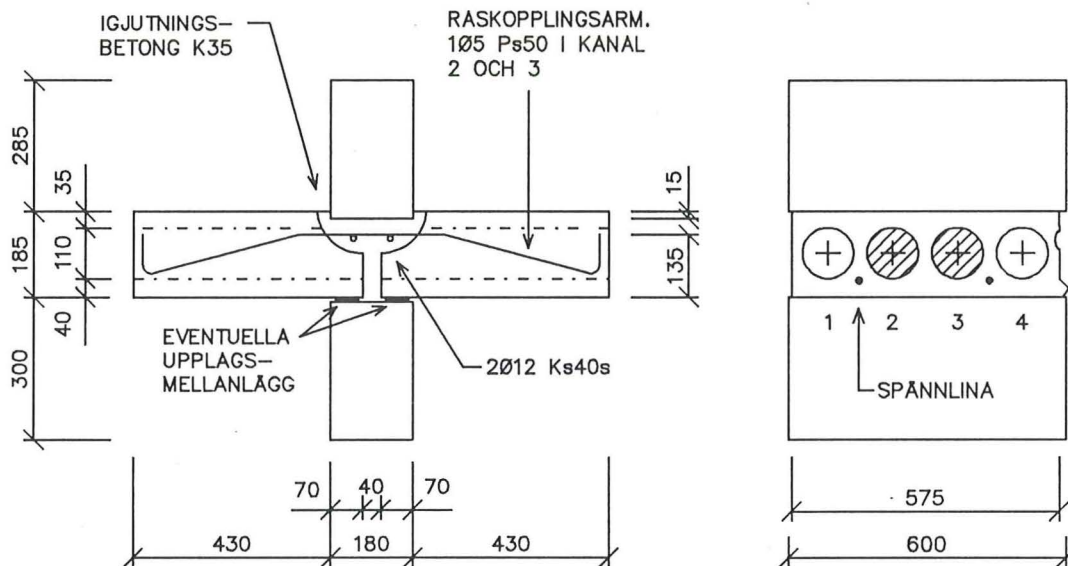
Tillverkningen av vägg- och håldäckselementen skedde vid Skanska Prefab AB's fabrik i Uppåkra utanför Lund.

5.3 Provkropparna

Till provningarna behövdes två olika typer av provkroppar. Båda provkroppstyperna bestod av sammanfogade vägg- och håldäckselement och tillverkades vid Skanska Prefab AB's anläggning i Uppåkra, ca 14 dgr efter det att elementen gjutits.

Beskrivning av provkropparna

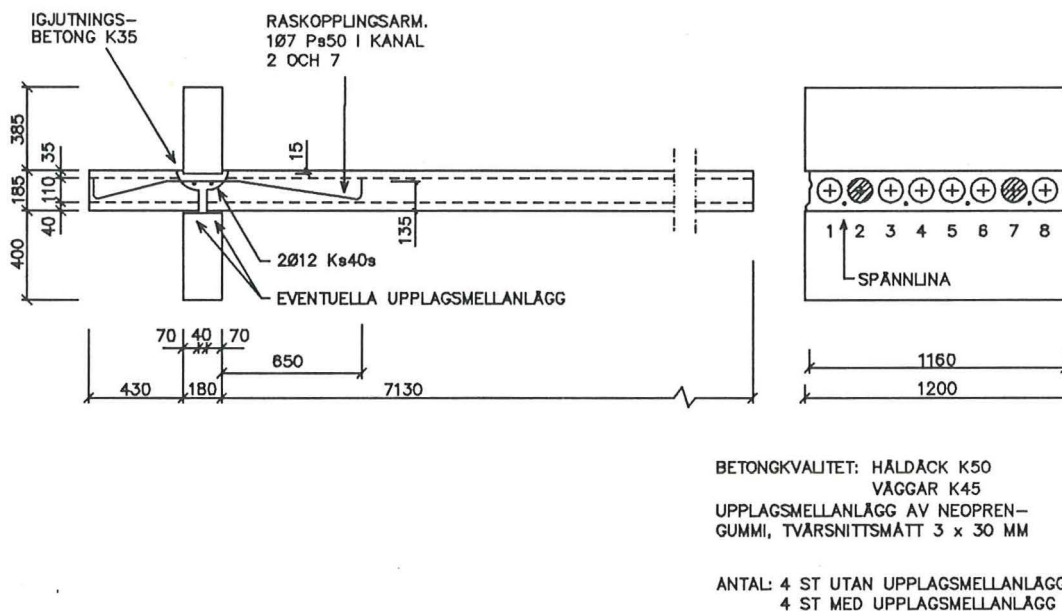
PROVKROPP 1



BETONGKVALITET: HÅLDAČK K50
VÄGGAR K45
UPPLAGSMELLANLÄGG AV NEOPREN-
GUMMI, TVÄRSNITTSMÄTT 3 X 30 MM

ANTAL: 6 ST UTAN UPPLAGSMELLANLÄGG
6 ST MED UPPLAGSMELLANLÄGG

Figur 5.3 Provkropp 1

PROVKROPP 2

Figur 5.4 Provkropp 2

För både provkropp 1 och 2 ovan gäller att:

- Håldäckskanaler utan raskopplingsarmering försågs med plastpluggar för begränsad igjutning enligt fig 5.1.b.
- Hälften av provkropparna försågs med upplagsmellanlägg i form av en neopren-gummiremsa med tvärsnittsmåttet 3 x 30 mm, ca 10-15 mm från kanten på upplagsväggen.

Fogning av elementen till provkropparna

Ihopfogningen av elementen till provkroppar, bjälklagskryss, skedde i två etapper, - helt enligt de metoder som används ute på byggarbetsplatserna! Beskrivningen av fogningsförfarandet nedan görs för provkropp 1, men gäller även för provkropp 2.

Etapp 1

Väggelementen ställdes upp och i vissa fall placerades ett upplagsmellanlägg ovanpå väggen i form av en neopren-gummiremsa med tvärsnittsmåttet 3 x 30 mm, ca 10 mm in från väggkanten. Därefter lades håldäckselementen upp ovanpå väggen. För att förbättra anläggningen mot väggen användes endast ett punktstöd i andra upplagsändan för håldäcken.

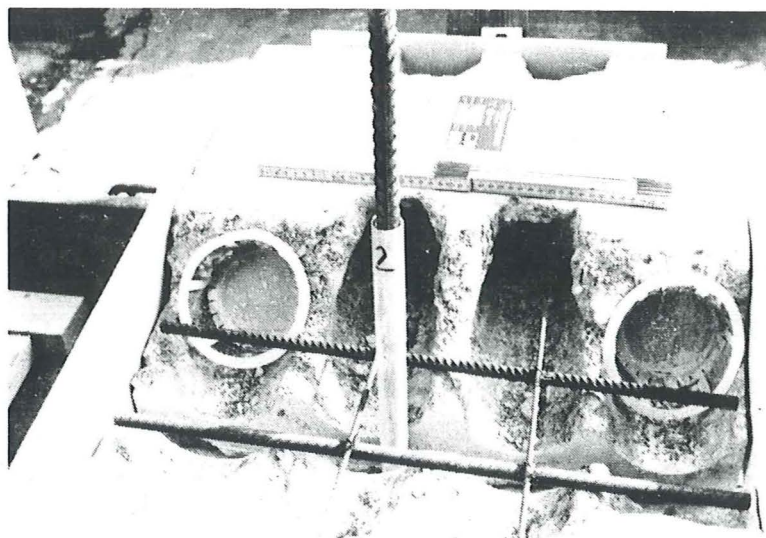


Bild 5.3 Armeringen i anslutningsfogen. **Observera** att den vertikala armeringsstången och plaströret **ej** ingick i armeringen, utan togs bort före gjutningen.

Sedan placerades fog- och raskopplingsarmeringen ut i fogen. Raskopplingsarmeringen hamnade ca 135 mm ovanför väggens överyta (även verifierat efter genomförda prov). Slutligen göts fogen igen med K35 igjutningsbruk upptill en nivå ca 25 mm under håldäckselementens överyta. I håldäckens kanaler fanns det plastpluggar för att förhindra att fogbruket trängde ut i hålkanalerna på ett oönskat sätt (jfr figur 5.1.b).

Etapp 2

Nästa dag inleddes etapp 2. Plastupplag placerades ut i fogen för att ställa det övre väggelementet på. Plastupplagen bestod av samma tunna brickor av hårdplast som normalt används, men nedskurna till en mindre upplagsyta för att inte störa fogen alltför mycket (ca 15 x 20 mm för provkropp 1 och 40 x 70 mm för provkropp 2).

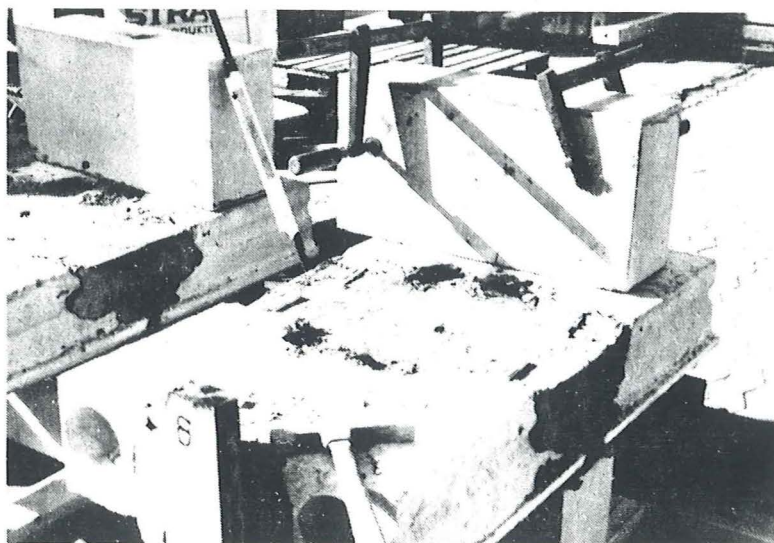


Bild 5.4 Övre väggen placerades på 4 plastbrickor.

Därefter ströks ett tunt lager av fogbruk ut över fogen på den yta där den övre väggen skulle ställas. Slutligen sattes den övre väggen på plats och resten av fogen fogades. Stor omsorg ägdes åt att få avståndet mellan motstående hörn hos övre och undre väggen lika. Det var av mycket stor betydelse för belastningen av provkropparna vid försöken att ytorna var planparallella! Största uppmätta skillnaden efter att fogbruket härdat var 2 mm. Resultatet kan ses i fig 5.3 och 5.4 samt i bild 5.5 och 5.6 nedan.

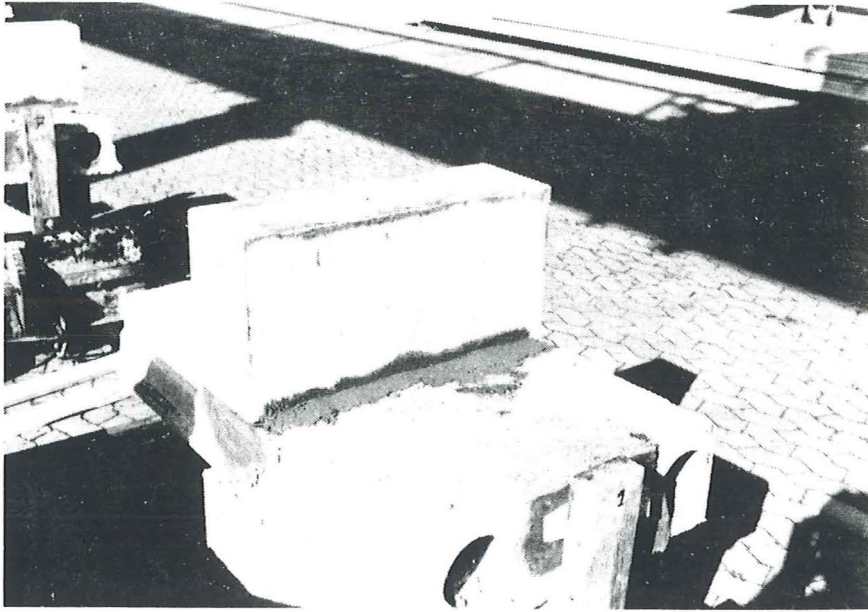


Bild 5.5 Provkropp 1.

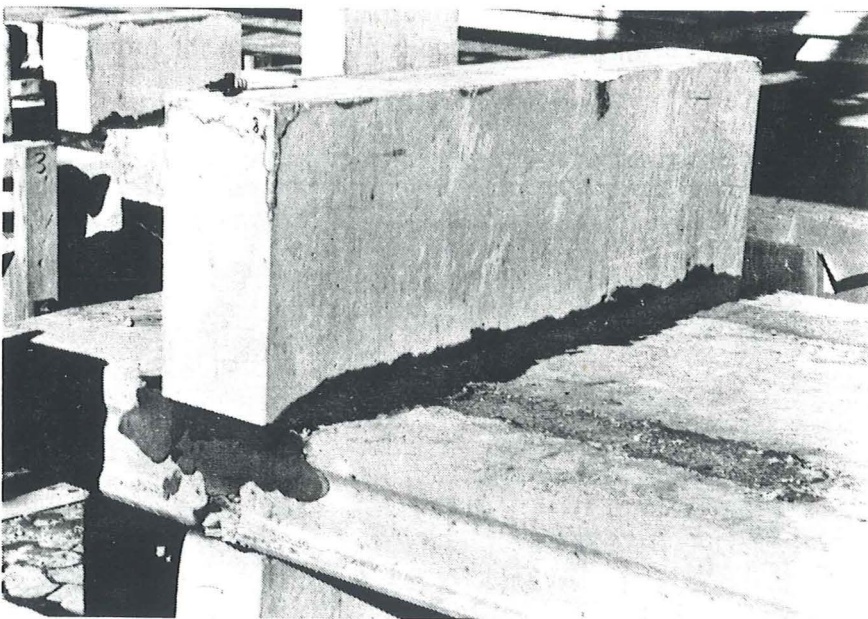


Bild 5.6 Provkropp 2.

Kommentar till provkroppstillverkningen

Vid sammanfogningen av elementen var det svårt, ibland omöjligt, att undvika dålig upplagsanläggning mellan håldäcken och upplagsväggen! Detta berodde på att upplagsväggens ovansida vid tillverkningen blivit något ojämn. Konsekvenserna av den i vissa fall dåliga anläggningen kom att visa sig vid försöken på provkropparna, men beaktas bör då att syftet med försöken var att efterlikna verkligheten och inte idealisera den!

5.4 Kontroll av betongens tryckhållfasthet

För att göra försöken mer kompletta utfördes även en omfattande provning av tryckhållfastheten för den betong som användes vid elementtillverkningen, samt även för det fogbruk som användes vid elementfogningen.

Tryckhållfastheten efter ca 28 dygn bestämd som normkubhållfastheten (15 x 15 x 15 cm kuber):

	Antal prov	Uppmätt tryckhållfasthet (MPa)		Angiven hållfasthetsklass, f_{ck} (MPa)	
		intervall	medelvärde		
väggelement	5	48 - 52,4	49	K45	32.0
håldäck *	39	35,3 - 47,2	42	K50	35.5
fogbruk	3	25 - 36,4 **	40 **	K35	25.0

* För håldäcken bestämdes objekthållfastheten för en stor mängd provkroppar utsågade ur håldäcken och resultatet räknades om till värden motsvarande kubhållfastheten, enligt /11/.

** Ett dygns hållfastheten 25-36.4 MPa omräknad till 28 dygns hållfastheten 40 MPa enligt /8/.

Tryckhållfasthetenprovningen utfördes av personal vid Skanska Prefab AB.

5.5 Hantering av provkropparna

Ett stort problem i samband med försöken var hur provkropparna skulle hanteras då de förflyttades från uppställningsplatsen för att placeras i provriggen. Det gällde att hitta ett sätt att hantera provkropparna på, genom vilket anslutningsfogen mellan elementen förblev helt ostörd och sprickfri före försöken! Dessutom skulle hanteringen vara effektiv, säker och snabb. Det skulle vara möjligt för en person att sköta hanteringen på ett sådant sätt att försöken skulle kunna utföras inom rimliga tidsgränser.

För hanteringen av provkropparna tillverkades därför ett par "lyftkors" av stålprofiler. De fungerade på så sätt att de klämde ihop bjälklagskrysset och fixerade det relativa läget mellan upplagsväggen och håldäcken. Friktionen mellan lyftkorsen och provkroppen medgav sedan att provkroppen kunde lyftas med "lyftkorsen" och hanteras på ett enkelt och säkert sätt, utan att anslutningsfogen blev störd och började spricka. Bild 5.7

nedan visar den större provkroppen under transport.

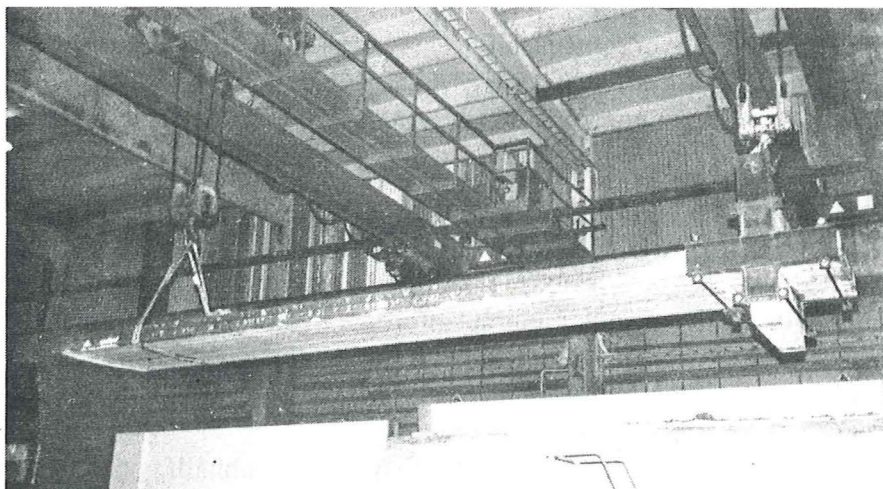


Bild 5.7 Den större provkroppen ihopklämd och lyft med "lyftkorsen" i ena ändan och en lyftstropp i andra ändan.

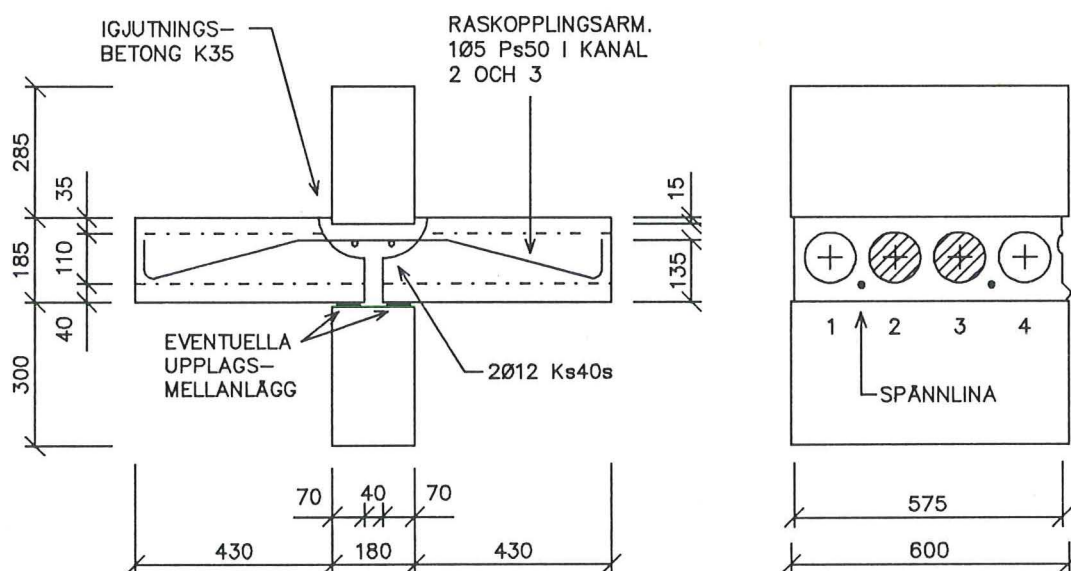
6 Prov A - Vertikal bärförmåga

6.1 Beskrivning av Prov A

I detta första prov utfördes försök på Provkropp 1. Provkroppens prefabricerade delar hade en ålder på 34 - 36 dgr, medan fogens ålder var 19 - 21 dgr. Provningen utfördes vid Sektionen för Väg- och Vattenbyggnad, vid Lunds Tekniska Högskola.

Antal prov: 6 st utan upplagsmellanlägg
6 st med upplagsmellanlägg i form av neoprengummi

Provkropp

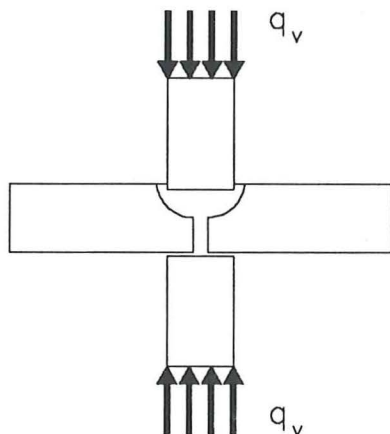


BETONGKVALITET: HÅLDÄCK K50
VÄGGAR K45
UPPLAGSMELLANLÄGG AV NEOPREN-
GUMMI, TVÄRSNITTSMÅTT 3 X 30 MM

Figur 6.1

Belastning

Belastningen av Provkropp 1 bestod av en vertikal och jämnt utbredd belastning av väggelementen enligt fig 6.2 nedan. Provkroppen belastades upp till brott.



Figur 6.2 Belastning av provkropp vid Prov A.
En jämnt utbredd belastning q_v upp till brott.

Provuppställning

För att belasta provkroppen användes en 1000 tons (10 MN) press. Utformningen på maskinens belastningskolv och dess mothåll gjorde det möjligt att belasta väggarna hos provkroppen med en vertikalt och jämnt utbredd last. För att förbättra anläggningen mellan provkroppen och provmaskinen placerades 3 mm masonitskivor mellan väggarna och kolv/mothåll. Provuppställningen ses i bild 6.1 på nästa sida.

En del problem dök upp i samband med valet av provuppställning. Det förelåg bl a en viss risk för att provkroppen skulle böja ut åt någotdera hållet under belastningen! Med hänsyn till provningens syfte hade därför en relativt låg provkroppshöjd (vägghöjd) valts för att minska utknäkningsrisken. Ett annat problem var hur deformationsgivarna skulle placeras ut för att inte skadas om provkroppens håldäck föll ned. Detta löstes genom att fixera givarna till den övre väggen med en enkel ramkonstruktion.

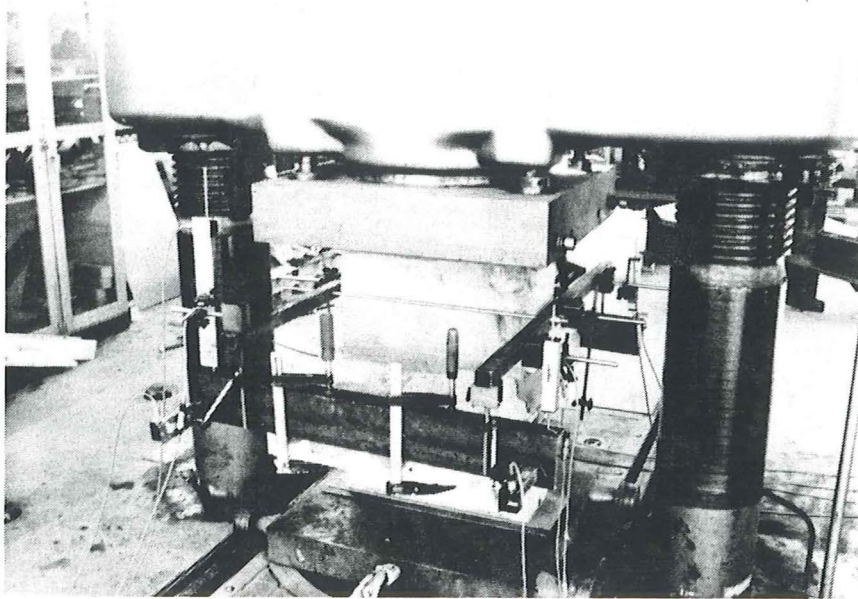
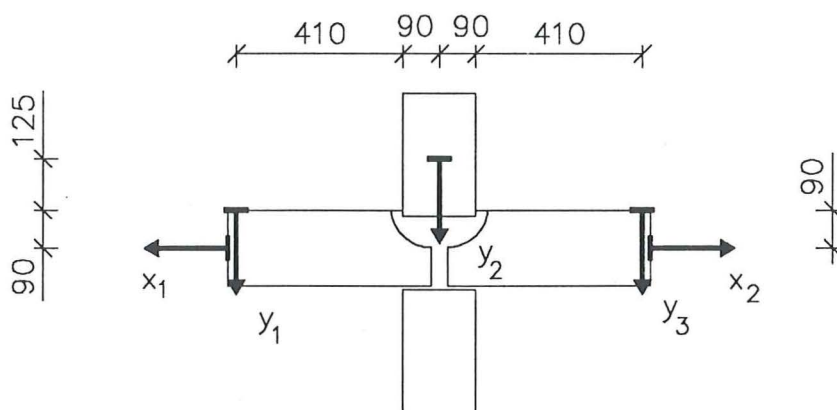


Bild 6.1 Provuppställning med en provkropp klar för provning. Notera att givarna är fästa i en ram till det övre väggelementet.

Mätningar

Under provningen registrerades den vertikala lastens storlek samt deformationen hos provkroppen med hjälp av en dator. Lasten registrerades av en mätcell kopplad till maskinens oljetrycksledning. Deformationsgivarna, skjutpotentiometrar, registrerade deformationen relativt det övre väggelementet. Antalet deformationsgivare var 10 st, 5 st på vardera sidan av provkroppen, utplacerade enligt fig 6.3 nedan. Speciellt noterades när första sprickan på vardera provkroppssidan uppstod, - spricklasten, samt brottlasten för provkroppen.



Figur 6.3 Placeringen av deformationsgivarna. Observera att båda sidorna på provkroppen var försedda med givare placerade enligt ovan, dvs det fanns totalt 10 st givare.

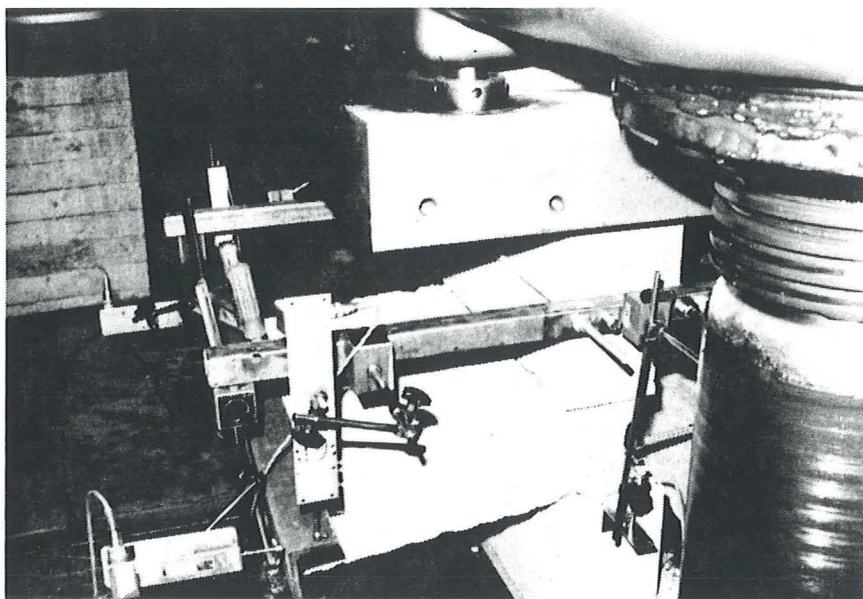


Bild 6.2 Deformationsgivarna var fästa i en ram på provkroppen så att den relativa förskjutningen mellan elementen mättes.

Provningsförfarandet

Vid provningen ökades lasten långsamt från noll och uppåt. Med jämna mellanrum, ca var 100 KN, gjordes ett stopp om ca 30 sekunder för att omlagringarna av lasten i provkroppen skulle hinna ske innan lasten på nytt ökades sakta. När den första sprickan slog upp på respektive sida av provkroppen registrerades detta. Sedan fortsatte lastpåläggningen precis som tidigare tills det att brott uppstod i provkroppen och lasten slutade öka.

6.2 Resultat

Försöksresultaten har sammanställts nedan. I Bilaga A redovisas ytterligare några deformationsresultat från försöken i diagramform.

Spricklaster

Spricklasten för provkropparna avser den last vid vilken den första sprickan slår upp på någondera av provkroppens sidor (bjälklagskrysets tvärsnittssidor).

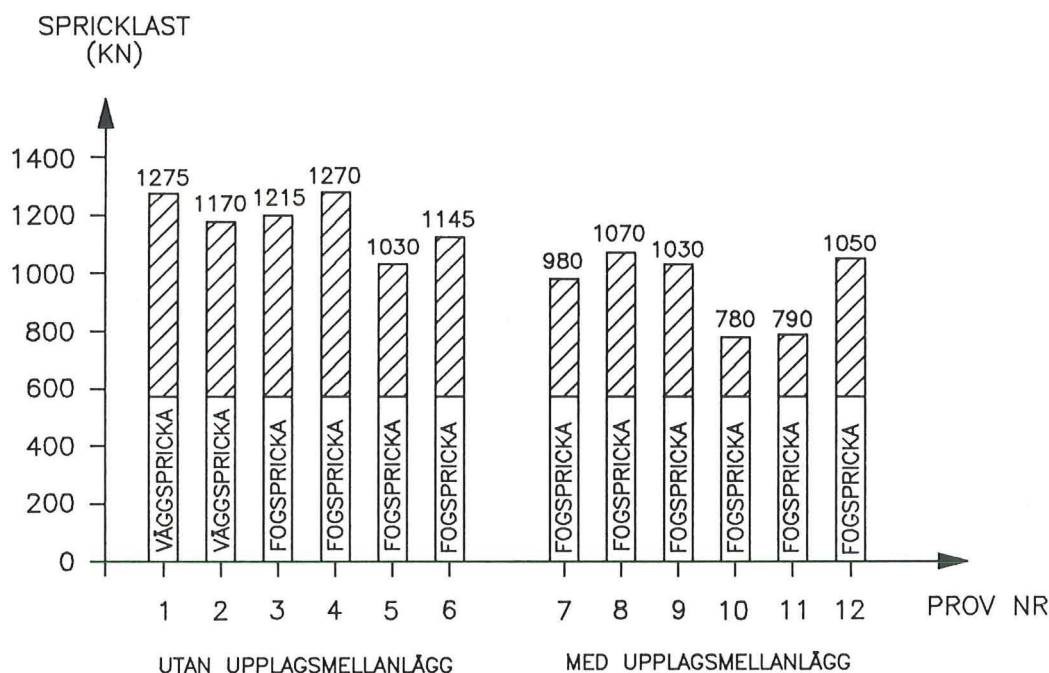


Diagram 6.1 Diagrammet redovisar spricklasten för de 12 bjälklagskryssen. På staplarna anges även var denna första spricka slog upp.

Av diagrammet ovan framgår det att spricklasten vid samtliga prov utom ett, var större för de bjälklagskryss som inte var försedda med upplagsmellanlägg (prov 1-6), än för de som var försedda med upplagsmellanlägg i form av neoprengummiremsor (prov 7-12). Medelvärde på spricklasten för proven utan upplagsmellanlägg blev 1180 KN, och för proven med upplagsmellanlägg 950 KN. Dvs **spricklastens medelvärde var 24 % större för proven utan upplagsmellanlägg!** Om spricklasterna räknas om till ett antal våningar där en våning medför en belastning på ca 35 KN/0.6 m vägg (egentyngd och nyttig last, se beräkning i Bilaga D), innebär detta 33 våningar för bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg och 27 våningar för bjälklagskryss med upplagsmellanlägg!

Förklaringen till att prov 5 uppvisade en spricklast som låg under spricklasten för vissa prov bland bjälklagskryssen med upplagsmellanlägg, var att anläggningen mellan upplagsväggen och håldäckselementen var mycket dålig! Före försöket på prov 5 hade det konstaterats att en springa på ca 1-1,5 mm fanns utmed ca halva upplagssträckan för

ena. Liknade noteringar hade gjorts på flera av de andra provkropparna men där var storleken på eventuella anliggningspringor betydligt mindre!

Det framgår också av diagram 5.1 ovan, att för alla prov utom prov 1 och 2 uppstod den första sprickan i fogen. För prov 1 och 2 däremot uppstod den första sprickan i väggen. Någon förklaring till detta kan inte ges annat än att spricklasten var hög för dessa prov och den låg i närheten av spjälkspricklasten för väggelementen. Konsekvensen av detta blev således att det uppstod spjälksprickor i väggelementet innan fogen sprack.

Brottlaster

Brottlasterna för provkropparna redovisas i diagrammet nedan.

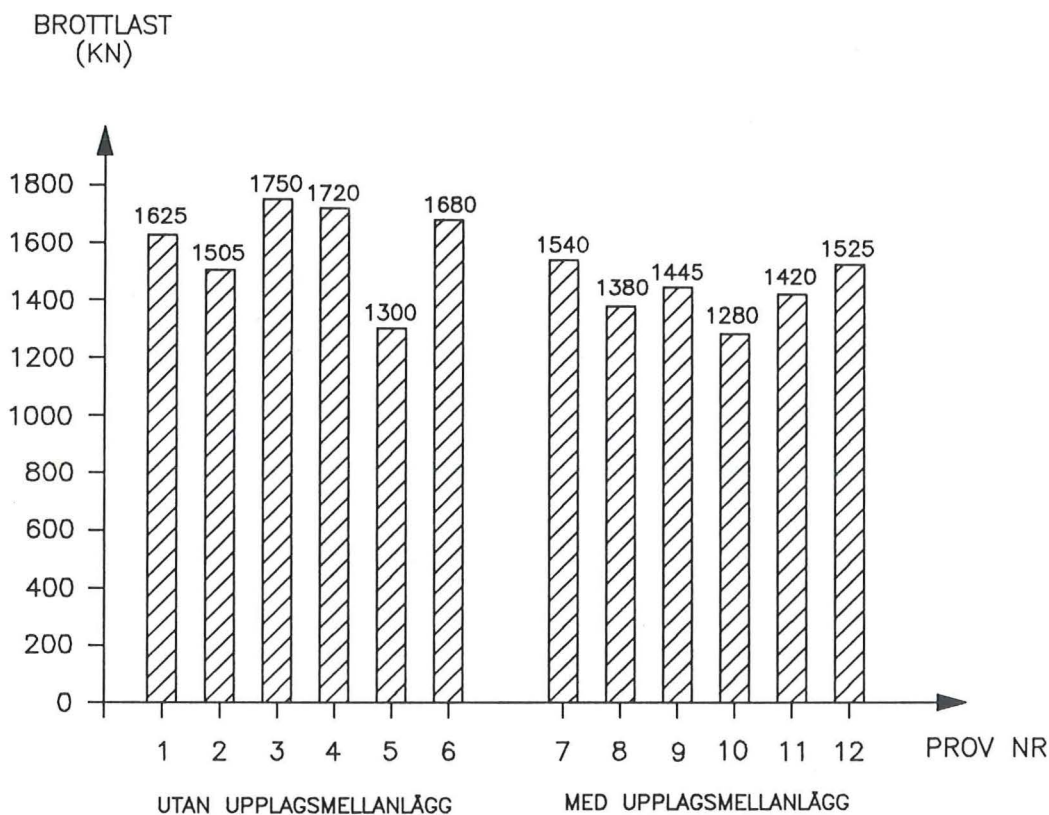


Diagram 6.2 Diagrammet visar brottlasten för de olika provkropparna.

Av diagram 6.2 ovan framgår det tydligt att i samtliga fall utom två, uppvisade bjälklagskryssen utan upplagsmellanlägg (prov 1-6) en högre brottlast än bjälklagskryssen med upplagsmellanlägg (prov 7-12). Medelvärde på brottlasten var 1590 KN för bjälklagskryssen utan upplagsmellanlägg och 1430 KN för bjälklagskryssen med upplagsmellanlägg. Dvs **brottlastens medelvärde var 11 % större för bjälklagskryssen utan upplagsmellanlägg!** Om brottlasten räknas om till ett antal våningar där en våning medför en belastning på ca 35 KN/0.6 m vägg (egentyngd och nyttig last, se beräkning i Bilaga D), innebär detta 45 våningar för bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg och 40 våningar för bjälklagskryss med upplagsmellanlägg!

Förklaringen till prov 5's låga brottlast är den som givits tidigare då spricklastresultaten presenterades, dvs dålig anliggning mellan håldäcken och upplagsväggen.

Brottlasterna i diagrammet ovan är avlästa på ett visarinstrument som registrerade toppvärdet på belastningen och återfinns således ej i deformationskurvorna som presenteras längre fram och i Bilaga A.

Deformationer

Deformationen mättes i 10 punkter, 5 på vardera provkroppssidan motstående punkter, enligt figur 6.3 I diagrammen nedan och i bilaga A, utgör deformationen medelvärdet för motstående mätpunkters deformation. (Observera att brottlasten inte finns med i deformationskurvorna.)

Den vertikala deformation y_2 , ihoptryckning, mitt i fogen varierade för proven. I diagrammet nedan visas y_2 - deformationen för prov 4, 6, 9 och 11. För de övriga proven återfinns deformationen y_2 i Bilaga A.

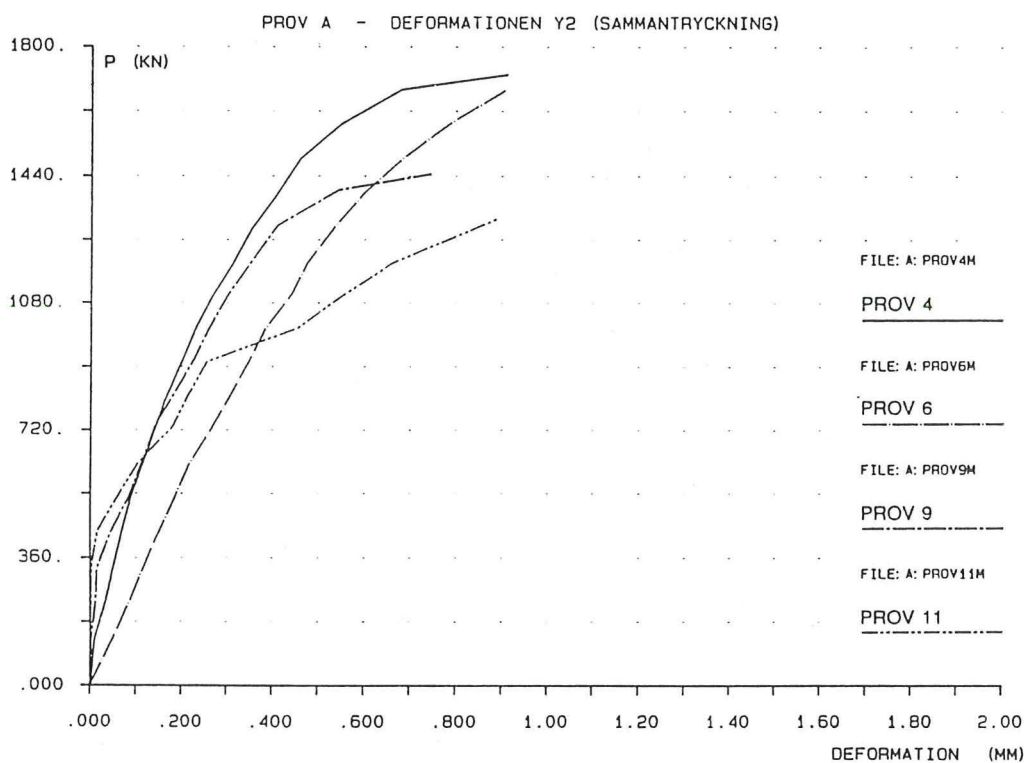


Diagram 6.3 Diagrammet visar den vertikala deformationen y_2 mitt i fogen på prov 4, 6, 9 och 11.

Vid belastningen av provkropparna roterade håldäckskonsolerna vid upplaget på så sätt att de fria konsoländarna på håldäcken försköts nedåt, samtidigt som håldäcksändarna i anslutningsfogen försköts ut från denna, - framförallt då fogen sprack. Deformationskurvorna (t ex x_1 och y_1) varierar mycket till formen och är av sådan karaktär att de ej bidrar till någon konkret information mer än vad som nämnts här!

Vid två av försöken, prov 2 och 5, föll det ena håldäckselement av från provkroppen då brottlasten uppnåddes. I båda fallen hade raskopplingsarmeringen gått av och därmed bestämt brottlastens storlek, se bild 6.3 nedan.

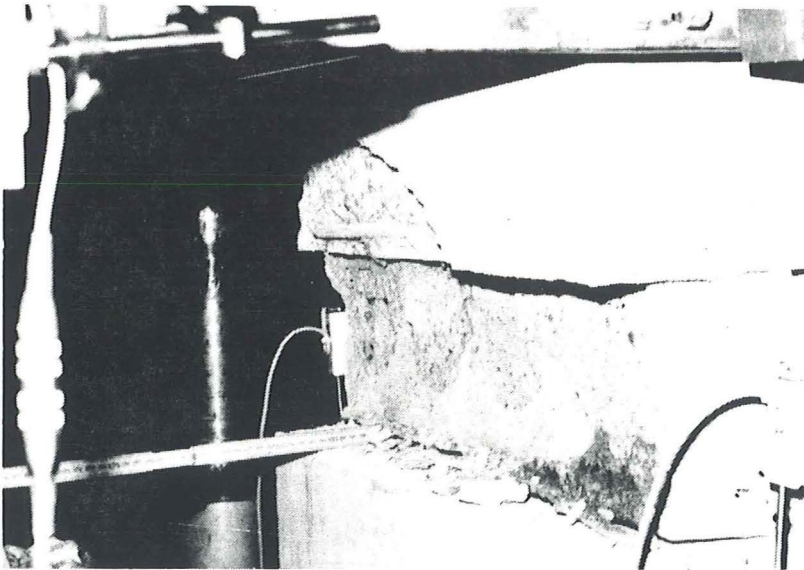
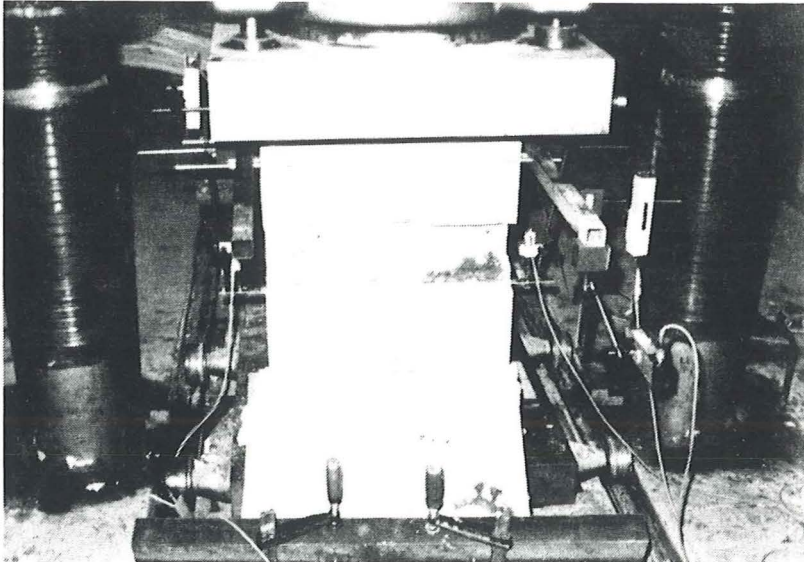


Bild 6.3 Raskopplingsarmeringen gick av för prov 2 då brottlasten uppnåddes, och ena håldäcket föll ner. Brottytan var ojämn och skrovlig, och gav möjlighet till att mäta raskopplingsarmeringens läge till ca 135 mm ovan upplagsväggen.

6.3 Observationer och kommentarer till provresultaten

För alla provkropparna utom prov 1 och 2 slog den första sprickan upp i fogen, och inte förrän lasten sedan ökades ytterligare uppstod sprickorna i väggelementen! För prov 1 och 2 däremot slog den första sprickan upp i väggelementen i form av en spjälkspricka, och först när lasten sedan ökades ytterligare slog fogsprickorna upp!

Sprickbilden för några av proven efter det att de har tryckts till brott, visas i bild 6.4 nedan.

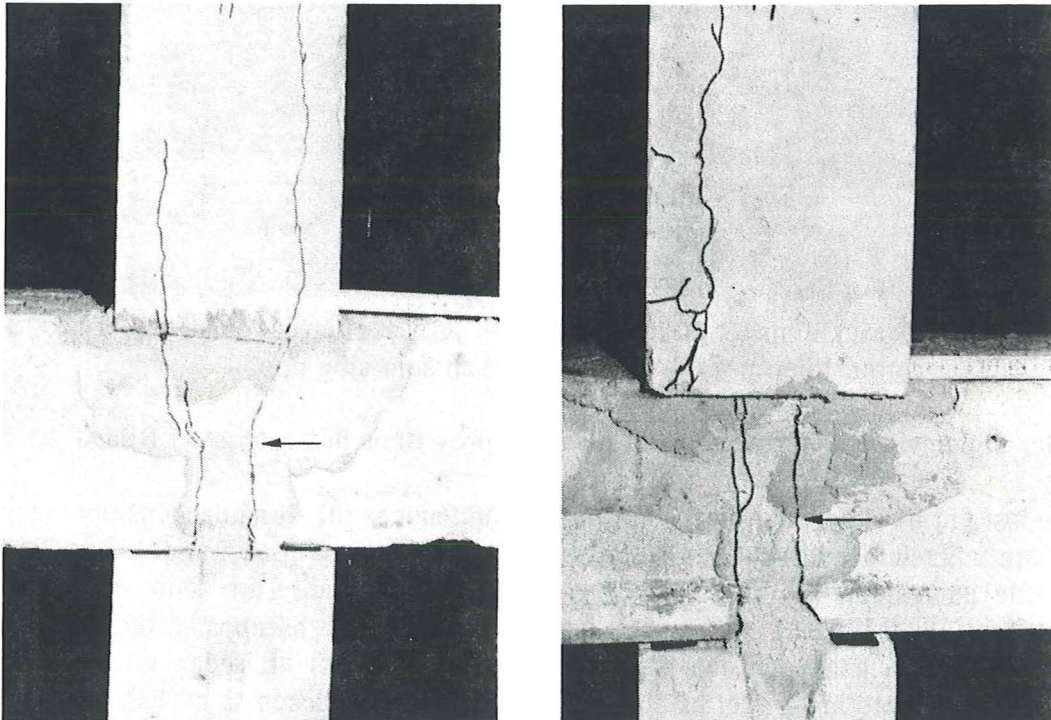


Bild 6.4 Sprickmönstret på ömse sidor om prov 11 efter det att provet tryckts till brott. Först slog sprickorna i fogen upp därefter slog spjälksprickorna upp i väggelementen. Pilen pekar på första sprickan som slog upp.

Raskopplingsarmeringen i anslutningsfogen bidrar helt klart till att öka bjälklagskrysets bärförmåga eftersom den motverkar sprickvidden i fogen. Någon klar skillnad mellan de två provkroppstypernas sprickmönster kunde inte noteras. Båda provkroppstyperna uppvisade sprickor som löpte i gränsytan mellan håldäck och fogbruk i nedre halvan av fogen, och sedan vek dessa sprickor av en del utåt innan de nådde övre det väggelementet. Se bild 6.4 ovan och 6.5 nästa sida.

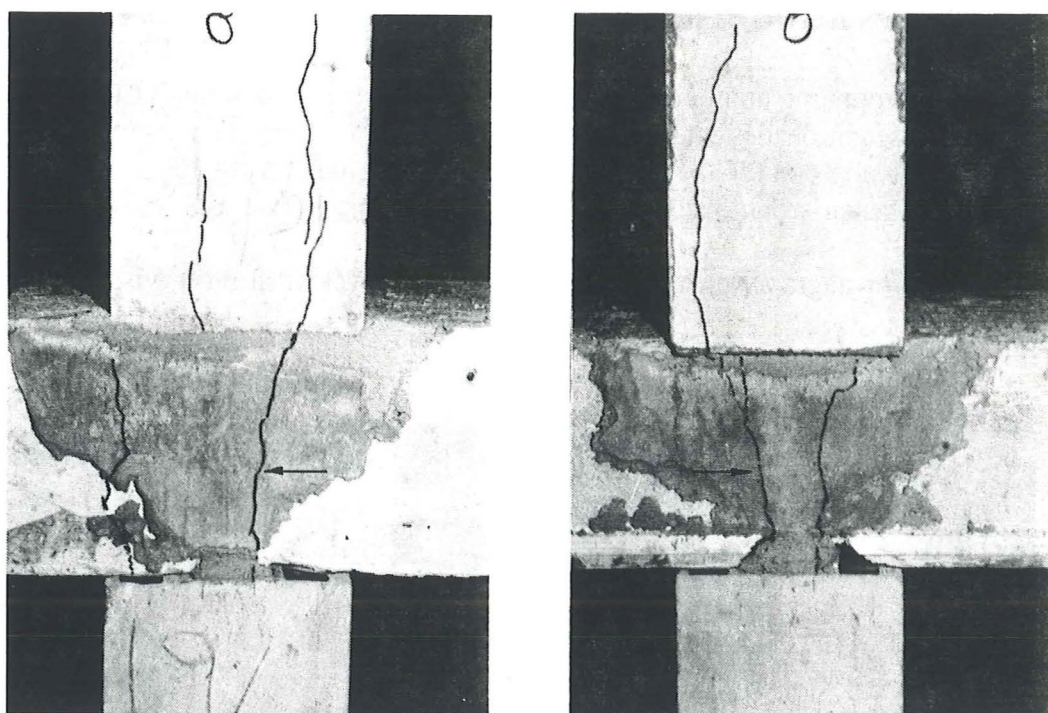


Bild 6.5 Sprickmönstret på ömse sidor om prov 8 efter det att provet tryckts till brott. Pilen pekar på första sprickan som slog upp.

Fler bilder visande sprickmönstret för olika prov finns presenterade i Bilaga A.

Endast vid försöket på prov 5, fanns det någon tendens till att håldäckens upplagsyta på undre väggelementet skulle brista, dvs att upplagskanterna på det undre väggelementet skulle gå sönder. En liten spricka visade denna antydning. Hur denna anvisning om kantbrott skall tolkas är svårt, men sprickan skulle kunna ha uppstått då raskopplingsarmeringen gick av och ena håldäcket började rotera för att sedan falla ned. Under håldäckets rotation kan det ha skett en omfördelning av lasten så att håldäcket kraftigt kom att belasta en del av upplagsväggen så att denna sprack.

Valet att inte spjälkarmera väggelementen kan diskuteras, men det visade sig att intressanta effekter i fogen i form av horisontella dragkrafter uppstod. Detta ledde till en tydlig sprickbild som gav en ganska god uppfattning om hur last överförs från det övre till det undre väggelementet via fogen (se bild 6.4 och 6.5 ovan). Dessutom är de verkliga väggelementen normalt inte armerade mot spjälkning.

Givetvis kan det även diskuteras om det var lämpligt att fästa ramen och därmed deformationsgivarna i det övre väggelementet, se bild 6.2. Eftersom det var den relativa rörelsen mellan elementen som skulle mätas var både det undre och övre väggelementet lämpligt att utnyttja som referenspunkt. Att det övre väggelementet valdes som referenspunkt beror på att det var enklast att fästa ramen på detta. Dessutom så skulle då förhoppningsvis inte deformationsgivarna skadas om håldäckselementen föll ned.

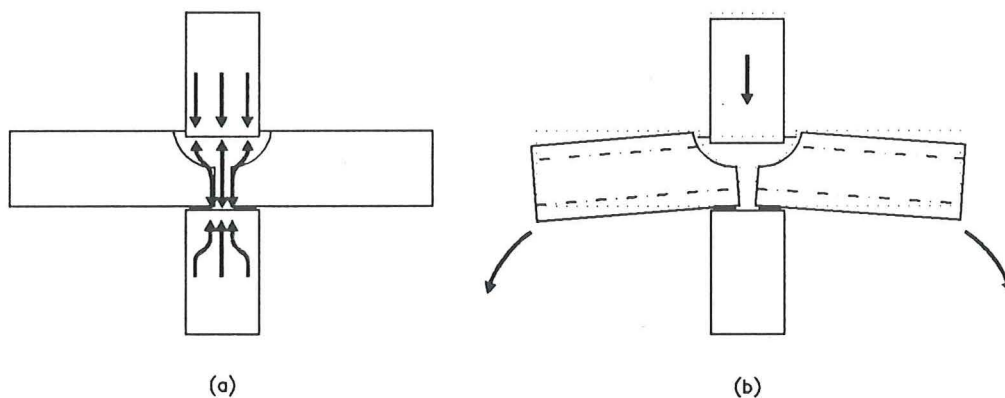
6.4 Slutsatser

Eftersom deformationskurvorna varierade såpass kraftigt mellan de enskilda proven, kan inga djupgående slutsatser beträffande de två olika bjälklagskryssen direkt dras ur kurvorna.

Däremot visar provresulten ganska tydligt att den vertikala bärförmågan för bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg är större än för bjälklagskryss med upplagsmellanlägg i form av neoprengummiremsor! **Medelvärdet på spricklasten var 24 % högre och medelvärdet på brottlasten var 11 % högre, för bjälklagskryssen utan upplagsmellanlägg.** Variationen på sprick- och brottlaster för en och samma provkroppstyp visar att det kanske skulle behövts fler försök.

Försöken visar också att det är den smala fogremsan med ca 40 mm bredd som till stor del bestämmer den vertikala bärförmågan, åtminstone upptill en bit över spricklasten. Men att även lastöverföringen via håldäcket på den resterande upplagsdelen är betydande och att upplagsytans beskaffenhet påverkar såväl spricklasten som brottlastens storlek! Ett mjukt och elastiskt upplagsmellanlägg medför att större delen av vertikallasten överförs på den smala fogremsan mellan håldäcken. Detta beror på att innan någon större vertikallast kan överföras via håldäcken till upplagsytan måste upplagsmellanlägget, i form av neoprengummiremsor, elastiskt deformeras en del så att materialstyvheten för neoprenet kan göra sig gällande. Därefter kan last av betydande storlek överföras via håldäcken.

Med hjälp av deformationsmätningarna och sprickmönstren som erhöles vid försöken torde lastens väg från det övre till det undre väggelementet och bjälklagskryssets deformation kunna beskrivas av fig 6.4 nedan.



Figur 6.4 Figur (a) ovan visar hur lasten överförs i bjälklagskryssset då last påföres det övre väggelementet. Figur (b) visar hur bjälklagskryssen deformerades.

Slutligen visade försöken att det inte heller borde förligga någon risk för brott i upplagskanten för det undre väggelementet, vid en mycket stor vertikal belastning av övre väggelementet (uppemot 1,75 MN) enligt detta prov.

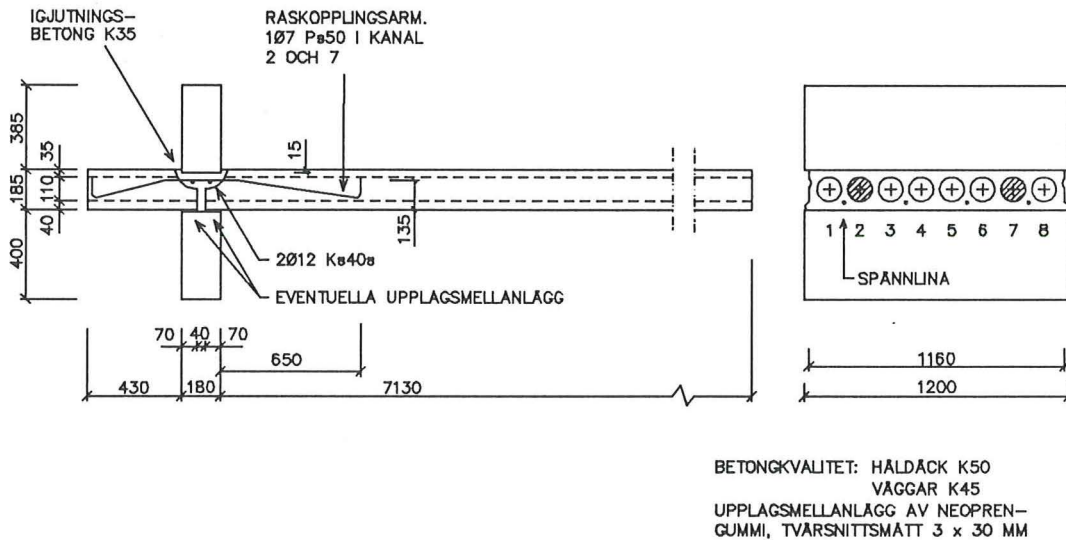
7 Prov B - Simulerad utbredd last på provkroppen

7.1 Beskrivning av Prov B

I detta prov utfördes försök på Provkropp 2. Åldern hos provkroppens prefabricerade delar var 47-50 dgr, medan fogens ålder 33-36 dgr. Provningsen utfördes vid Skanska Prefab AB's anläggning i Uppåkra utanför Lund.

Antal prov: 2 st utan upplagsmellanlägg
2 st med upplagsmellanlägg i form av neoprengummi

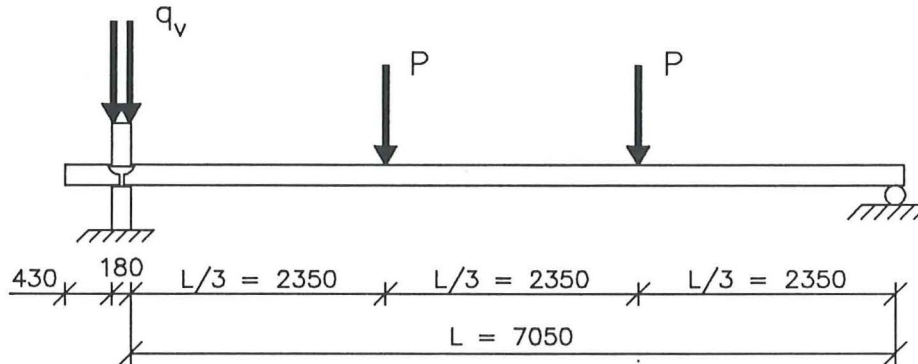
Provkropp



Figur 7.1

Belastning

Vid provningen belastades provkroppen dels med en vertikalt jämnt utbredd last q_v på det övre väggelementet, dels med punktlaster P vid $L/3$ på håldäcket som var fördelade med tvärbalkar på provkroppen. Se fig 7.2 nedan.



Figur 7.2 Belastning av provkropp.

Vägglasten q_v (KN/1,2 m vägg) = last från ett antal ovanförliggande våningar, egentynad och nyttig last

Punktlast P (KN) = last som simulerar en jämnt utbredd last på bjälklaget, fördelad med tvärbalkar på provkroppen.

Under provningen var;

$$q_v = 560 \text{ KN/1,2 m vägg} \approx 8 \text{ våningars last (beräknat i Bilaga D)}$$

$$P = 0 \rightarrow \text{brottlast}$$

Provuppställning

Försöken utfördes med hjälp av en provanordning som byggdes upp i en av produktionshallarna vid Skanska Prefab AB i Uppåkra utanför Lund, se bild 7.1 nästa sida.

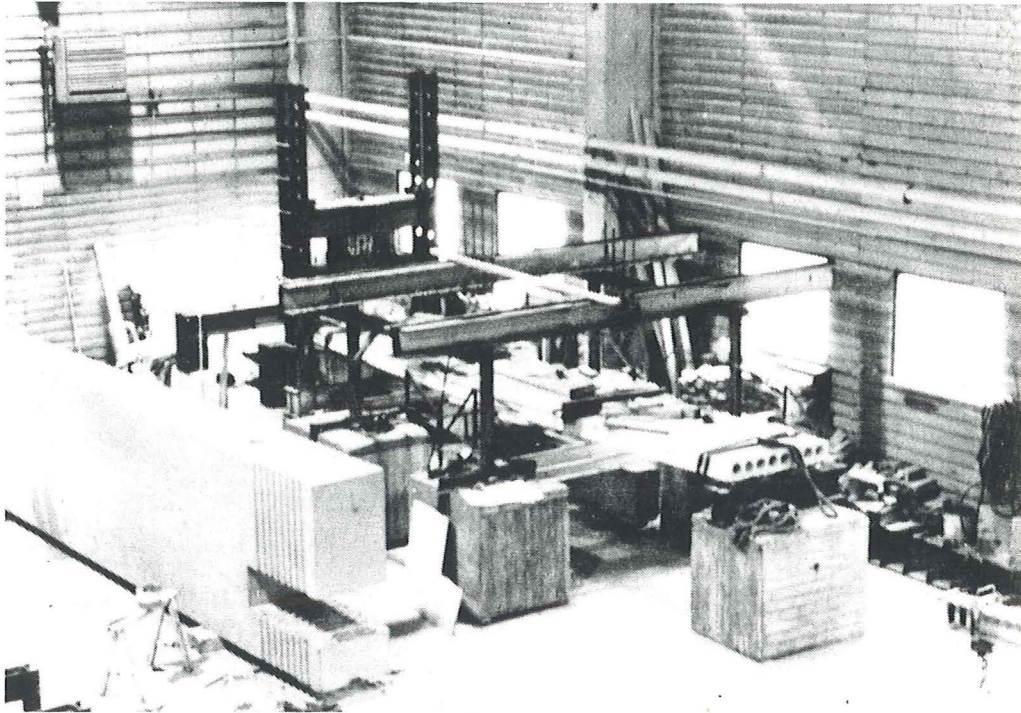


Bild 7.1 Provuppställningen med provkroppen klar för test.

- Vägglasten erhöles med en befintlig provrigg som var utformad så att en jämnt utbredd last över hela väggens ovansida (1200 x 180 mm) kunde läggas på. I provriggen klämdes således bjälklagskrysset fast samtidigt som provkroppens ena upplag var beläget här, se bilden nedan.

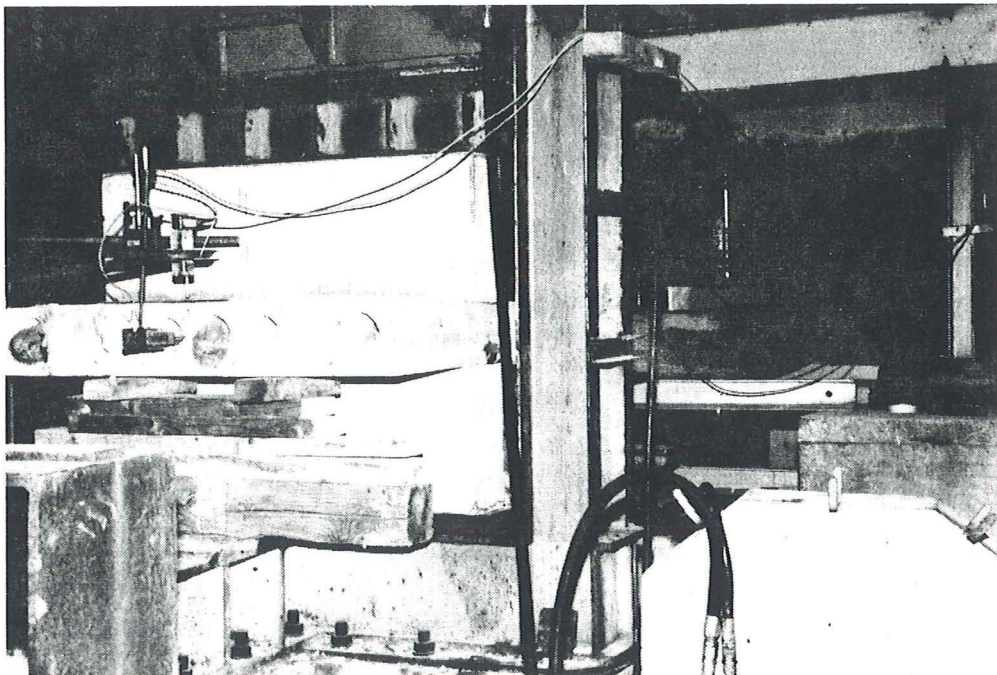


Bild 7.2 Anordning för simulerad väggbelastning, - bjälklagskrysset kläms ihop.

- Punktlasterna **P** erhöjls med 10 tons belastningskolvar verkande på 1,2 m långa lastfördelningsbalkar. Kolvarna var parallellkopplade för att ge samma belastning i bägge punkterna. Se bilden nedan.

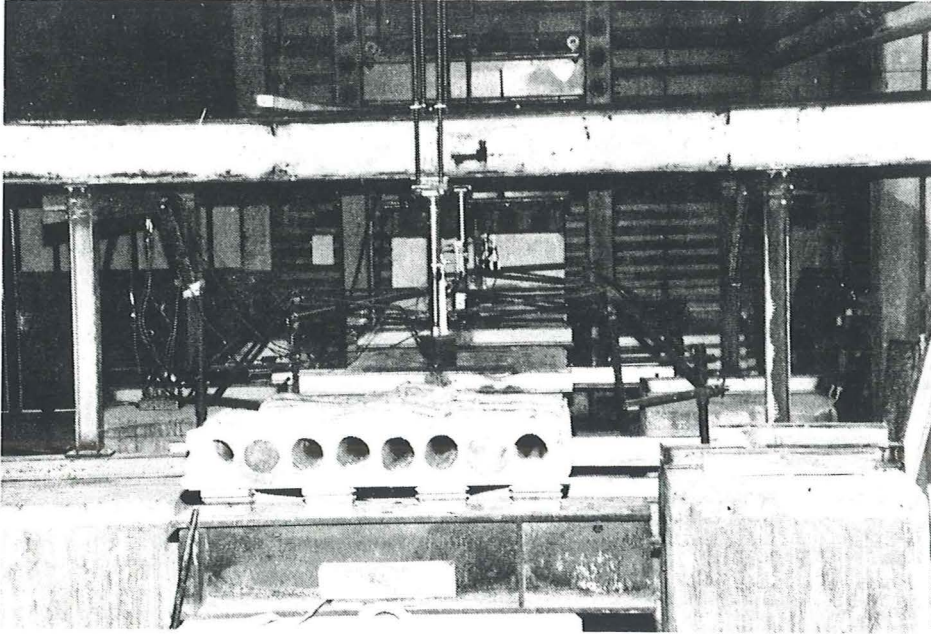


Bild 7.3 Punktlasten fördelad med hjälp av en livavstyvad balkprofil.

- Ett mellanlägg i form av 5 mm neoprengummiduk placerades mellan provkroppen och alla upplag/belastningspunkter, för att förbättra anläggningen och lastfördelningen.
- Ändupplaget för håldäcket utgjordes av ett rullager.

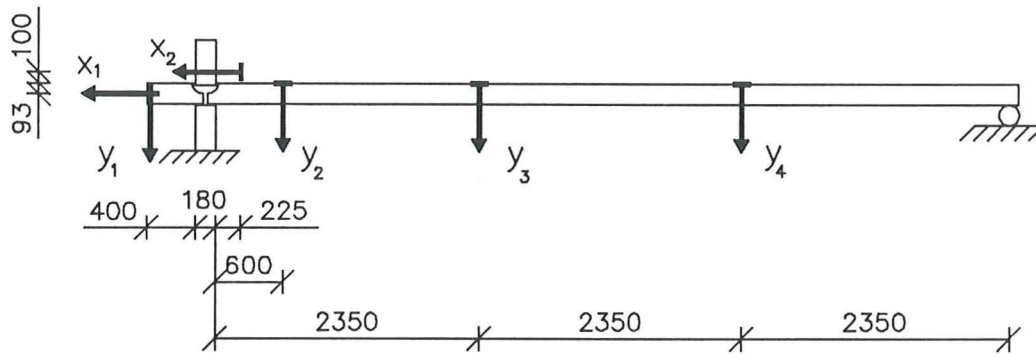
Eftersom någon provanordning för proven inte existerade från början fick en sådan först utvecklas och tillverkas innan provningen kunde börja. En hel del problem och detaljer behövde lösas i samband med detta:

Det behövdes en provanordning som var utformad på ett sätt som gjorde det möjligt att lyfta en fogad provkropp på plats i anordningen, och ta bort den efter utfört försök. Det skulle också vara en flexibel provanordning som gjorde det rent praktiskt och tidsmässigt möjligt att genomföra flera prov inom rimliga arbetsinsatser och tidsramar.

- Utformningen av mothåll till punktlasterna löstes med en enkel ramkonstruktion med pelarna infästa i betongkuber. Detta gav varje ram en egenvikt på ca 6,5 ton vilket skulle räcka då teoretiska brottlasten för provkroppen var ca 3,7 ton per punktlast, se bild 7.1.
- Infästningen av kolvarna i tvärbalken fick lösas på ett sätt som gjorde det möjligt att snabbt och enkelt kunna justera kolvarnas läge i olika riktningar. Under försöken fick dessutom inte balken kunna utsättas för alltför stora vridpåkänningar, se bild 7.3.

Mätningar

Förskjutningarna mäts relativt ett fast underlag, betonggolvet i hallen, i 6 olika punkter på provkroppen enligt figuren nedan.



Figur 7.3 Placeringen av deformationsgivarna. Givarna var placerade längs provkroppens längdaxel, dvs mitt på provkroppen. Deformationerna mäts relativt en orörlig yta, - golvet.

Under provningen registrerades punktlasterna och förskjutningarna vid varje lastökning om 1 kN. Deformationen mäts med skjutpotentiometrar och punktlasterna mäts med lastceller, och allt var anslutet till en dator. Vägglasten avlästes på ett separat digitalinstrument. Speciella noteringar gjordes av den första sprickan på vardera sidan av provkroppen som slog upp, i såväl fogen som väggen och håldäcket i övrigt, samt den efterföljande sprickutvecklingen.

Provningsförfarande

- Vägglasten q_v ökades sakta från 0 till 560 kN där den hölls konstant under hela provet.
- Punktlasterna P ökades sedan långsamt från 0 och uppåt.
 - Med jämna mellanrum gjordes avbrott för att spänningsovlageringarna i provkroppen skulle hinna ske.
 - Mellan $P = 0$ och 20 kN per punktlast gjordes ett stopp var 5:e kN i ca 3 minuter.
 - Från $P = 20$ och uppåt gjordes ett stopp var 2:a kN i ca 3 min. Emellanåt gjordes längre uppehåll om ca 5 min för att studera och fotografera sprickorna.
- Provningsavbrottet när raskopplingsarmeringen gick av (två distinkta knäppjud).
- Provkroppen avlastades efter att försöket hade dokumenterats. Den kvarstående deformationen för håldäcket mäts efter avlastningen.

7.2 Resultat

Försöksresultaten finns sammanställda nedan. I Bilaga B finns även tabell med några av de intressantare resultaten sammanställda. Resultaten nedan utgör en helhet men kan delas upp i två delar: En del rörande själva bjälklagskrysset och en del mer rörande håldäckselementen.

Spricklaster för anslutningen

Spricklasten för provkropparna avser den last, på bjälklaget i form av två punktlaster P, vid vilken den första sprickan slog upp på respektive tvärsnittssida av anslutningszonen (bjälklagskrysset), samtidigt som vägglasten var konstant $q_v = 560$ KN.

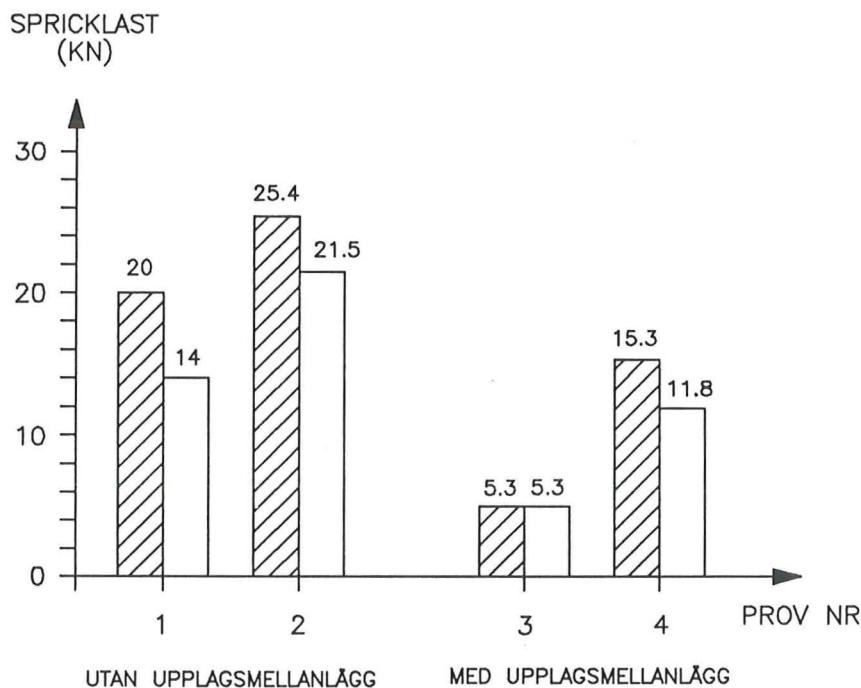


Diagram 7.1 Diagrammet redovisar spricklastens storlek, dvs storleken på punktlasterna P, då en spricka uppstod i eller i närheten av bjälklagskrysset. De fyllda staplarna visar spricklasten på den ena synliga tvärsnittssidan av anslutningen, och de tomma staplarna spricklasten på den andra sidan.

Som ses i diagrammet ovan är spridningen för spricklastens storlek mycket stor, även för provkroppar av samma typ! Det framgår dock att spricklastens storlek är större för prov 1 och 2 än för prov 3 och 4, dvs bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg uppvisade störst spricklaster. Medelvärde på spricklasten för proven utan upplagsmellanlägg (prov 1-2) blev 20.2 KN, och för proven med upplagsmellanlägg i form av neoprengummi-remsor (prov 3-4) 9.5 KN. Dvs spricklasten var ca dubbelt så stor för proven utan upplagsmellanlägg, men observera då prov 3's låga spricklast!

Prov 3 uppvisar en väldigt låg spricklast jämfört med de övriga proven, något som ej riktigt kan förklaras. Anläggningen mellan det långa håldäckselementet och upplagsväggen var inte extremt dålig utan ungefär som för prov 1 och 4, dvs lite dålig anläggning i ena upplagssidan. Kanske kan kombinationen av dålig anläggning och ett mjukt och elastiskt upplagsmellanlägg av neoprengummi, tillsammans med en snedbelastning av väggelementen, vara förklaringen. Om väggelementens belastningsytor inte är någorlunda planparallella vid belastningen fås lätt en snedbelastning av bjälklagskryssset.

Det framgår också av diagrammet ovan att skillnaden mellan spricklastens storlek på bjälklagskrysssets ena synliga tvärsnittssida och dess andra sida, blev mycket stor. Orsaken till denna skillnad bör ha varit den dåliga upplagsanläggningen mellan håldäcken och upplagsväggen. Före försöken hade det nämligen konstaterats att håldäckens anläggning mot upplagsväggen var sämre för prov 1, 3 och 4 än för prov 2. En springa om ca 1-2 mm fanns utmed ca 300-450 mm av upplagssträckan för det långa håldäckselementet för prov 1, 3 och 4. I samtliga fall var det just på denna sida av provkroppen som den första sprickan uppstod och därmed lägsta spricklasten noterades!

Övriga sprick- och brottlastresultat

	Prov 1	Prov 2	Prov 3	Prov 4
Håldäckets spricklast P (KN) (*)	26	25.5	24.6	25
Fogens brottlast P (KN) (*)	31	33	30	29

(*) Avser storleken på var och en av de båda punktlasterna P. Total last på håldäcket är $2P$.

Tabell 7.1

Av tabellen ovan framgår det att väldigt jämna resultat erhöles på det långa håldäckets spricklast i fält (7050 mm mellan upplagen). Spricklastens medelvärde blev $P_{spr} = 25.2$ KN för de fyra proven, vilket kan jämföras med det teoretiskt framräknade värdet på $P_{spr} = 9.1$ KN, beräknat med ett datorprogram /DP/ (obs, - två punktlaster P).

För bjälklagskryssen motsvarar brottlasten den last, dvs storleken på punktlasterna P, vid vilken raskopplingsarmeringen gick av, då väggen var belastad med konstant last $q_v = 560$ KN. Medelvärdet på anslutningens brottlast blev $P_{br} = 30.7$ KN. Skillnaderna bör kunna bero på raskopplingsarmeringens höjdläge ovanför upplagsväggen för de olika proven. Medelhöjden fastställdes efter försöken till ca 135 mm.

Eftersom syftet med försöket var att studera bjälklagskryssen upptill brott och inte att så mycket studera håldäckselementen, var det bara i ett av försöken som håldäcket belastades upptill dess maxlast. Maxlasten för det långa håldäcket i prov 1 med 7050 mm mellan upplagen, blev $P_{max} = 42$ KN, vilket kan jämföras med det teoretiska värdet $P_{max} = 36$ KN, bestämt med hjälp av ett datorprogram /DP/ (obs, - två punktlaster P). Det skall då noteras att håldäckets maxlast uppnåddes vid en mittnedböjning på ca 270 mm. I syfte att studera rotationskapaciteten och segheten för håldäcket avbröts försöket

inte förrän mittnedböjningen var 350 mm.

Deformationer

Deformationerna mättes i 6 olika punkter enligt figur 7.3. Samtliga försök avbröts då raskopplingsarmeringen gick av.

Håldäckets nedböjning y_2 i närheten av bjälklagskrysset som funktion av punktlasten P närmast bjälklagskrysset, visas nedan.

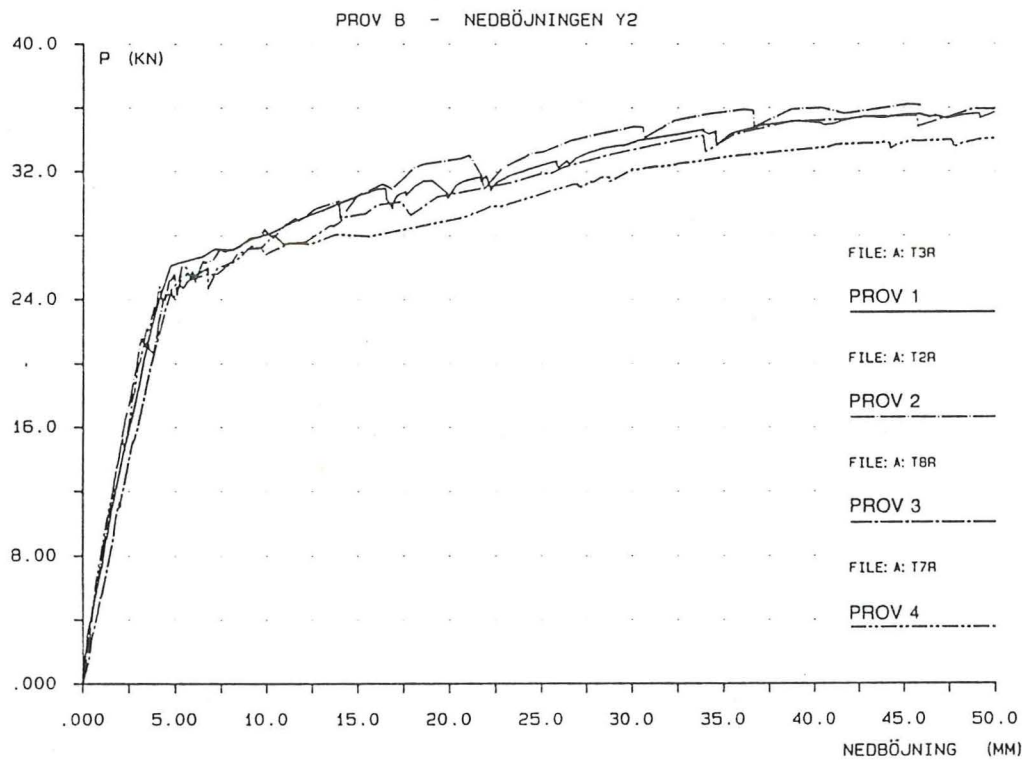


Diagram 7.2 Nedböjningen y_2 , 600 mm från bjälklagskrysset, som funktion av punktlasten P för samtliga prov.

En liten skillnad kan ses mellan nedböjningen y_2 för de olika provkropparna, men den är dock inte av sådan karaktär att någon slutsats kan dras beträffande skillnader mellan provkroppar med respektive utan upplagsmellanlägg.

Det långa håldäckets rotationen vid bjälklagskrysset, beräknat med hjälp av förskjutningen y_2 , visas i diagram 7.3 nästa sida. Det syns tydligt att rotationen (vinkeländringen) vid spricklasten för de olika proven varierar en del.

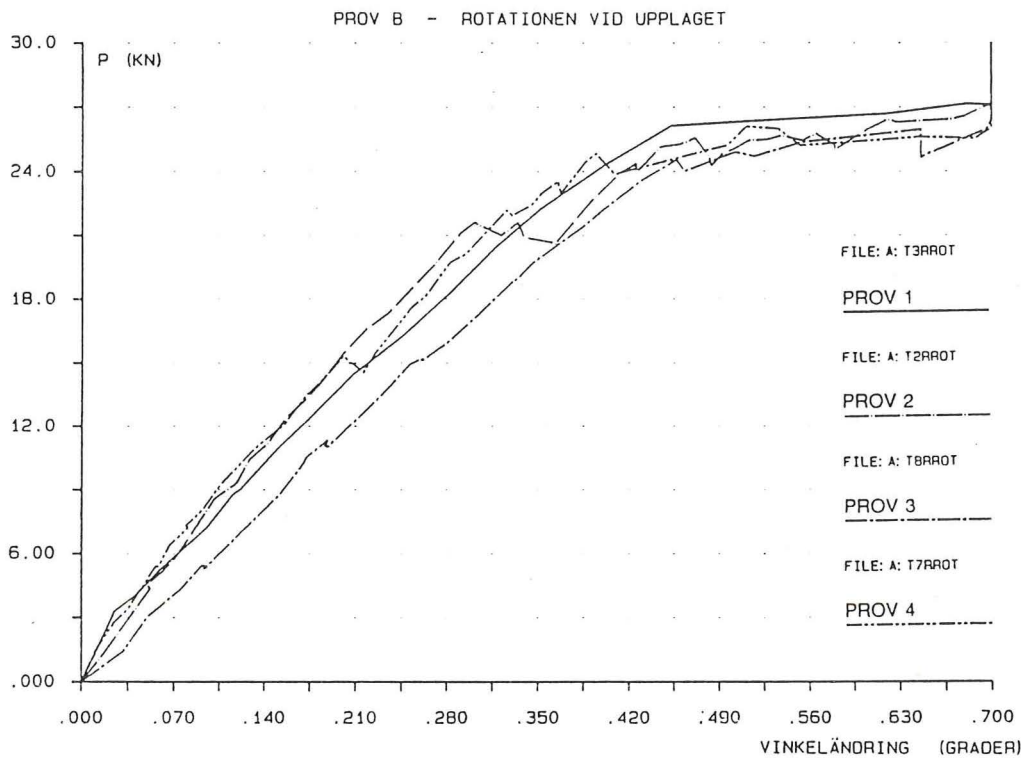


Diagram 7.3 Håldäckets vinkeländringen ϕ vid upplaget som funktion av punktlasten P, under det att håldäcket belastas av de båda punktlasterna P.

Slutligen visas också håldäckets nedböjning y_3 (fig 7.3) som funktion av punktlasten P.

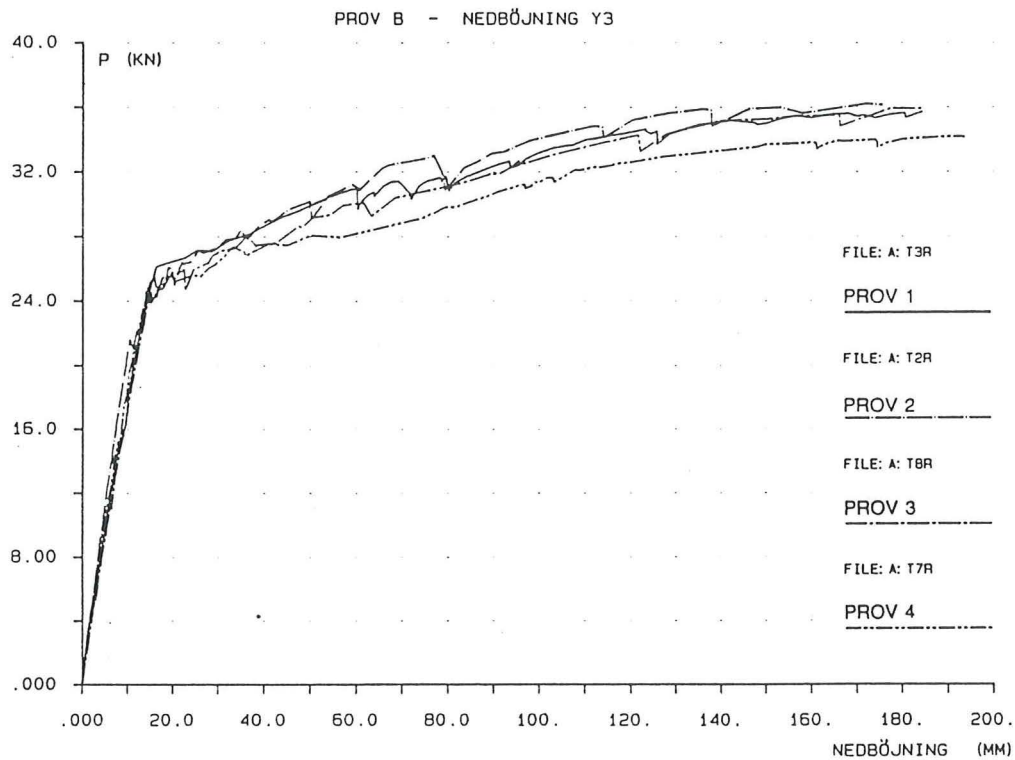


Diagram 7.4 Håldäckets nedböjning y_3 som funktion av punktlasten P.

Av illustrationerna i fig 7.4 på föregående sida framgår det att fogsprickan för nästan samtliga prov utvecklades i gränzonen mellan håldäcket och fogbruket på provkroppens ovansida. Från denna gränzonen löper sprickan sedan ner mot mitten av upplagszonen för håldäcket på väggen. Sprickan löper i de flesta fall till mer än hälften genom håldäcket och följer inte så mycket gränssnittet håldäck - fogbruk. Enda avvikelsen från detta mönster uppvisar ena sidan på prov 2, se fig 7.4. Här börjar sprickan en bit in under övre väggelementet och löper sedan rakt ner mot håldäcksänden på upplaget. Någon förklaring till detta kan inte ges.

Sprickmönstret för prov 1 och 4 ses även i bilderna nedan. Fler bilder finns i Bilaga B.

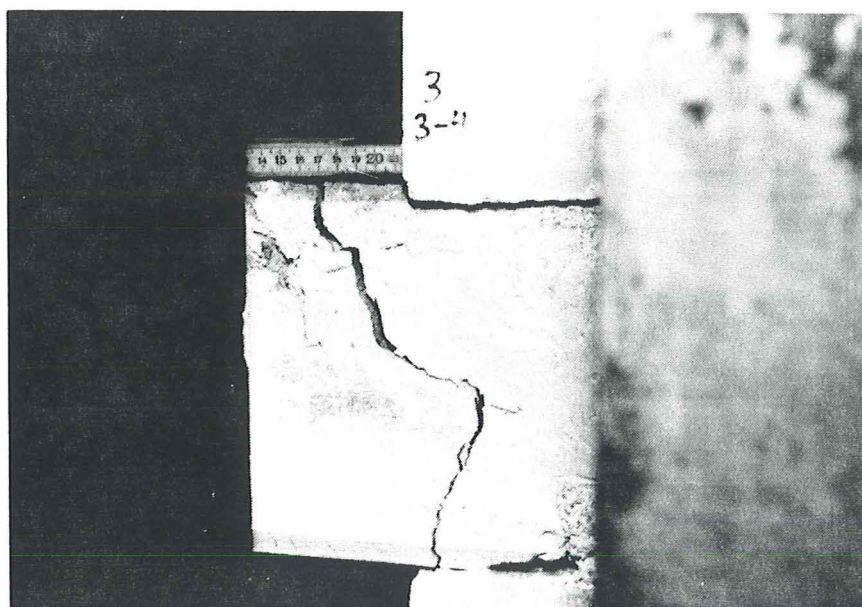


Bild 7.4 Sprickmönstret i bjälklagskrysset för prov 1.

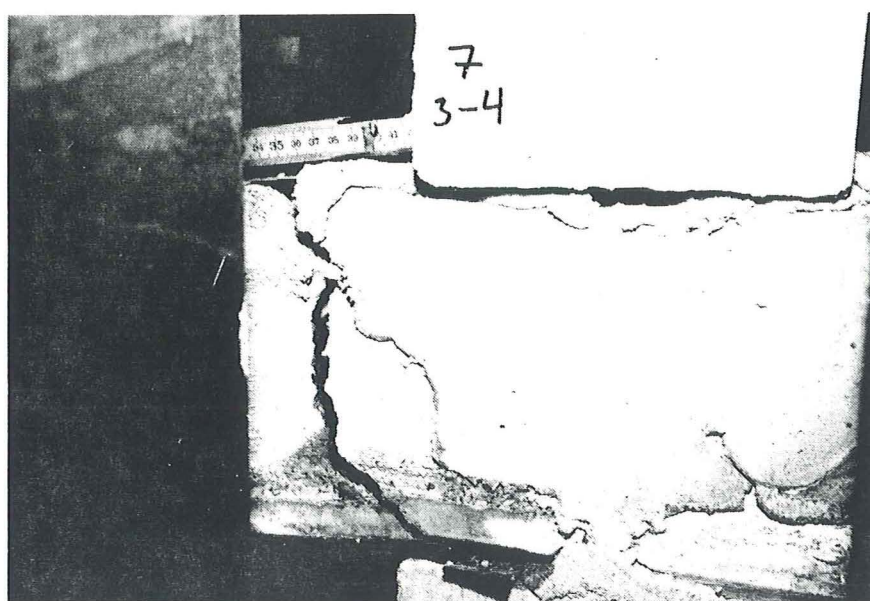


Bild 7.5 Sprickmönster i bjälklagskrysset för prov 4.

Inte för något av proven syntes det någon tendens till sprickor eller brott i väggelementets upplagskant för håldäcket. Däremot sprack håldäcket vid upplagszonen.

Något som ibland har diskuterats är hurvida zonen för raskopplingsarmeringens avslutning i håldäck skulle utgöra en kritisk zon eller ej. I och med att håldäcket är delvis inspänt i bjälklagskrysset uppstår det dragspänningar i ovankanten på håldäcket då detta belastas. Vid de försök som utförts här fanns det inte någon indikation alls på att det skulle föreligga någon risk för dragbrott på håldäckets ovansida där raskopplingsarmeringen avslutas. En grövre armeringsdimension i hålkanalerna, typ 10 mm, kan kanske medföra en sådan risk.

De långa håldäckens sprickmönster i fält var likartade för samtliga prov. Den första sprickan uppstod mellan punktlasterna. Sprickmönstret och deformationen, som rent visuellt är spektakulär, visas i bilden nedan för prov 2.

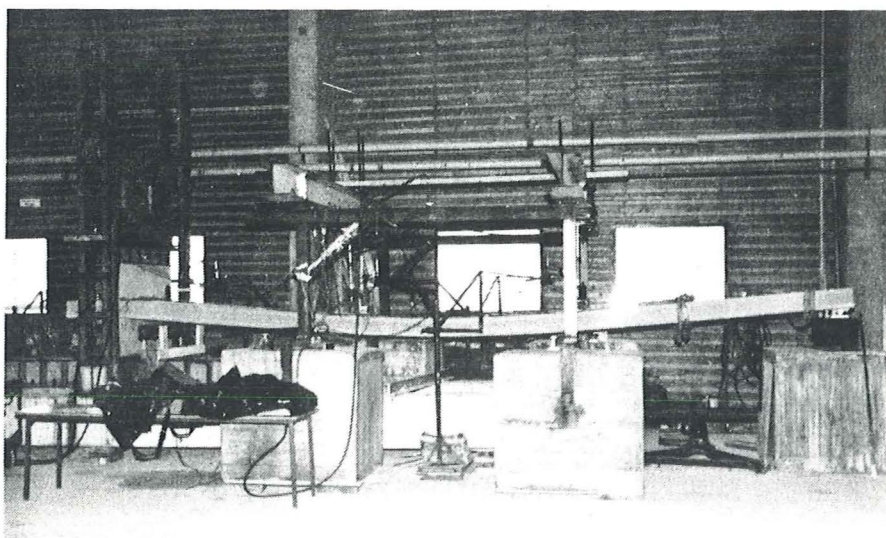


Bild 7.6 Sprickmönstret och deformationen för prov 2 då provet avbröts. Mittnedböjningen är ca 270 mm. Avlastningen visade att en kvarstående deformation på ca 60 mm hade erhållits! Alltså en elastisk nedböjning på ca 210 mm och spännlinornas glidning var max 1 mm!

Vid försök på prov 2 och 4 gjordes ett litet avsteg från provningsproceduren beskriven i kap 7.1 under rubriken *Provningsförfarandet*. Istället för att börja med att applicera en vägglast $q_v = 560$ KN som sedan hölls konstant under resten av försöket, gjordes följande lilla avsteg:

Först belastades bjälklagskrysset med en vägglast på 280 KN (motsvarande ca 4 våningars last). Sedan belastades håldäcket tills dess att den första indikationen på en spricka kunde noteras i anslutningsfogen. Därefter ökades vägglasten långsamt till ca 840 KN (≈ 12 våningar), där den sedan hölls konstant under det att försöket fortsatte med ökad belastning av håldäcket.

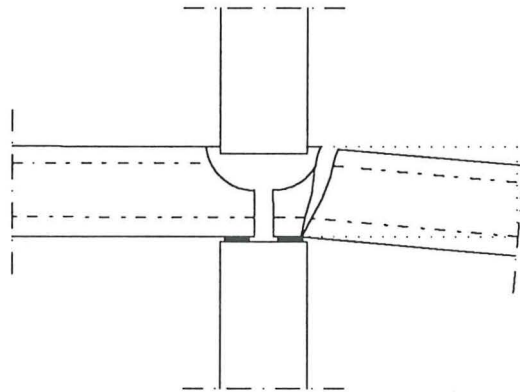
Syftet med detta lilla avsteg var att studera om en spricka i anslutningen tillväxer då vägglasten ökas kraftigt. Någon indikation på spricktillväxt kunde dock inte noteras!

7.4 Slutsatser

Eftersom antalet försök var begränsat till totalt 4 stycken, två på vardera provkroppstypen, är det svårt att utvärdera resultaten och dra några slutsatser från dem. Vissa tendenser kan trots allt skönjas ur försöksresultaten:

Bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg mellan vägg- och håldäckselement uppvisar en högre spricklast än bjälklagskryss med upplagsmellanlägg i form av neoprengummiremsor.

Någon tendens till sprickor eller brott i den upplagskant hos upplagsväggen på vilken håldäcket vilar, har inte kunnat påvisas vid en simulerad jämnt utbredd last på totalt ca 80 KN på håldäcket (9.5 KN/m²). Anledningen till detta bör vara dels att upplagskanten tåler betydligt mer last, dels att håldäcken spricker utanför väggens upplagskant då de belastades på ett sätt som medför att de roterar vid upplaget, se figuren nedan. Ett eventuellt brott sker således nästan helt utanför upplagskanten.



Figur 7.5 Sprickans läge i anslutningen då bjälklaget tillåts rotera kraftigt. Fogen är i sig ganska ostörd så till vida att betydande vägglaster fortfarande kan överföras via den.

I och med att eventuella sprickor till större delen uppstår utanför den del av anslutningen som befinner sig direkt mellan väggelementen, kan anslutningen på ett rätt så tillfredsställande sätt fortfarande överföra laster från ovanförhängande våningar (se fig 7.5 ovan).

Upplagsmellanlägg i form av elastiska neoprengummiremsor i bjälklagskryss av den typ som behandlats här, tenderar till att minska rotationsmotståndet i fogen då håldäcket roterar. Detta leder till en lägre spricklast på grund av den minskade tvångsinspänningen av håldäcksändarna.

8 Prov C - Punktbelastning invid anslutningen

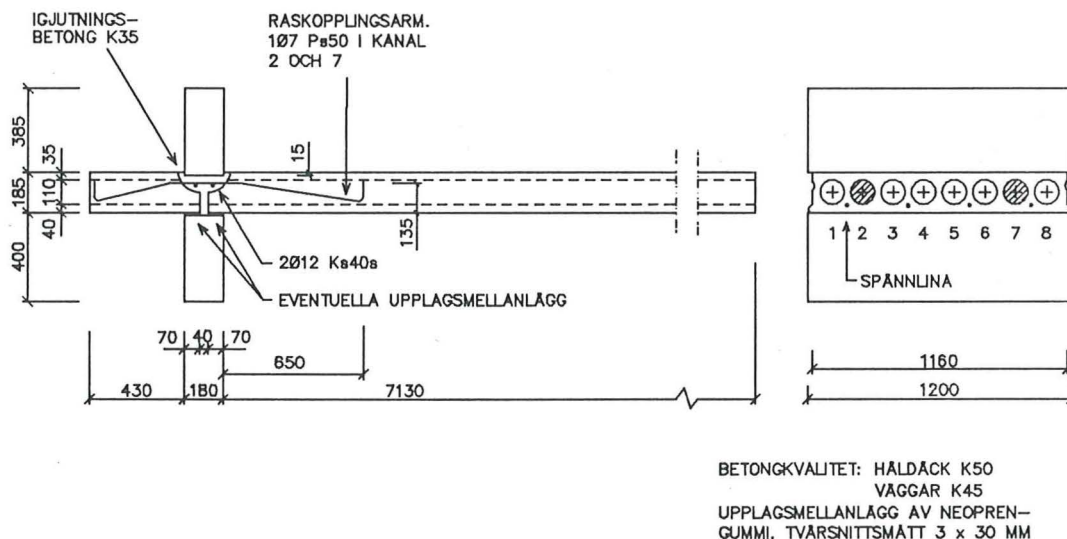
8.1 Beskrivning av Prov C

I detta prov utfördes försök på provkropp 2 med en annan försöksuppställning. Åldern hos provkroppens prefabricerade delar var 56 - 59 dgr, medan fogens ålder var 42 - 45 dgr. Provingen utfördes vid Skanska Prefab AB's anläggning i Uppåkra utanför Lund.

Antal prov: 2 st utan upplagsmellanlägg
2 st med upplagsmellanlägg i form av neoprengummi

Idén till detta försök utvecklades under det att Prov B utfördes, som en följd av provresultaten från detta försök. Egentligen borde provkropparna i detta försök, Prov C varit 3 m kortare, men eftersom det inte gick att kapa håldäcken vid det aktuella tillfället på ett enkelt sätt, genomfördes försöken med provkropp 2's ursprungliga längd. Till viss del liknar provet ett vanligt tvärkraftsprov för håldäck.

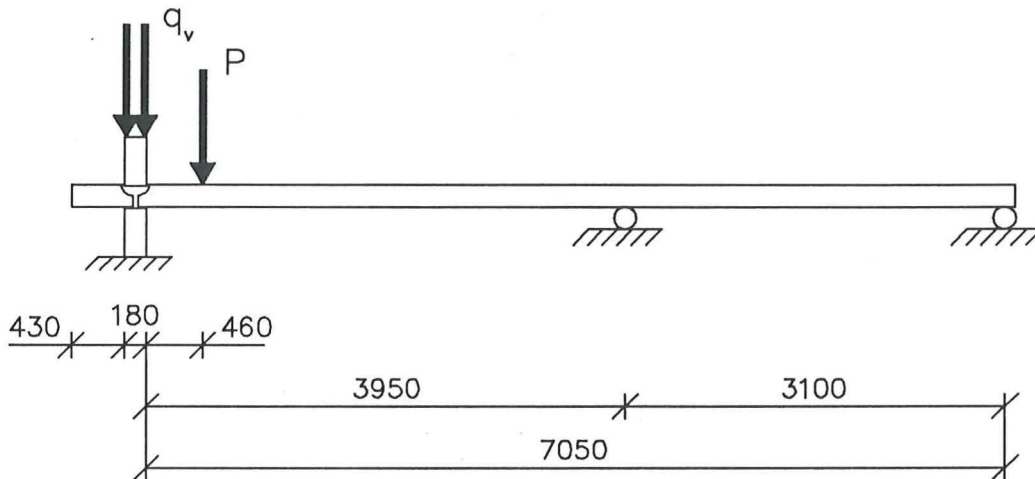
Provkropp



Figur 8.1

Belastning

Vid provningen belastades provkroppen dels med en vertikalt jämnt utbredd last q_v på det övre väggelementet, dels med en punktbelastning på avståndet $2.5h = 460$ mm från bjälklagskrysset ($h =$ håldäckets höjd $= 185$ mm). Punktlasten fördelades med en tvärbalk på håldäcket.



Figur 8.2 Belastning av provkropp.

Vägglasten q_v (KN/1.2 m vägg) = last från ett antal ovanförliggande våningar, egentyngd och nyttig last.

Punktlasten P (KN) = last på bjälklaget vid tvärkraftsprov av håldäck enligt FIP's rekommendationer /2/, fördelad med en tvärbalk på håldäcket.

Under provningen var;

$$q_v = 560 \text{ KN/1,2 m vägg} \approx 8 \text{ våningars last (se beräkning i Bilaga D)}$$

$$P = 0 \rightarrow \text{brottlast}$$

Provuppställning

Provanordningen som byggdes upp för detta försök hade följande utformning, se bilden på nästa sida.

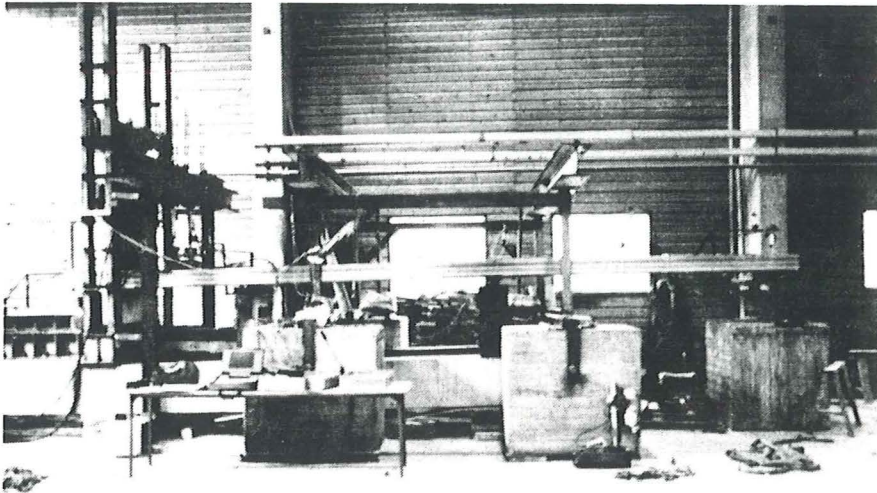


Bild 8.1 Provpuppställning. Observera att alla delar av utrustningen från Prov B ej hunnits ta bort.

- Vägglasten erhöles med en befintlig provrigg som var utformad så att en jämnt utbredd last kunde läggas på över hela väggens ovsida (1200 x 180 mm). I provriggen klämdes således bjälklagskrysset fast samtidigt som provkroppens ena upplag var beläget här.
- Punktlasten på avståndet $2.5h = 460$ mm från upplagsmitt för håldäcket erhöles med 2 st parallellkopplade 10 tons belastningskolvar. Mellan kolvarna och håldäcket fanns en livavstyvad HEA-profil för att fördela lasten jämnt.

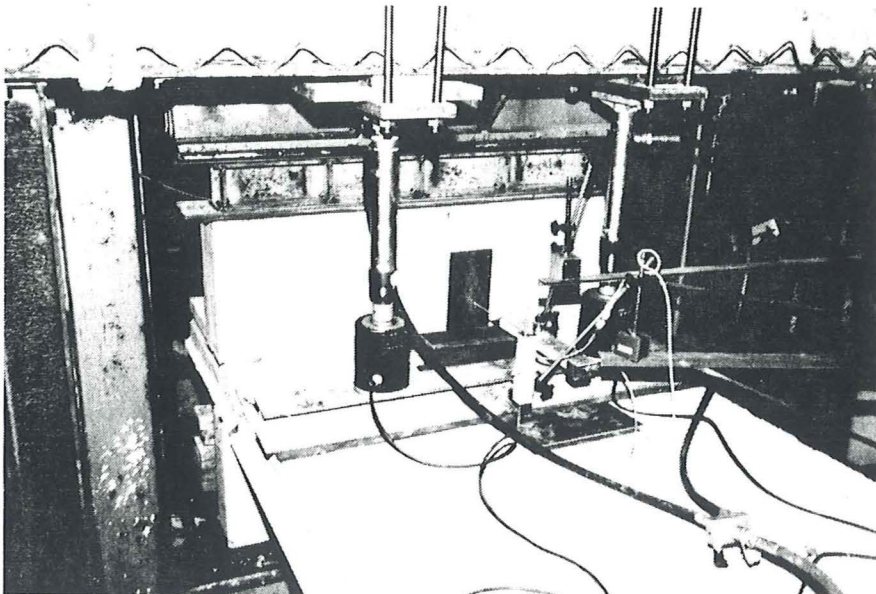


Bild 8.2 Belastningskolvarna invid fogen.

- Ett mellanlägg i form av 5 mm neoprengummiduk placerades mellan provkroppen och alla upplag/belastningspunkter, för att förbättra anliggnen och lastfördelningen.
- Mittupplaget för håldäcket utgjordes av ett rullager, medan ändupplaget var en form av glidlager.

Precis som vid föregående försök, Prov B i Kap 7, existerade inte någon komplett provanordning utan den fick utvecklas och tillverkas innan provningen kunde påbörjas. Samma krav i form av flexibilitet och möjlighet att kunna lyfta en provkropp in och ur provanordningen ställdes nu som vid föregående försök. Det skulle vara rent praktiskt och tidsmässigt möjligt att utföra flera försök inom rimliga tidsgränser och arbetsinsatser!

Problemet var att finna ett mothåll för laster på uppemot 200 KN. Det hela löstes med en enkel och kraftig ramkonstruktion vars mothåll utgjordes av provbänken. Iden byggde på att provbänken belastades av provkroppens upplagsreaktioner under försöket, se bild 8.3 på nedan.

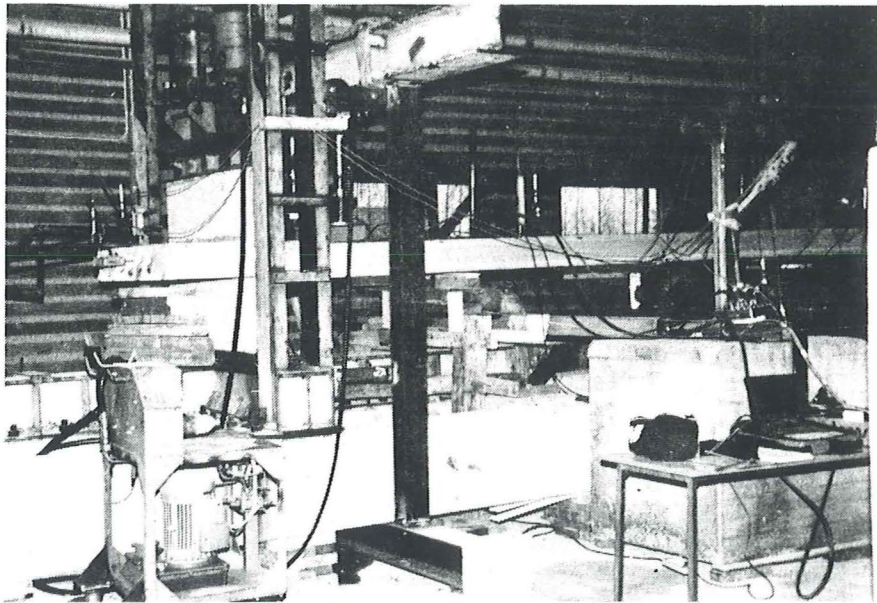
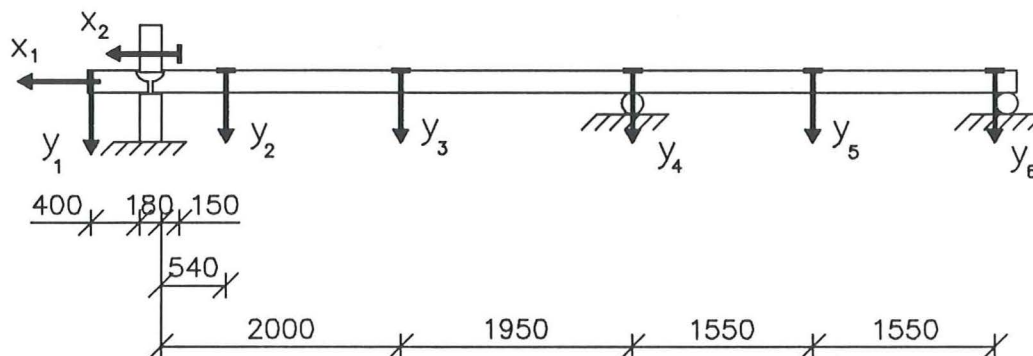


Bild 8.3 Mothållsram för punktlasten.

Mätningar

Förskjutningarna mättes relativt ett fast underlag, betonggolvet i hallen, i 8 olika punkter på provkroppen enligt figuren nedan.



Figur 8.3 Placeringen av deformationsgivarna. Givarna placerades utmed provkroppens längdaxel, dvs mitt på provkroppen. Deformationen mättes relativt ett fast underlag, - golvet.

Anledningen till att deformationen $y_4 - y_6$ också mättes, var att det behövdes en viss kontroll över provkroppens deformation i dessa punkter eftersom provkroppen var 3 m för lång.

Under provningen registerades punktlasterna och förskjutningarna vid varje lastökning om ca 2 kN. Deformationen mättes med skjutpotentiometrar och punktlasten mättes med lastceller, och allt var anslutet till en dator. Vägglasten avlästes på ett separat digital-instrument. Speciella noteringar gjordes av den första sprickan som slog upp på vardera sidan av provkroppen, i såväl fogen som väggen och håldäcket i övrigt. Sprick- och brottlasten noterades.

Provningsförfarandet

- Vägglasten q_v ökades sakta från 0 till 560 kN där den hölls konstant under hela provet.
- Punktlasten P ökades sedan långsamt från 0 och uppåt.
 - Med jämna mellanrum gjordes avbrott för att spänningsomlagringarna i provkroppen skulle hinna ske.
 - Mellan $P = 0$ och 20 kN per punktlast gjordes ett stopp var 10.e kN i ca 2 minuter.
 - Från $P = 20$ och uppåt gjordes ett stopp var 5.e kN i ca 2 min. Emellanåt gjordes längre uppehåll om ca 5 min för att studera och fotografera sprickorna.
- Provningsen avbröts när håldäcket gick till brott.
- Provkroppen avlastades efter utförd dokumenteringen av försöket.

8.2 Resultat

Försöksresultaten har sammanställts nedan. I Bilaga C finns även en tabell med några av de intressantare resultaten sammanställda.

Observera att inverkan av den del av håldäcket som var belägen utanför de två första upplagen, dvs det högra upplagsfacket i fig 8.2, i princip ej kan ha påverkat provresultaten nämnvärt mycket. Anledningen är att håldäcket före samtliga försök tilläts spricka ovanför det mittersta upplaget då provkroppen lades på plats!

Spricklaster

Spricklasten för provkropparna avser den last, på bjälklaget i form av en punktlast P , vid vilken den första sprickan slog upp på någondera av anslutningszonens (bjälklagskryssets) tvärsnittssidor, samtidigt som vägglasten var konstant $q_v = 560$ KN.

Spricklasterna i anslutningszonen blev:

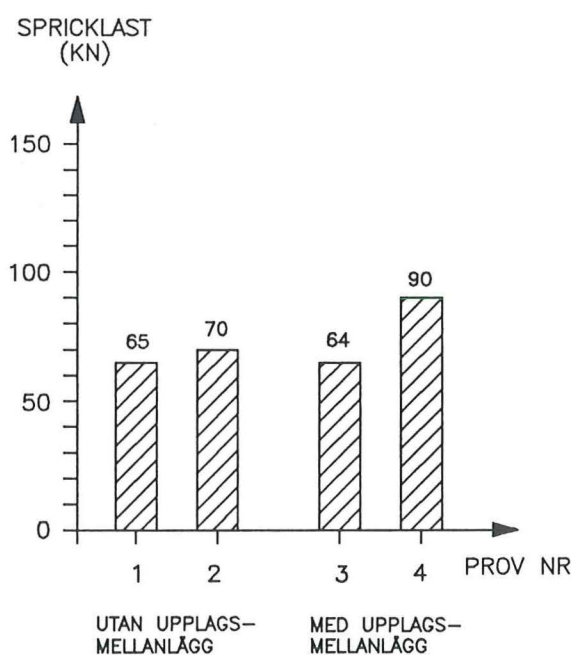


Diagram 8.1 Spricklasten i anslutningszonen för proven.

Spricklastens storlek är ungefär densamma för prov 1-3 medan prov 4 uppvisar en betydligt högre spricklast i anslutningszonen, vilket framgår av diagrammet ovan. Medelvärdet på spricklasten för proven utan upplagsmellanlägg (prov 1-2) blev 67.5 KN, och 77 KN för proven med upplagsmellanlägg i form av neoprengummiremsor (prov 3-4), men observera då prov 4's höga spricklast.

Förklaringen till att prov 1-3 uppvisar en betydligt lägre spricklast än prov 4 är att upplagsanläggningen mellan vägg och håldäck var sämre för dessa prov. Det fanns en

springa på ca 1 mm storlek utmed ca 300-450 mm av upplagssträckan för det långa håldäcket. Prov 4 hade däremot före försöket konstaterats ha en nästan perfekt anliggning.

Brottlaster

Brottlasten avser storleken på den last, i form av en punktlast P på håldäcket, vid vilken provkroppen gick till brott, - samtidigt som vägglasten var konstant $q_v = 560$ KN.

Försöket kan sägas likna ett tvärkraftsprov av håldäck i ett visst avseende.

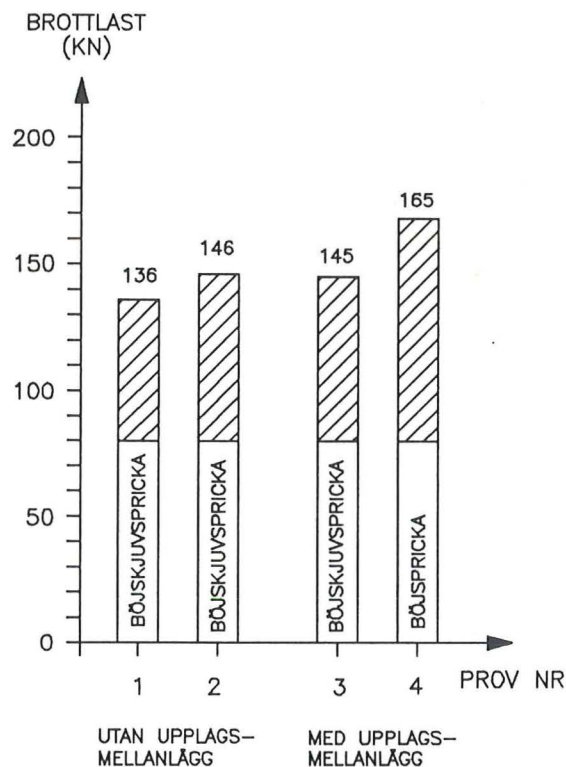


Diagram 8.2 Brottlasterna för proven. I samtliga fall är det ett brott i håldäcket. På staplarna anges även typen av brott. För prov 4 är det ett rent böjbrott, medan de övriga proven uppvisar böjskjuvbrott.

Brottlastens storlek för prov 1-3 var ungefär densamma, medan prov 4 hade en högre brottlast. Medelvärde på brottlasten för alla prov blev 148,8 KN. I detta stadiet av försöket är det svårt att skilja på brottlasten för de två olika provkroppstyperna. Dels beroende på att fogen och håldäcket hade spruckit vid upplaget långt före det att brottlasten uppnåddes, och dels av den orsaken att det förekom anliggningsspringor mellan elementen vid upplaget. Prov 4's höga brottlast däremot beror helt klart på att upplagsanliggningen mellan håldäcket och upplagsväggen var mycket bra! Så var inte fallet med de övriga proven.

Det teoretiska värdet på håldäckets tvärkraftskapacitet i ett snitt ca 460 mm från upplaget är $V_p + V_c = 110$ KN. Värdet är beräknat med hjälp av ett datorprogram /DP/,

för ett fritt upplagt håldäck med 3,95 m mellan upplagen och punktlasten på avståndet $2.5h = 460$ mm från stöd, - precis som i detta försök.

Alla prov uppvisade böjskjuvbrott för håldäcket utom prov 4 som hade ett rent böjbrott.

Deformationer

Håldäckets nedböjning y_2 i närheten av anslutningen ses nedan.

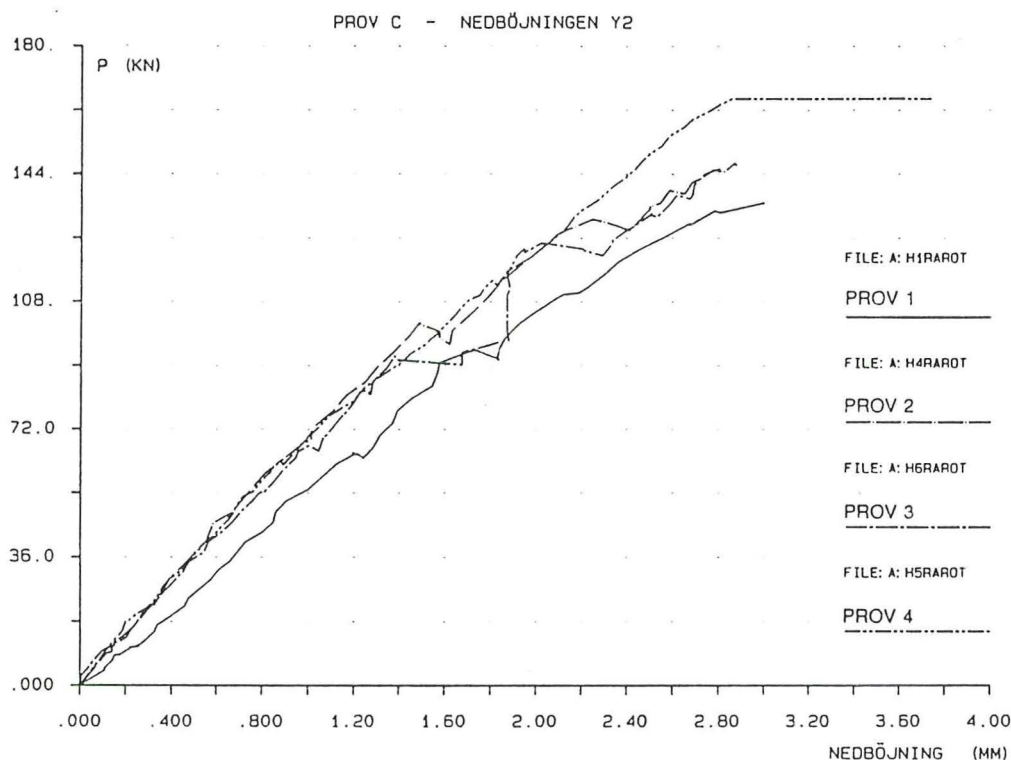


Diagram 8.3 Håldäckets nedböjning y_2 600 mm från bjälklagskryssset som funktion av punktlasten P för samtliga prov.

Nedböjningen varierar lite för de olika proven, men det finns ingen direkt skillnad mellan kurvorna. I varje fall inte av sådan karaktär att någon slutsats kan dras beträffande de två olika provkroppstyperna. Noterbart är dock prov 4's betydligt större motstånd mot nedböjning (se diagrammet ovan), orsakat av stora tvångskrafter som verkar på håldäcksändan i anslutningen. Denna inspänningseffekt beror främst på inverkan av stora vidhäftningskrafter (adhesion) och inte så mycket på raskopplingsarmeringen!

Vinkeländringen för det långa håldäckselementet vid upplaget beräknad med hjälp av förskjutningen y_2 , visas i diagram 8.4 nedan.

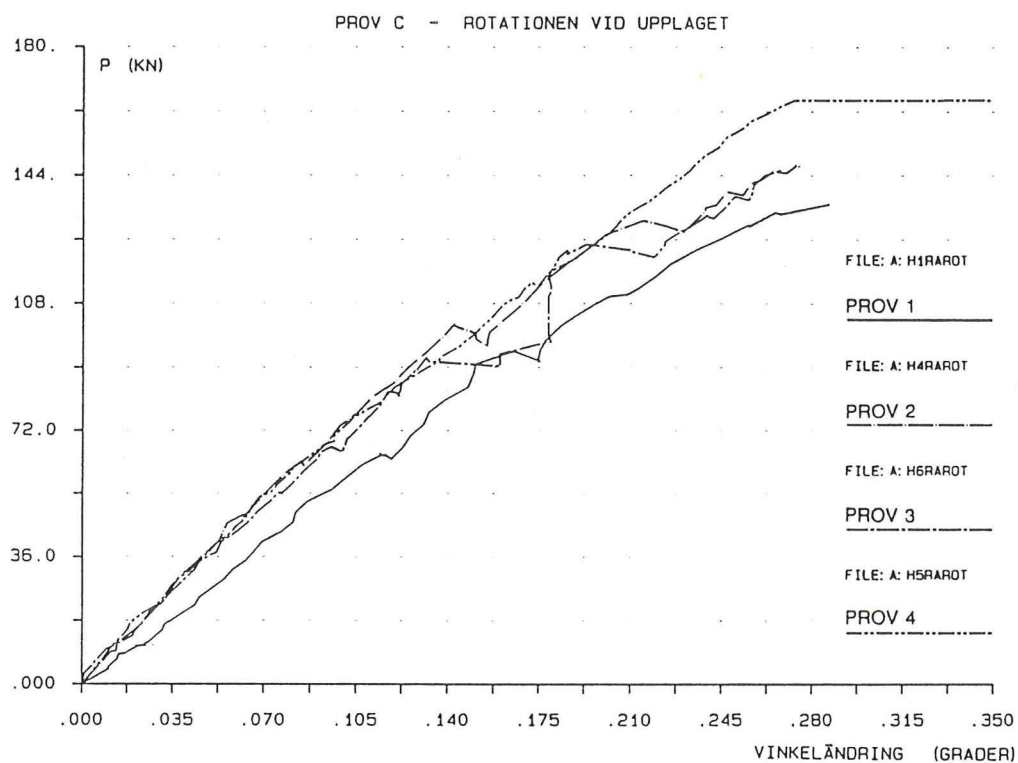


Diagram 8.4 Håldäckets vinkeländringen φ vid upplaget som funktion av punktlasten P på håldäcket.

Till sist visas även håldäckens mittnedböjning y_3 från ett av försöken.

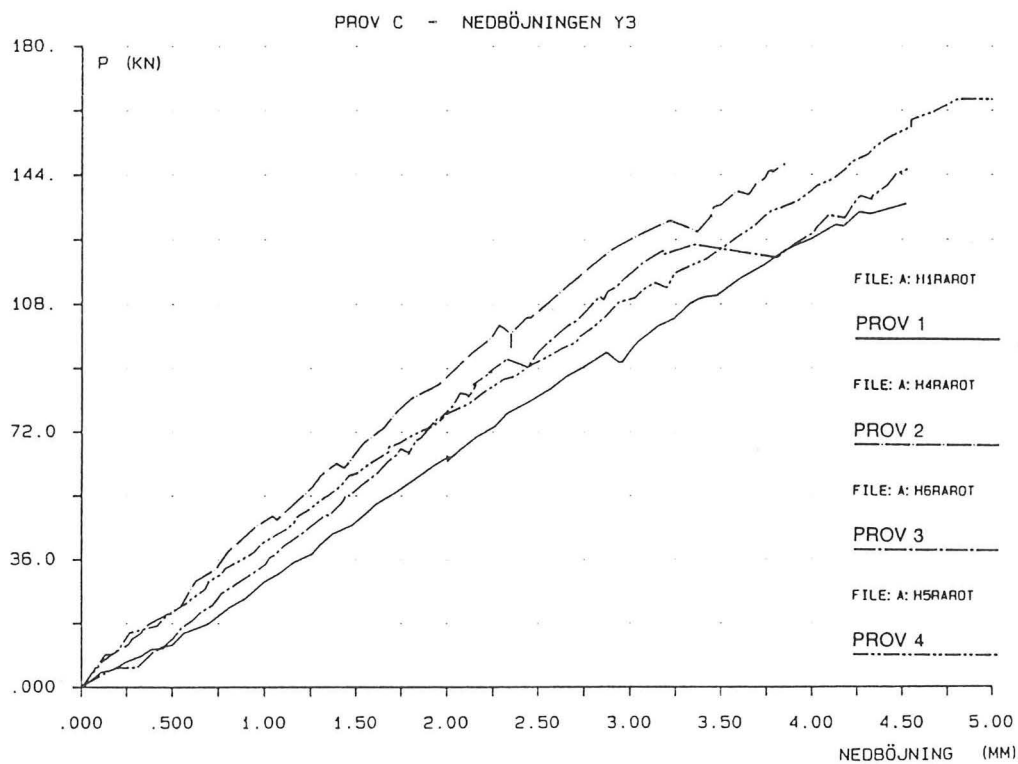
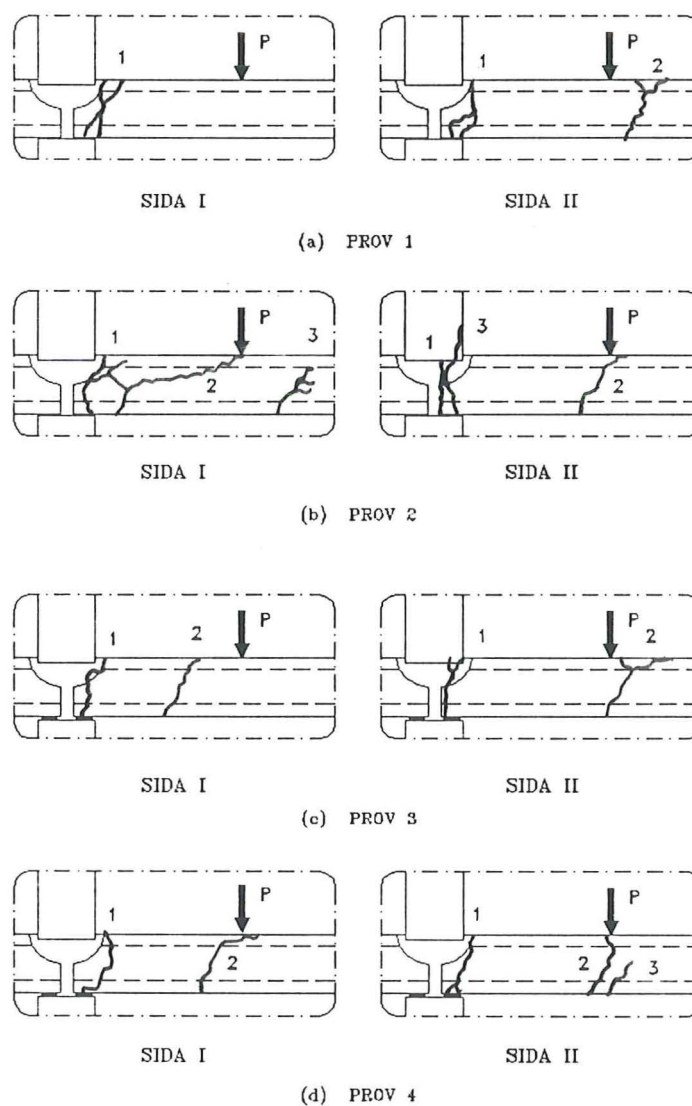


Diagram 8.5 Nedböjningen y_3 mitt på håldäcket.

8.3 Observationer och kommentarer till provresultaten

Före samtliga försök hade provkropparna tillåtits att spricka ovanför mittupplaget då de lades på plats. På så sätt torde inverkan av den del av håldäcket som befann sig längst från bjälklagskrysset, i det andra facket knappast ha kunnat påverka försöket eller försöksresultaten något nämnvärt. Egentligen skulle provkroppen varit ca 3 meter kortare. Men eftersom detta försök tillkom som en följd av resultaten från Prov B fanns det vid tillfället inte någon möjlighet att kapa provkropparna.

Sprickmönstret för bjälklagskryssen varierade en del invid fogen. I figur 8.4 nedan visas sprickmönstren vid anslutningen för samtliga fyra prov, sett från bägge tvärsnittssidorna för anslutningen. Även brottspricka för brottlasten finns med i figurerna.



Figur 8.4

Figurerna bredvid visar parvis sprickmönstren på respektive tvärsnittssida för bjälklagskryssen, för samtliga prov. Dels visar figurerna det sprickmönster som finns närmast fogen, dels ses den brottspricka som uppstod då provet belastades till brott. Pilen på håldäcken markerar punktlastens läge. Först slog sprickorna (1) närmast fogen upp, sedan kom brottsprickorna (2). Eventuellt slog även en tredje spricka upp (3).

Av fig 8.4 på föregående sida framgår det att läget för den första sprickan (markerad med 1) varierar rätt så mycket. För vissa prov (t.ex prov 1 och 4) börjar sprickan på ovansidan av provkroppen, i gränzonen mellan håldäcket och fogbruket, och löper sedan ned mot upplagskanten. För prov 3 däremot börjar sprickan under det övre väggelement och löper sedan mer rakt ned mot undre väggen. Detta prov var också det enda som uppvisade en hörnspricka i det övre väggelementet.

Sprickorna som ledde till brott är markerade (2) i figuren på föregående sida. För prov 1-3 var det en böjskjuvspricka, medan det för prov 4 var en ren böjspricka vilket torde ha berott på den goda upplagsanläggningen i fogen för just detta prov. Detta är också anledningen till att de övriga proven har en till synes böjspricka på ena sidan, och sedan en skjuvspricka på den andra sidan pga sämre upplagsanläggning där.

Sprickmönstren för prov 1 och 2 ses även i bilderna nedan. Fler bilder finns i Bilaga C.

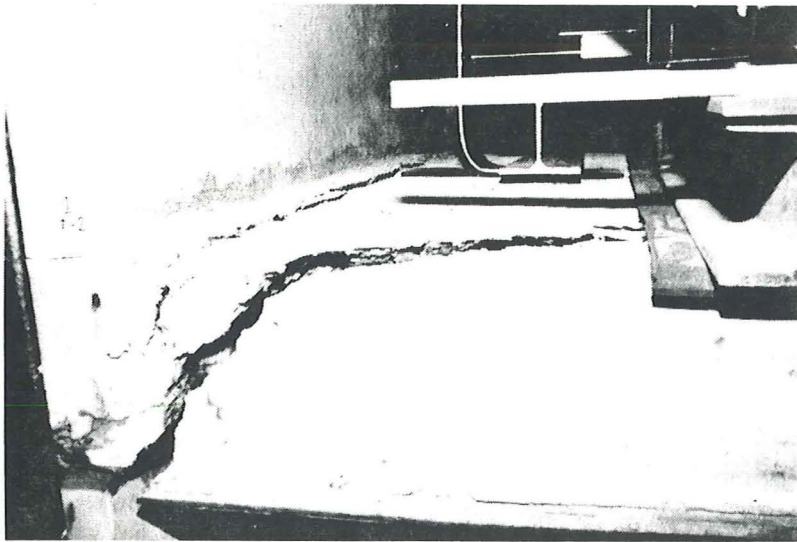


Bild 8.4 Sprickmönstret för prov 1.

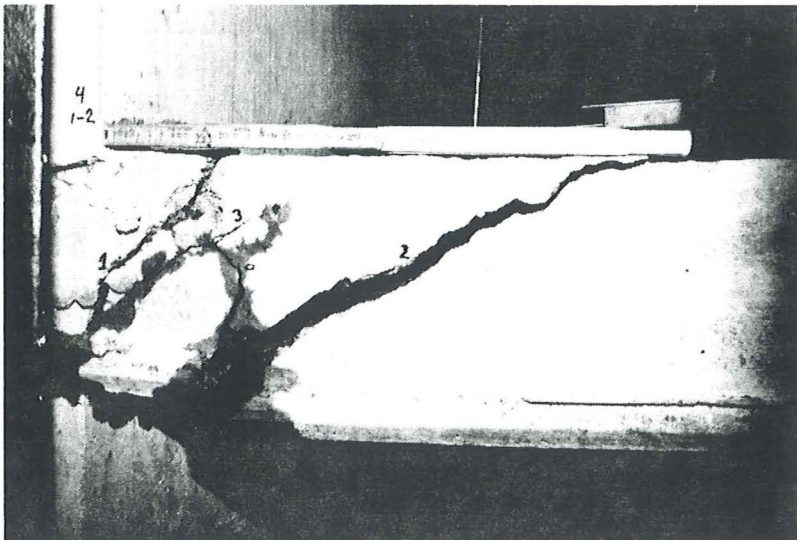


Bild 8.5 Sprickmönstret för prov 2.

Några tendenser till sprickor (flisning) eller brott i den upplagskant hos det undre väggelementet på vilken håldäcket vilar kunde inte ses vid något av försöken. Detta tyder troligen på att det erfordras betydligt större laster än de 150 KN/1.2 m vägg (egentyngd och nyttig last från håldäcket), innan kanten brister.

Vid försök på prov 2 och 4 gjordes ett litet avsteg från provningsproceduren beskriven i kap 8.1 under rubriken *Provningsförfarandet*. Istället för att börja med att applicera en vägglast $q_v = 560$ KN som sedan hölls konstant under resten av försöket, gjordes följande lilla avsteg:

Först belastades bjälklagskrysset med en vägglast på 280 KN (motsvarande ca 4 våningars last). Sedan belastades håldäcket tills dess att den första indikationen på spricka kunde noteras i anslutningsfogen. Därefter ökades vägglasten långsamt till ca 840 KN (≈ 12 våningar), där den sedan hölls konstant under det att försöket fortsatte med ökad belastning av håldäcket.

Syftet med detta lilla avsteg var att studera om en spricka i anslutningen tillväxer då vägglasten ökas kraftigt. Någon indikation på spricktillväxt kunde dock inte noteras!

8.4 Slutsatser

Från dessa försök är det svårt att dra några konkreta slutsatser om de olika typerna av bjälklagskryss eftersom antalet prov var alldeles för få (endast 4). Följande kan däremot konstateras:

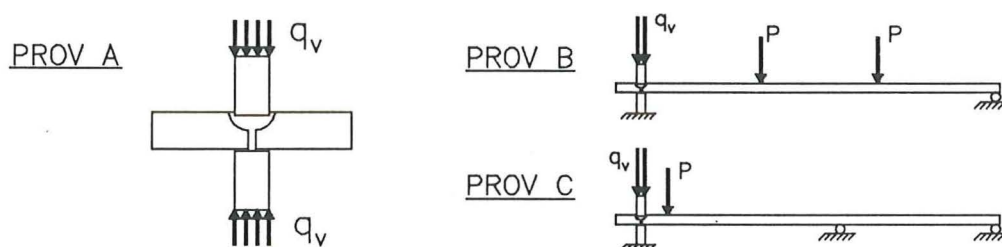
Inga risker för brott eller sprickor i upplagskanten för ett håldäck som belastar upplagskanten med laster uppemot 150 KN/1.2 m. Troligen tåler kanten betydligt mer än så.

Anslutningsfogen i bjälklagskrysset tåler laster på uppemot 70 KN per 1.2 meter anslutningsfog innan den börjar spricka, då belastningen sker ca 0,5 m från upplagsväggen. Detta under förutsättning att raskopplingsarmeringen utformas som i de prov som här utförts (åtminstone vad det beträffar armeringens höjdläge ovanför upplagsväggen). Naturligtvis innebär ett ökat antal spännlinor i håldäcken att rotationsmotståndet hos håldäckets båda ändar ökar, pga minskad nedböjning då håldäcket belastas. Detta leder till högre spricklaster för anslutningen.

Anliggning mellan håldäck och upplagsväggen är av stor betydelse för både spricklastens och brottlastens storlek. Desto bättre anliggning desto högre tvärkraftskapacitet för håldäcket, både vad det gäller spricklast och brottlast. Detta gäller även anslutningsfogens spricklast!

9 Sammanställning och jämförelse av försöksresultat

De tre försöken som utförts på bjälklagskryss bestående av prefabricerade vägg- och håldäckselement av betong och som presenterats i Kap 6 - 8, skiljer sig åt en del. Det är inte bara formen på provkroppen utan även belastningsformen som varierats. Att direkt kunna jämföra försöksresultaten från Prov A, B och C med varandra är därför tämligen svårt, men i vissa avseende är dock en jämförelse möjlig. Noteras skall att antalet prov vid respektive försök var begränsat. De tre olika försöken var:



Figur 9.1 Belastningen vid de tre olika försöken.

- Prov A - ett mindre bjälklagskryss utsatt för en ren vertikal och centrisk belastning av väggelementen.
- Prov B - en mer fullskalig provkropp utsatt för en konstant vertikal och centrisk vägglast, samtidigt som bjälklaget belastades med en variabel simulerad jämnt utbredd last. På så sätt studerades bland annat anslutningens seghet då bjälklaget utsattes för en stor deformation i fält och en stor rotation vid upplaget.
- Prov C - en mer fullskalig provkropp utsatt för en konstant vertikal och centrisk vägglast, samtidigt som bjälklaget belastades med en variabel punktlast ca 460 mm från anslutningsfogen. På så sätt erhöll bjälklaget en nedböjning i fält och en rotation vid anslutningen, som på ett mer relevant sätt avspeglade verkliga förhållanden.

9.1 En jämförelse av försöksresultaten

Försöken som utförts visar att det studerade bjälklagskryssets kapacitet att överföra laster från det övre till det undre väggelementet är mycket stor. Försöken visar också att den smala fogspalten mellan håldäcksändarna i bjälklagskrysset svarar för merparten av lastöverföringen mellan övre och undre väggelementet, och att bärförmågan upptill spricklasten och brottlasten är hög (Prov A).

Elastiska upplagsmellanlägg minskade den vertikala bärförmågan för bjälklagskrysset. Vid enbart väggbelastning (Prov A) uppvisade bjälklagskryss utan elastiska upplags-

mellanlägg en spricklast som var 24 % högre och en brottlast som var 11 % högre, än motsvarande värden för bjälklagskryss med elastiska upplagsmellanlägg.

Den vertikala bärförmågan beror bland annat av fogigjutningens (tryck-) hållfasthet och av förekomsten av mjuka och elastiska upplagsmellanlägg. När igjutningen spruckit, beror bärförmågan även av raskopplingsarmeringens förmåga att motverka ökad sprickvidd och uppsjälkning av fogen (Prov A).

Resultaten från Prov B visade, precis som Prov A, att spricklasten för anslutningsfogen var högre för provkroppar utan upplagsmellanlägg mellan håldäck och upplagsvägg, än för provkroppar med elastiska upplagsmellanlägg (tvärsnittsmått 3 x 30 mm) av neoprengummi. Tvångskrafterna på håldäcksändarna minskade för provkroppar med upplagsmellanlägg, varvid följden blev att håldäcken lättare kunde rotera vid upplaget då de böjdes ned i fält på grund av belastning (Prov B).

Prov C däremot visade att spricklasten för anslutningsfogen var storleksmässigt likvärdig för anslutningar med respektive utan elastiska upplagsmellanlägg, då bjälklaget belastades nära upplaget. Dessutom var storleken på anslutningens spricklast betydligt högre för Prov C än för Prov B eftersom håldäckens vinkeländring vid upplaget var mindre, - mer relevant och lik verkliga förhållanden.

Samtliga försök visade att upplagskanterna på det undre väggelementet på vilka håldäcksändarna vilar på, varken sprack eller avspjälkades då de belastades. Det kvittade om håldäcket utsatte upplagskanten för en stor belastning i kombination med en vinkeländring av håldäcket vid upplaget (Prov B och C), eller om en mycket stor vägglast överfördes via anslutningsfogen (Prov A). Det uppstod ändå inga sprickor i upplagskanten! För fallet med stora vertikala belastningar liknande Prov A beror detta på att håldäcken var avfasade i ändarna i anslutningsfogen. Följden blir en gynnsammare överföring av vägglasten mellan övre och undre väggelementet, huvudsakligen via fogspalten mellan håldäcksändarna. Se fig 6.4.a i Kap 6

De avfasade håldäcksändarna medför även, att fogen mer eller mindre spricker utanför fogzonen mellan väggelementen vid en vinkeländring av håldäckens ändrar, se fig 7.5 i Kap 7. Prov B och C visade att sprickan i fogen förskjuts mer in mellan väggelementens ändrar då bjälklagskrysset är försett med elastiska upplagsmellanlägg jämfört med då håldäcken ligger i direkt kontakt med upplagsväggen. Detta leder till en reducerad vertikal bärförmåga för bjälklagskrysset.

Anliggningen mellan elementen är av mycket stor betydelse för storleken på anslutningsfogens spricklast, och i vissa fall även brottlasten. Desto bättre anliggning mellan upplagsväggen och håldäcksändarna desto högre spricklast. Därmed inte sagt att elastiska upplagsmellanlägg är klart bättre bara för att de förbättrar anliggningen och bidrar till minskade tvångskrafter på håldäcksändan. Dessa mellanlägg sänker nämligen också nivån på spricklasten (och brottlasten) för anslutningen.

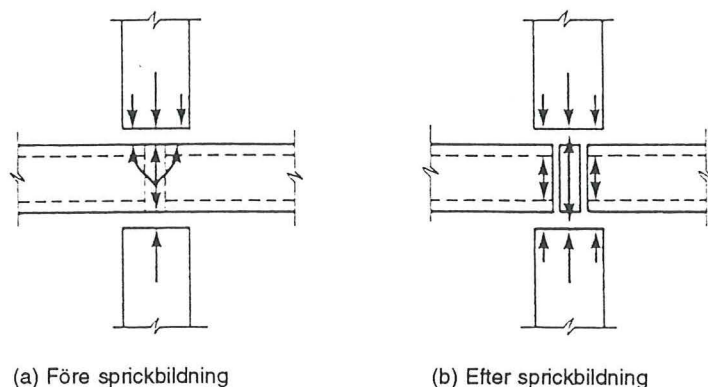
9.2 Jämförelse med andra försök

Andra försök /5/ har visat att om sprickor uppstår på grund av förhindrad förskjutning eller rotation av håldäcksändarna vid upplaget, så är möjligheten att dessa sprickor uppstår i tvärfogen ("fogarmeringsbalken") lika stor som att de uppstår i gränsytan mellan håldäck och fogbetong. Sprickorna kan även rent av uppträda helt och hållet i håldäcken. Om de uppträder i den del av håldäcket som befinner sig inom förankringszonen för spännarmeringen, dvs i princip inom anslutningszonen, så är de mycket farliga eftersom spännkraften för håldäcksändan går förlorad, se fig 4.4 i Kap 4. Ungefär motsvarande noteringar har gjorts vid de försök som utförts här, Prov B och C.

I PCI /1/ finns resultaten från en försökserie som Johal och Hanson har utfört, och som till en viss del liknar Prov A (lilla provkroppen, - Kap 6). Deras försök utfördes dock på en annan typ av bjälklagskryss (se Kap 4.4) och resultaten kan därför inte direkt jämföras med de som erhöles i Prov A. Bjälklagskryssen i deras försök hade håldäck med rakt avkapade ändar (se fig 4.5 i Kap 4.4) och fogspaltsbredden mellan håldäcksändarna var ca 76 mm (jämfört med 40 mm i Prov A). Dessutom var väggarna armerade mot spjälkning och raskopplingsarmering saknades! Deras resultat blev bl a att vertikal-lasten överförs via anslutningen på ett av två distinkta sätt:

Före sprickbildning - överförs lasten huvudsakligen via fogspalten, och speciellt i hög grad då mjuka elastiska upplagsmellanlägg förekommer under håldäcksändarna, se fig 9.2.a. Av denna anledning uppstår det skjuvspänningar mellan fogigjutningen och håldäcksändarna.

Efter sprickbildning - har anslutningen mer eller mindre spjälkats upp i tre delar som var och en överför en del vertikallasten. Hur mycket last som var och en av de uppspjälkade delarna i fogen kan överföra, beror på styvheten för var och en av dem samt av den totala styvheten för anslutningen. Olika materialegenskaper hos de uppspjälkade delarna i fogen medför spänningskoncentrationer där styvheten är som störst. Se fig 9.2.b nedan.



Figur 9.2 Generella beteendet på lastöverföringen före och efter sprickbildning.

9.3 Jämförelse av Prov A med en teoretisk modell

Johal och Hanson har i PCI /1/ presenterat ett uttryck för beräkning av den vertikala bärförmågan för ett bjälklagskryss. Beräkningsmodellen finns beskriven i Kap 4.4, ekvation 4.1, och har tagits fram genom dimensionsanalys av försöksresultat. Ekvationen gäller för bjälklagskryss där håldäcksändarna är rakt avkapade (inte avfasade). Med försiktighet kan försöksresultaten från Prov A i Kap 6, jämföras med det teoretiska värdet på bärförmågan beräknad enligt denna ekvation. En sådan beräkning är utförd i exempel 4.1 i Kap 4.4. Resultatet blev en teoretisk vertikal bärförmåga på 1757 KN/m, att jämföra med medelvärdet på brottlasten i Prov A, 2650 KN/m (1590 KN/0.6 m) för bjälklagskryss utan upplagsmellanlägg. Observera dock att den teoretiska modellen gäller för en annan typ av bjälklagskryss, -ett bjälklagskryss med icke avfasade håldäcksändar i anslutningen!

10 Slutsatser

Av de tre försök som utförts på bjälklagskryss bestående av prefabricerade väggelement och förespända håldäckselement av betong, och av teoretiska studier, kan följande slutsatser dras:

- Bjälklagskryss utan elastiska upplagsmellanlägg mellan upplagsväggen och håldäcksändarna har en högre vertikal bärförmåga (högre spricklast och brottlast), än bjälklagskryss med upplagsmellanlägg. (Prov A).
- Bjälklagskryssets spricklast är storleksmässigt likvärdig för anslutningar med respektive utan elastiska upplagsmellanlägg, då bjälklaget belastas nära anslutningen (varvid håldäckets deformation bättre avspeglar verkliga förhållanden). (Prov C).
- De positiva effekterna av upplagsmellanlägg i form av förbättrad anliggning mellan elementen och minskad inspänning av håldäcksändarna, är inte av sådan karaktär att elastiska upplagsmellanlägg av neoprengummi är att föredra.

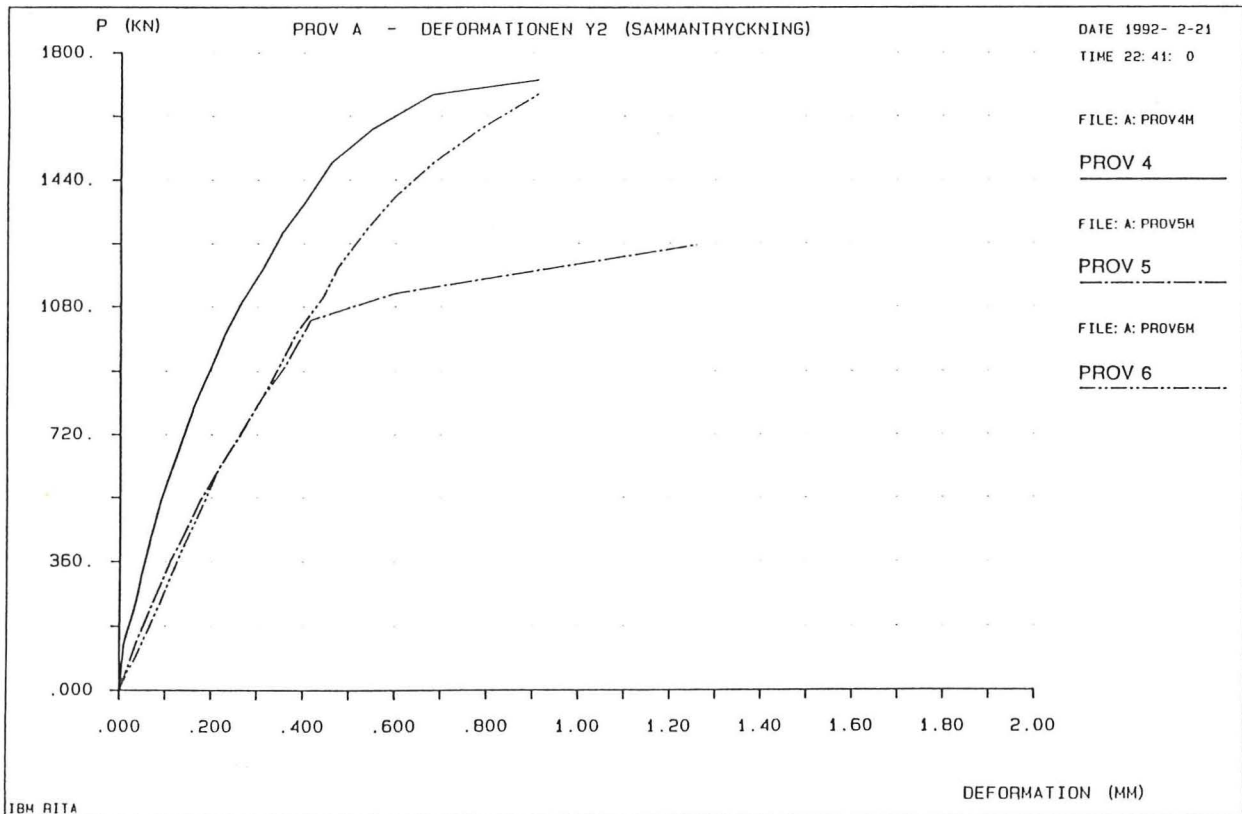
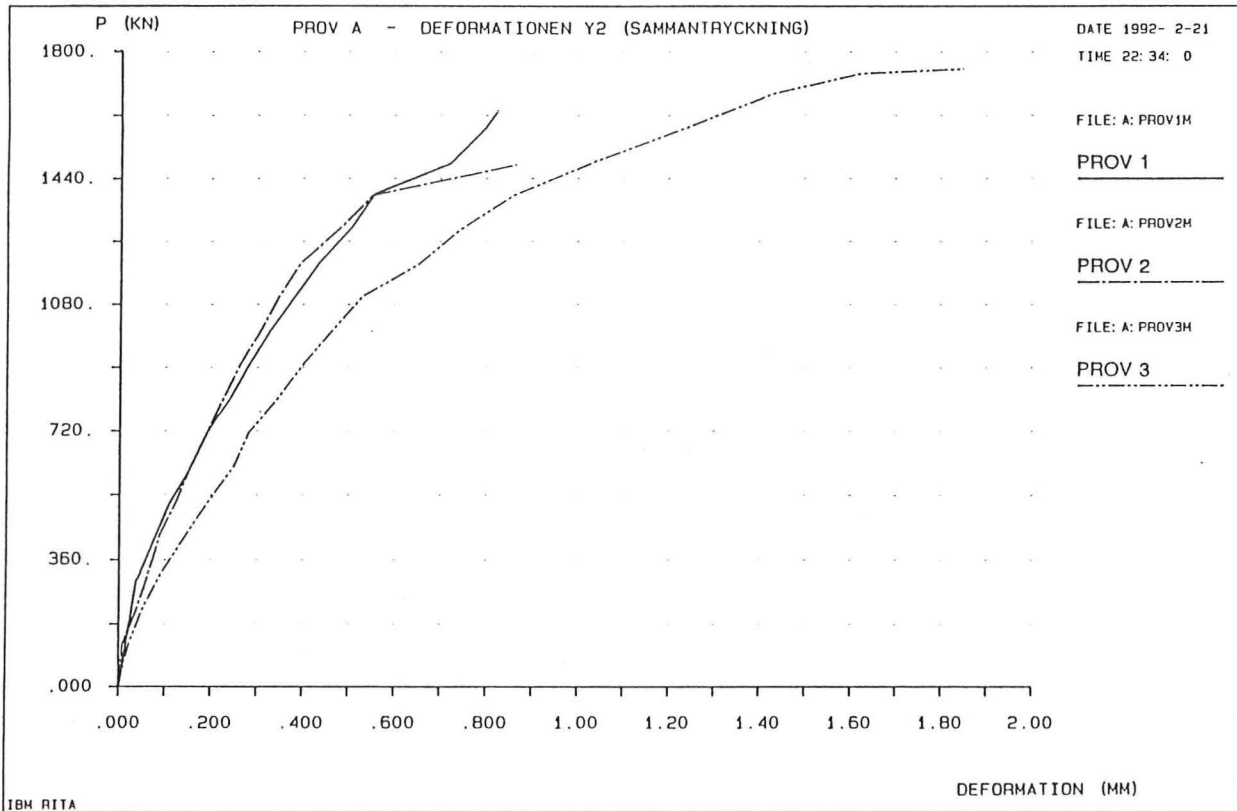
Det bör dock noteras att antalet prov vid respektive försök var begränsat! Det är därför svårt att dra några definitiva och konkreta slutsatser från försöken. Trots detta erhöles flera ganska tydliga indikationer på hur ett bjälklagskryss beter sig vid olika belastnings-situationer, och hur inverkan av elastiska upplagsmellanlägg påverkar anslutningen.

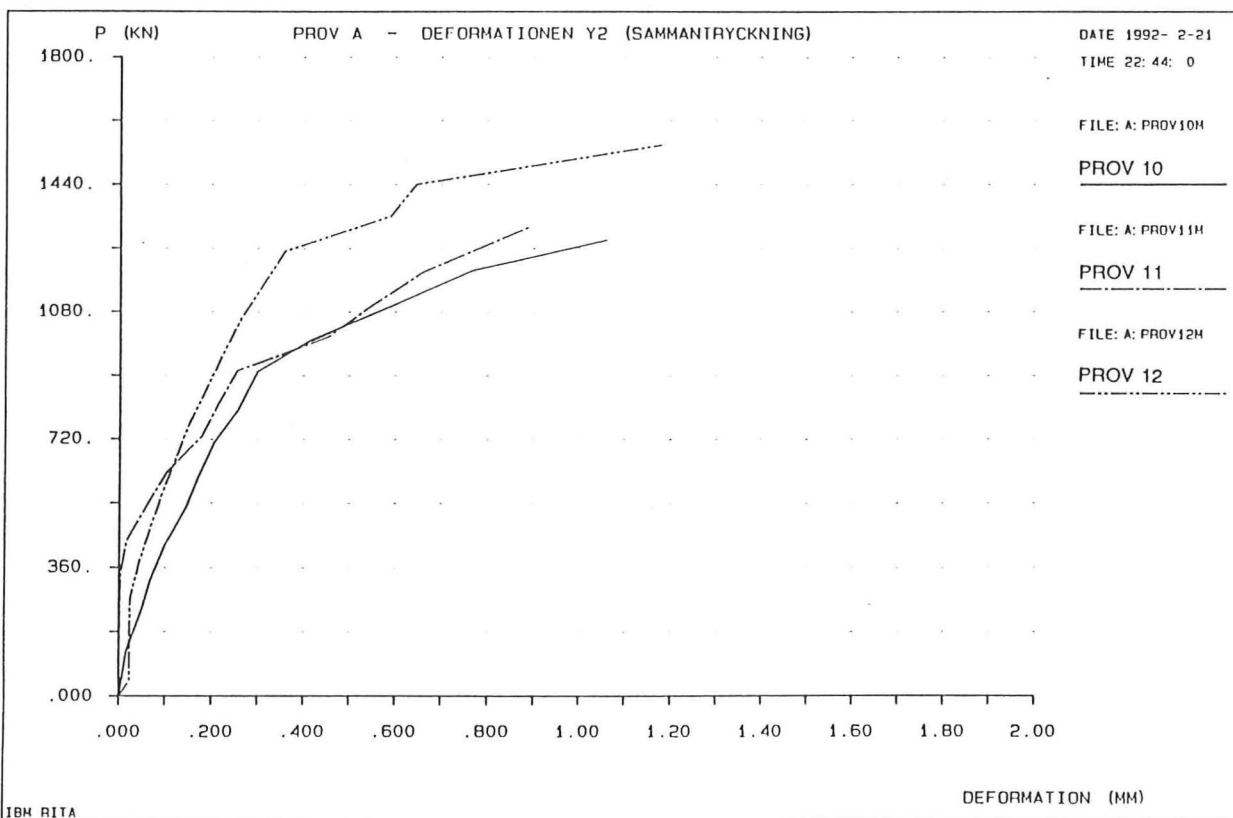
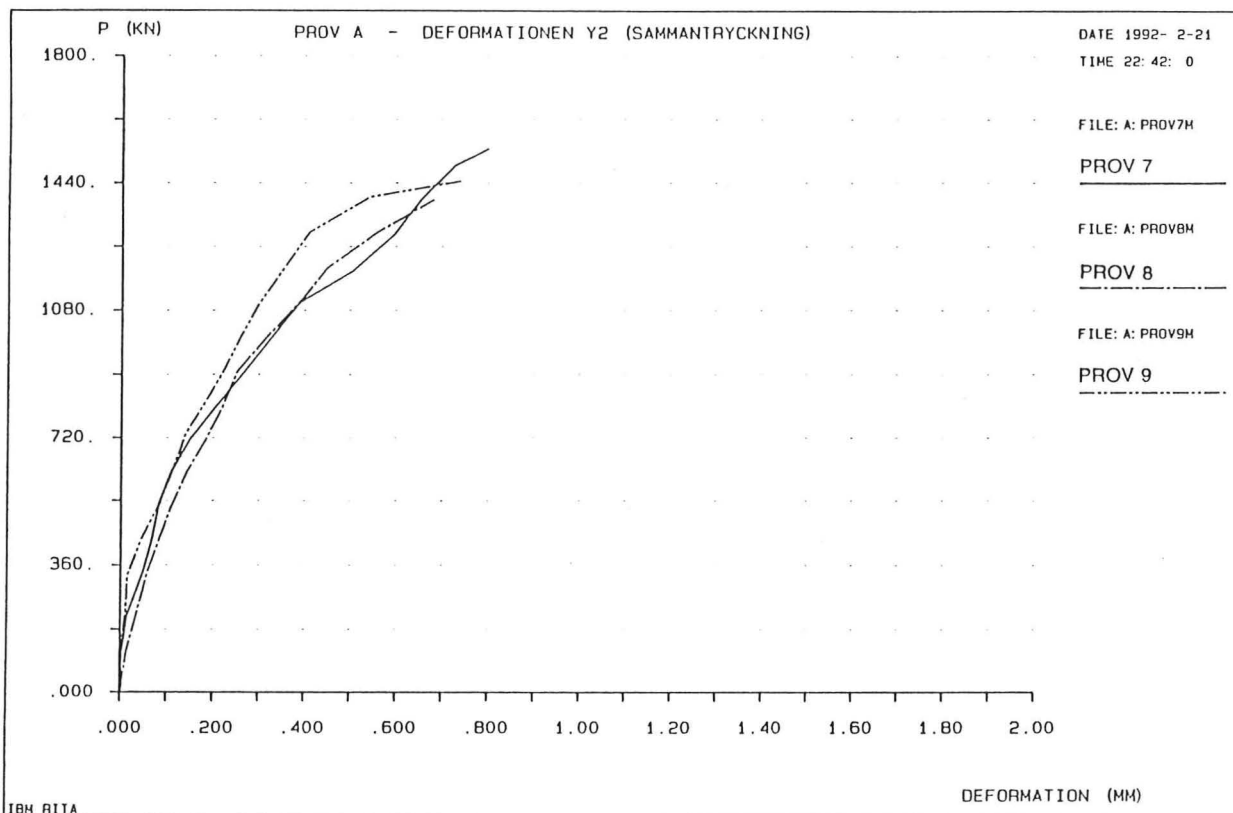
Referenser

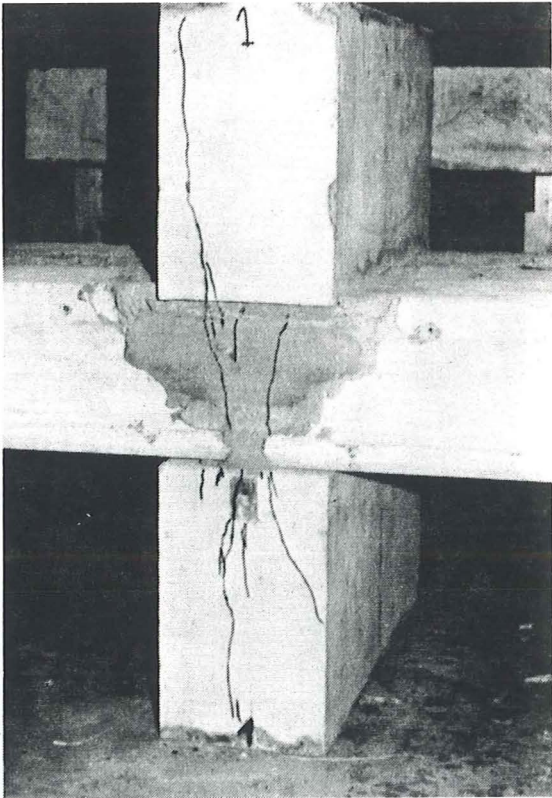
- /1/ Prestressed Concrete Institute, PCI
Design for Vertical Load on Horizontal Connections in Large Panel Structures.
PCI - journal, vol 27, no 1, January - February, 1982, page 62 -79
- /2/ Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP
Precast prestressed hollow core floors. FIP recommendations.
1988, Published by Thomas Telford Ltd.
- /3/ Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP
Design principles for hollow-core slabs regarding shear and transverse load bearing capacity, splitting and quality control.
FIP Technical report oktober 1982. Published by FIP.
- /4/ Betongelementföreningen
Betongelement
Publikation nr 35, 1984, nr 41 1985, nr 42 1985, Betongelementföreningen
- /5/ Engström, Björn
Connections and ties for precast hollow-core flooring.
Publication 84:2, March 1984, Avd. för Betongkonstruktioner, Chalmers.
- /6/ Walraven, J.C
Structural consequences of restrained deformations in hollow core slabs.
1983, Delft, Netherlands.
- /7/ Betonghandboken, - konstruktion.
Svensk Byggtjänst.
- /8/ Betonghandboken, - material
Svensk Byggtjänst.
- /9/ BBK 79
Svensk Byggtjänst
- /10/ Engström, Björn
Ductility of tie connections for concrete components in precast structures
Publikation 83:1, 1983, Chalmers.
- /11/ Typgodkännande för betonghåldäck, - TG-bevis nr 3759/82
1990, Skanska Prefab AB.
- /12/ Produktbeskrivning för vägg- och håldäckselement, - P1
1990, Skanska Prefab AB.
- /DP/ QBBBK, - datorprogram för dimensionering av spännbetongkonstruktioner enligt BBK 79.
1990, Skanska Prefab AB.

Kompletterande resultat till Prov A:

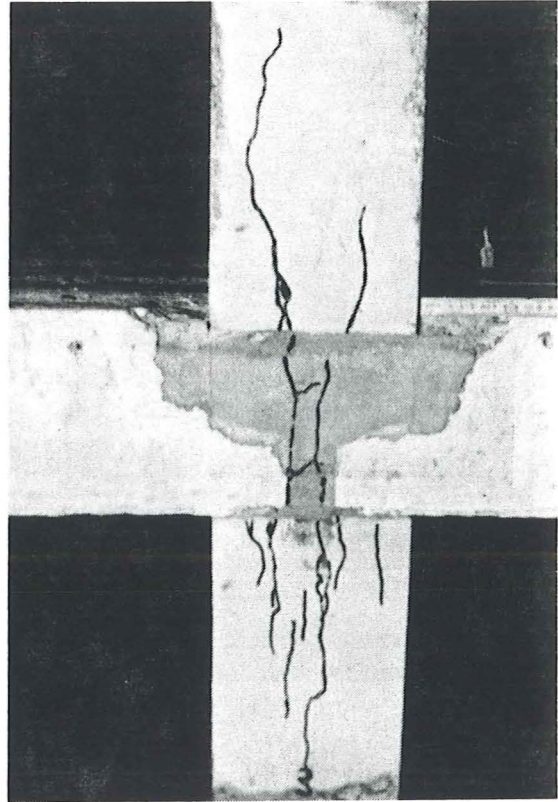
- Diagram visande den vertikala deformationen y_2 (sammantryckningen) för samtliga prov.
- Bilder visande provkropparnas sprickmönster efter brott.



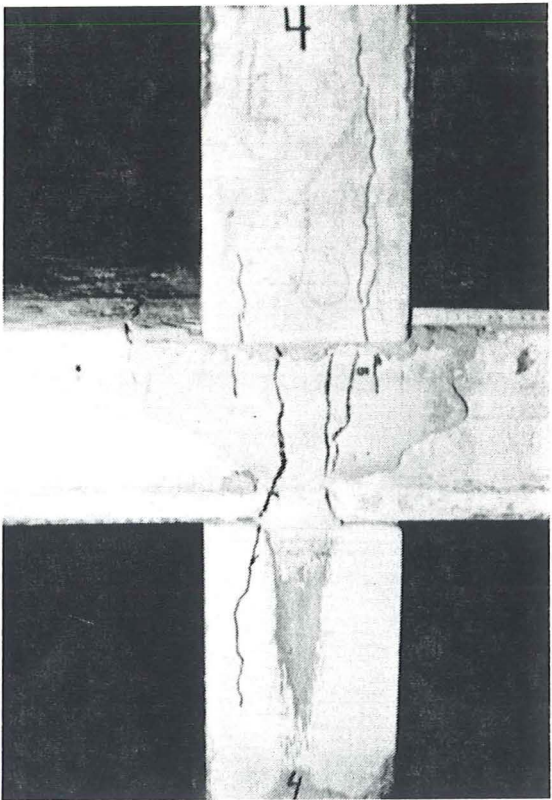




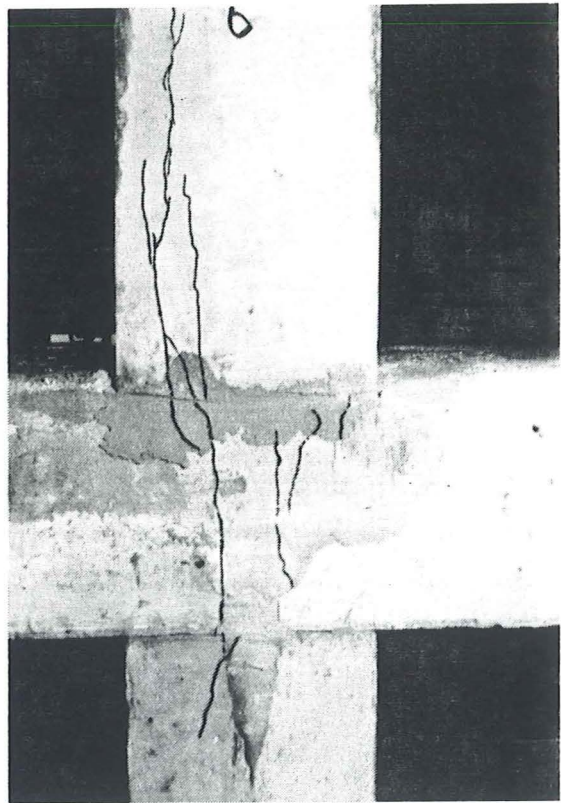
Prov 1



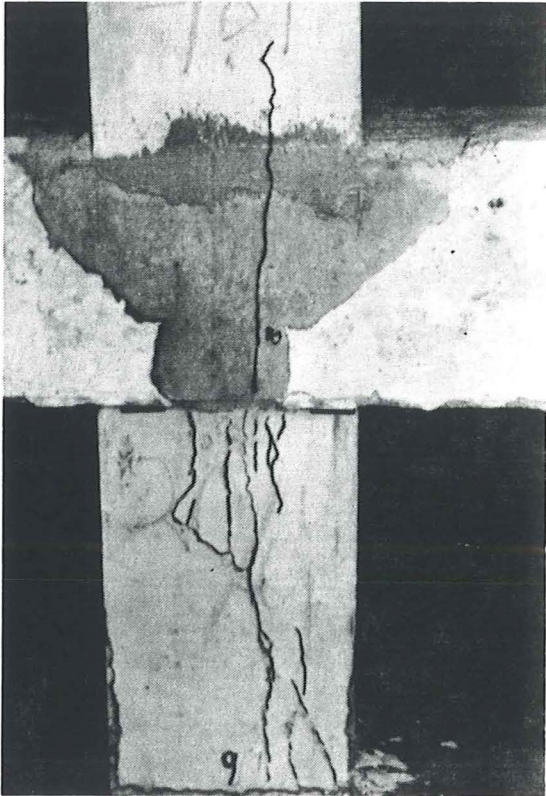
Prov 3



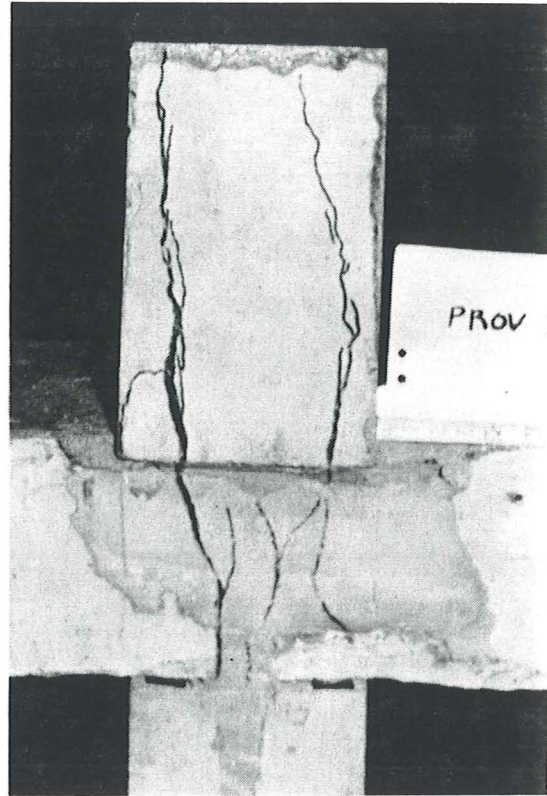
Prov 4



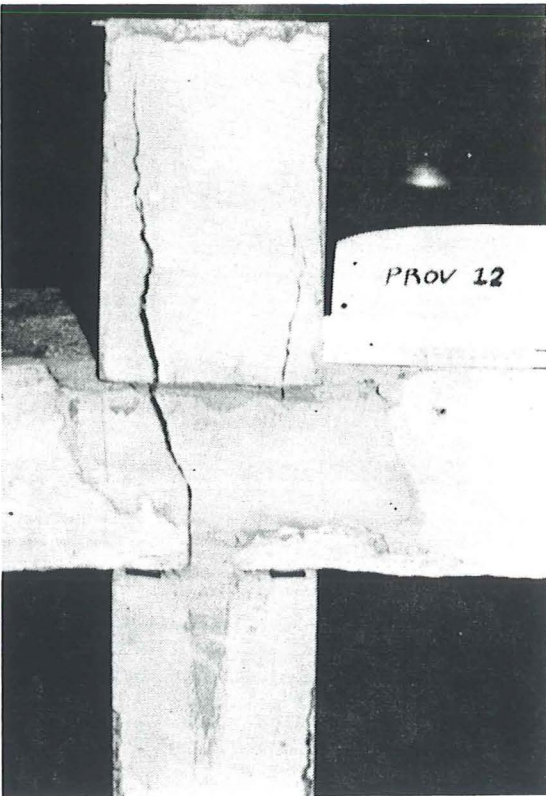
Prov 6



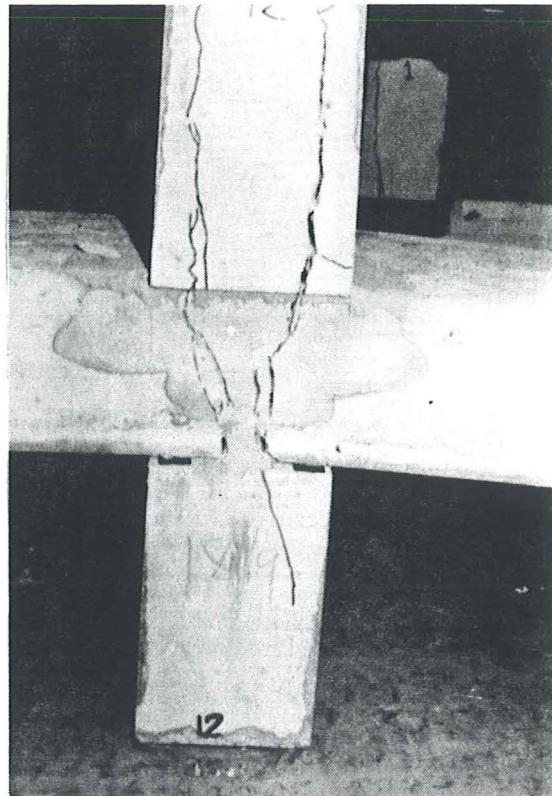
Prov 9



Prov 10



Prov 12



Prov 12

Kompletterande resultat till Prov B:

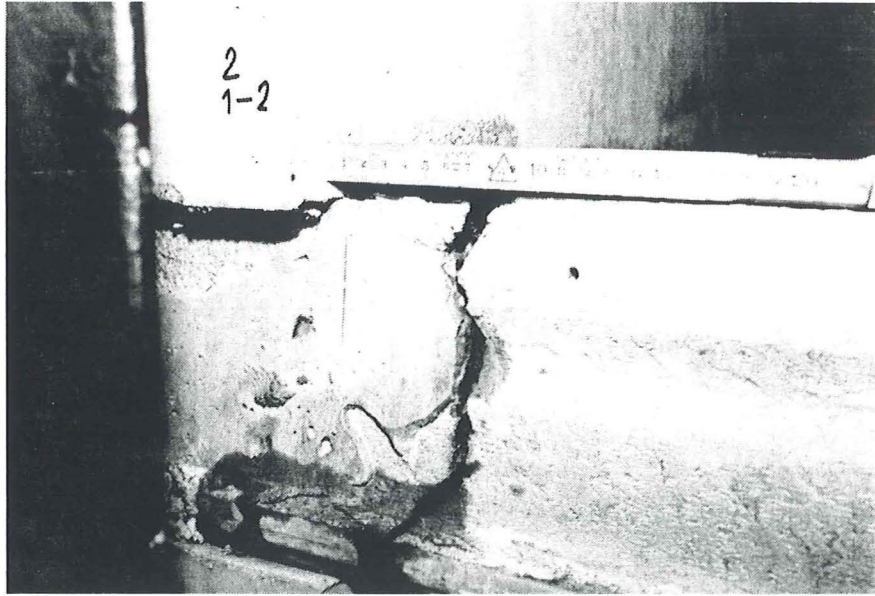
- En tabell med sammanställda lastnivåer, deformationer och vinkeländringar vid sprick- och brottlastnivåerna för samtliga fyra prov.
- Bilder visande provkropparnas sprickmönster efter brott.

RESULTAT FRÅN PROV B

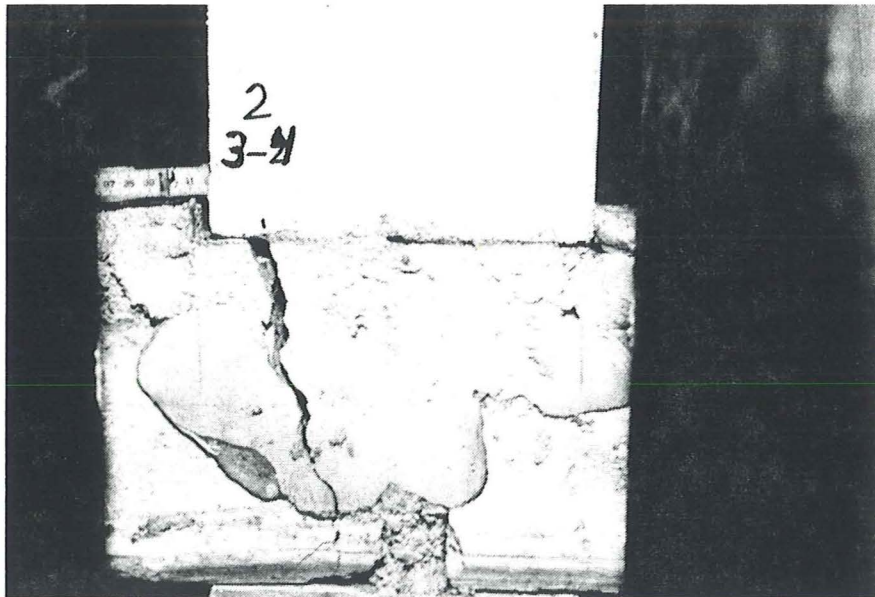
	Prov 1	Prov 2	Prov 3	Prov 4
Fogens lägsta spricklast P (KN) (*)	14	21.5	5.3	11.8
Håldäckets nedböjning y_2 (mm)	2.2	3.2	1.0	1.4
Håldäckets vinkeländring φ (grader) vid anslutningen	0.21	0.30	0.1	0.14
Håldäckets nedböjning y_3 (mm)	7.7	10.4	2.9	5.3
Fogens högsta spricklast P (KN) (*)	20	25.4	5.3	15.3
Håldäckets nedböjning y_2 (mm)	3.3	4.9	1.0	1.9
Håldäckets vinkeländring φ (grader) vid anslutningen	0.32	0.47	0.1	0.18
Håldäckets nedböjning y_3 (mm)	11.5	15.8	2.9	7.1
Håldäckets spricklast P (KN) (*)	26	25.5	24.6	25
Håldäckets nedböjning y_3 (mm)	16.3	19.8	17.5	13.9
Fogens brottlast P (KN) (*) (brott i raskoppl. arm.)	31	33	30	29
Håldäckets nedböjning y_2 (mm)	19.1	21.1	19.3	13.8
Håldäckets vinkeländring φ (grader) vid anslutningen	1.82	2.01	1.84	1.32
Håldäckets nedböjning y_3 (mm)	69.2	76.9	68.5	50.1
Maxlast under försök P (KN) (*)	36	36	36	36
Maxnedböjning y_2 (mm) (**)	50	46	51	52.6
Maxnedböjning y_3 (mm) (**)	185	176	184	193

(*) P avser storleken på var och en av de två punktlasterna. Total last på håldäcket är $2 * P$

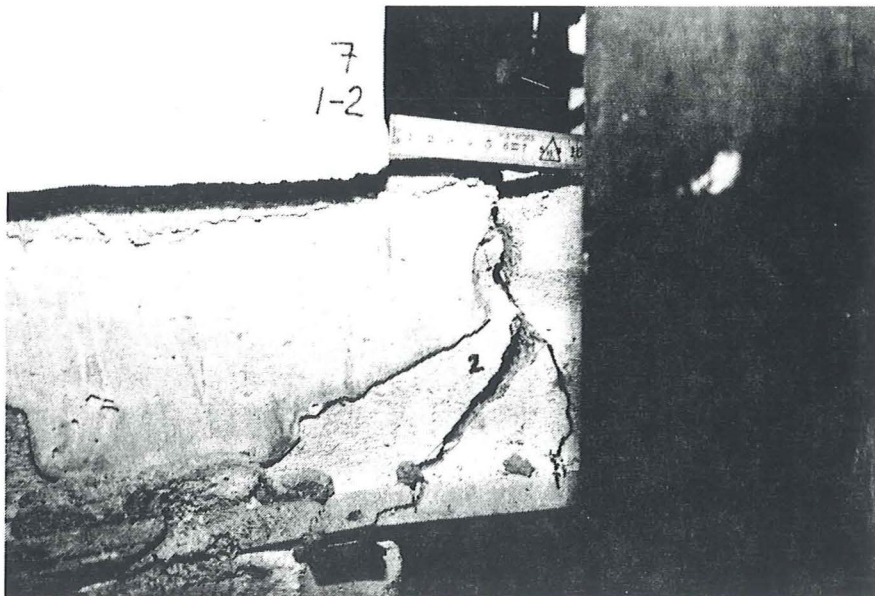
(**) Mindre än 1 mm linglidning synlig i håldäcksändan.



Prov 2



Prov 2



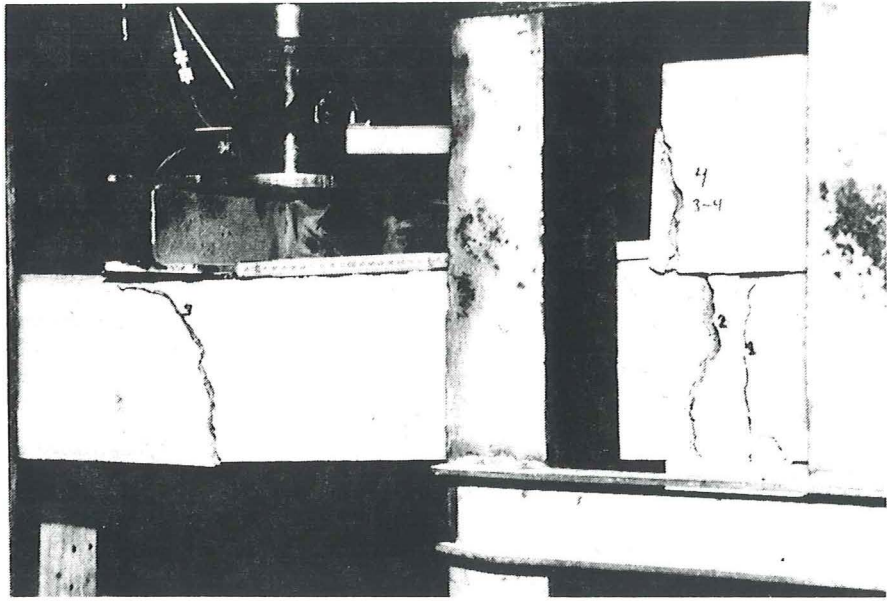
Prov 4

Kompletterande resultat till Prov C:

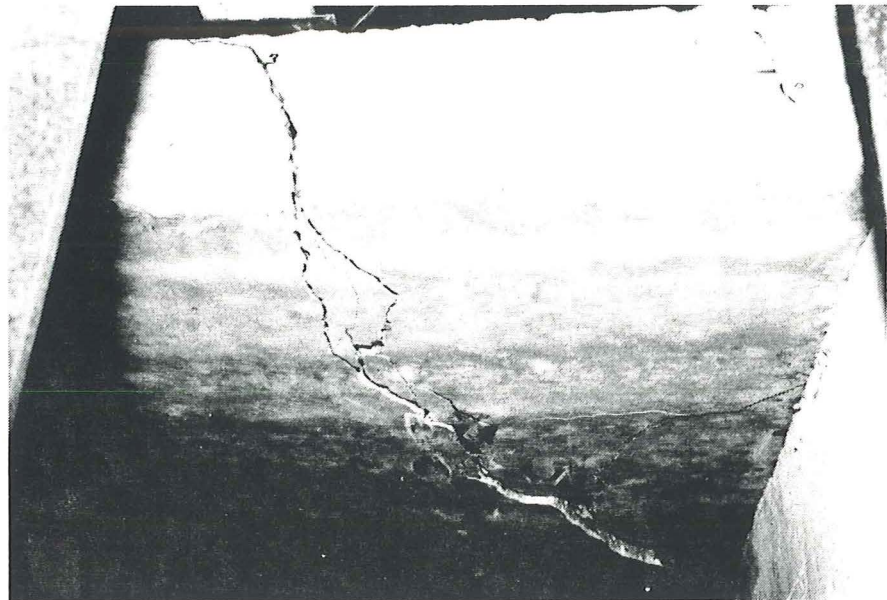
- En tabell med sammanställda lastnivåer, deformationer och vinkeländringar vid sprick- och brottlastnivåerna för samtliga fyra prov.
- Bilder visande provkropparnas sprickmönster efter brott.

RESULTAT FRÅN PROV C

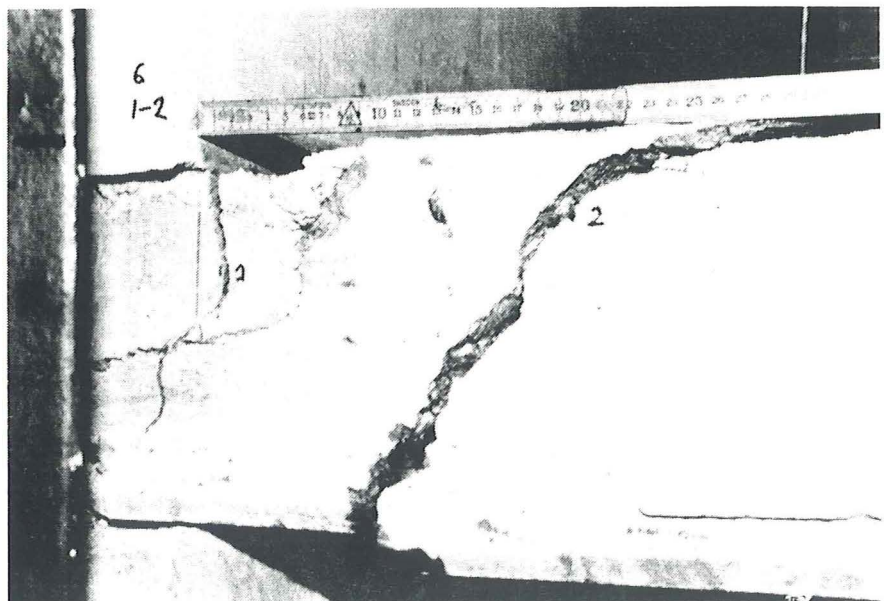
	Prov 1	Prov 2	Prov 3	Prov 4
Fogens spricklast P (KN)	65	70	64	90
Håldäckets nedböjning y_2 (mm)	1.2	1.0	1.0	0.9
Håldäckets vinkeländring φ (grader) vid anslutningen	0.114	0.099	0.096	0.090
Håldäckets mittnedböjning y_3 (mm)	2.0	1.7	1.7	1.7
Håldäckets brottlast P (KN)	136	146	145	165
Håldäckets mittnedböjning y_3 (mm)	4.5	3.9	4.5	5.4



Prov 2



Prov 2



Prov 3

Bilaga D

Bilagan innehåller:

- En beräkning av last per våning för ett bostadshus.

Beräkning av last per våning för ett bostadshus

<u>Laster:</u>	Bjälklag;	mellanväggar	0.5 KN/m ²
		avjämningsbetong	0.8 KN/m ²
		håldäck (fogade)	2.91 KN/m ²
		nyttig last; bunden	0.5 KN/m ²
		fri	1.5 KN/m ²
	vägg;	egentyngd	24 KN/m ³

Bjälklag: HD/F 120/19
Spännvidd 7 m

Vägg: Väggtjocklek 180 mm
Rumshöjd 2.4 m

Lastupptagningsyta för ett inre bjälklagskryss: 7 m/m vägg

Last per meter vägg:

Bjälklagslast: $q_{bjkl} = 7(1.0(2.91 + 0.5 + 0.8) + 1.3(0.5 + 1.5)) = 47.7 \text{ KN/m vägg}$

Vägglast: $q_{vägg} = 24 \cdot 0.180 \cdot 2.4 = 10.4 \text{ KN/m vägg}$

Total last per våning och meter vägg som förs ned av väggen till bjälklagskrysset:

$$q_v = 58 \text{ KN/m vägg och våning} \quad \text{eller } 70 \text{ KN/1.2 m vägg} \\ \text{eller } 35 \text{ KN/0.6 m vägg}$$

Notera att lastreduktion som är tillåtet för flervåningshus inte utnyttjas eftersom syftet inte är att dimensionera, utan att få fram en våningslast som kan utnyttjas i rapporten och framförallt vid försöken! Vid en beräkning och jämförelse visar det sig att totallasten från 12 våningar med konstant våningslast enligt ovan, motsvarar något mer än 13 våningar vid en dimensionering med utnyttjande av lastreduktion.

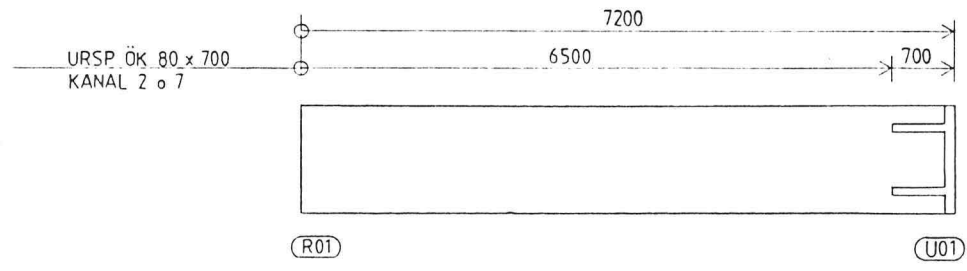
Bilaga E

Bilagan innehåller:

- Tillverkningsritningar för vägg- och håldäcks-
elementen.

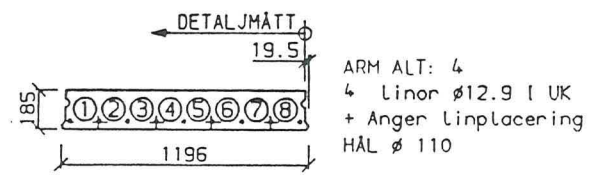
20 c
15
10
5
0

FÖRESKRIFTER: FÖRESPÄNDA HÅLDÄCK				PLACERING 3		LITTERA H1	
Miljöklass: Obetydligt bttg aggr miljö	Hänvisningar: Projektföreskr.		Hantering		VIRT (TON) TYNGD (KN) TYPBETECKNING 2,1 20,5 HD/F 120/19		
Betong: Bttg I Std K50	Antalstabell		34.925.03		KOMPLETTERINGSDETALJER		
Spännarmering: SS 3620	Övrigt:				POS LITTRA ANT BETECKNING HÄNVISNING		
Linläge: UK 35 mm							
ØK 35 mm							
Innerstolpe UK: Uppsp. 120 KN/Lina					ARMERING		
ØK: Uppsp. - KN/Lina					LITTERA ANT KVAL Ø LITTERA ANT KVAL Ø		
Ytterstolpe UK: Uppsp. 90 KN/Lina							
Märkplåt: Placeras i höger elementände	Ursp.beteckn: ØK=Överkant, GG=Genomgående						



SKALA 1:50 ANTAL: 12

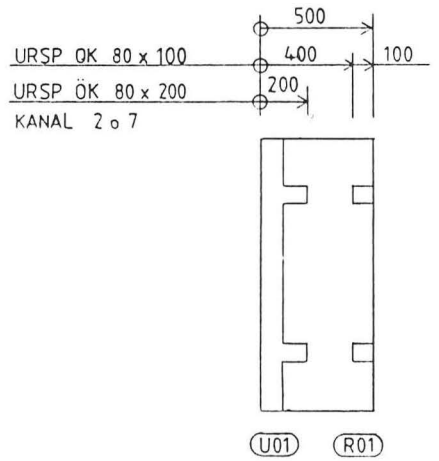
SKANSKA PREFAB CAD



Skanska Prefab		REVISOR REVISORINOM AVSER		SIEN	DATUM
Box 12035 220 12 LUND TELEFON 040-465000 TELEFAX 040-461205		BJÄLKLAGSKRYSS MED FÖRESPÄNDA HÅLDÄCKSPLETTOR.			
BITAD TH		EXAMENSARBETE VID LTH			
ORDRER NR 91.09.02		PROVKROPP H1			
		BITNINGSSALPNER 34.0001			

20 c
15
10
5
0

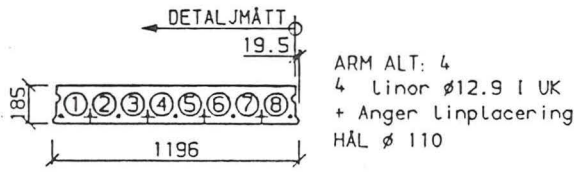
FÖRESKRIFTER: FÖRESPÄNDA HÅLDÄCK		Hänvisningar: Projektföreskr. Hantering Typhandling 34.925.03 Antalstabell A-spec. K-spec.		PLACERING 3	LITTERA H2
Miljöklass: Obetydligt bttg aggr miljö Obetydligt arm aggr miljö				VIRY(TON) TYNGD(KN)	TYPBETECKNING
Betong: Bttg I Std K50				0,2 1,7	HD/F 120/19
Spännarmering: SS 3620				KOMPLETTERINGSDETALJER	
Linläge: UK 35 mm ØK 35 mm				POS	LITTRA ANT BETECKNING HÄNVISSNING
Innerstolpe UK: Uppsp. 120 KN/Lina ØK: Uppsp. - KN/Lina		Övrigt:		ARMERING	
Ytterstolpe UK: Uppsp. 90 KN/Lina				LITTEA	ANT KVAL Ø LITTEA ANT KVAL Ø
Märkplåt: Placeras i höger elementände		Urspr.beteckn: ØK=Överkant, GG=Genomgående			



SKALA 1:20

ANTAL: 12

SKANSKA PREFAB CAD

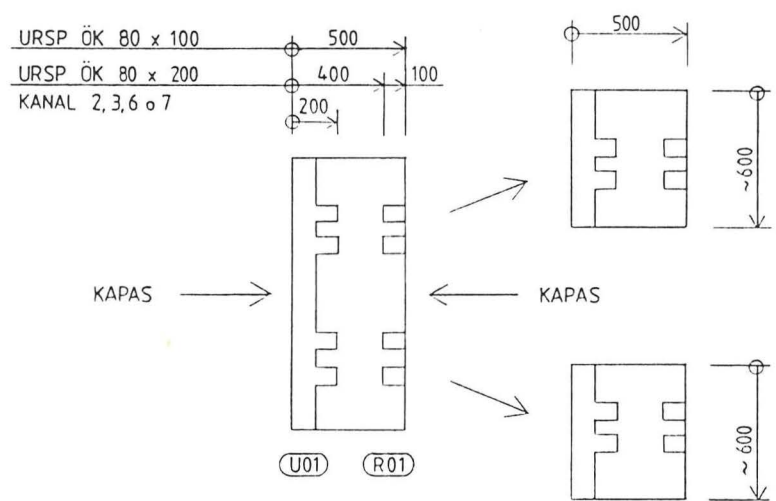


Skanska Prefab		REV		REVIDER INOM AVSER	SICH	DATUM
Box 12035 220 12 LUND TELEFON 040-465000 TELEFAX 040-461205		BÄLKLAGSKRYSS MED FÖRESPÄNDA HÅLDÄCKSPLATTOR.				
RITAD TH		EXAMENSARBETE VID LTH				
DATUM 91.09.02		PROVKROPP H2				
		ORDELA NR 34.0002				

20 c
15
10
5
0

SKANSKA PREFAB CAD

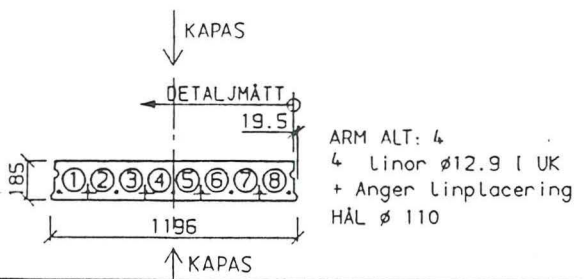
FÖRESKRIFTER: FÖRESPÄNDA HÅLDÄCK		Hänvisningar: Projektföreskr. Hantering Typhandling 34.925.03 Antalstabell A-spec. K-spec.		PLACERING 3	LITTERA H3						
Miljöklass: Obetydligt btg aggr miljö Obetydligt arm aggr miljö				VIKT (TON) TYNGD (KN)	TYPBETECKNING						
Betong: Btg I Std K50				0,1 0,9	HD/F 120/19						
Spännarmering: SS 3620				KOMPLETTERINGSDETALJER							
Linlöge: UK 35 mm ØK 35 mm				POS	LITTRA	ANT	BETECKNING	HÄNVISNING			
Innerstolpe UK: Uppsp. 120 KN/Lina ØK: Uppsp. - KN/Lina		Övrigt:		ARMERING							
Ytterstolpe UK: Uppsp. 90 KN/Lina		Ursp.beteckn: ØK=Överkant, GG=Genomgående		LITTRA	ANT	KVAL	Ø	LITTRA	ANT	KVAL	Ø
Märkplåt: Placeras i höger elementände											



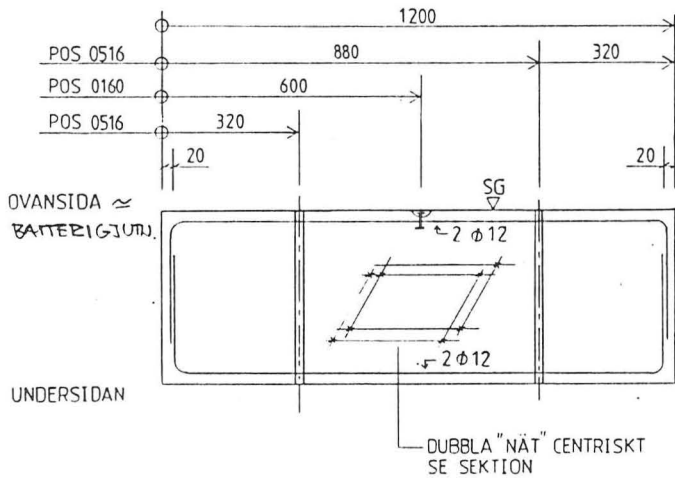
ANM. KAPNING AV 1200 MM ELEMENTET SKER MITTEMELLAN KANAL 4 o 5.

ANTAL: 12 ST 1200 MM
ELEMENT GER
24 ST 600 MM

SKALA 1: 20



Skanska Prefab		REV		REVIDERINGEN ANSÄR	SIG	DATUM
Box 12035 220 12 LUND TELEFON 040-465000 TELEFAX 040-461205		BJÄKLKAGSKRYSS MED FÖRESPÄNDA HÅLDÄCKSPLETTOR.				
RITAD TH		EXAMENSARBETE VID LTH				
DATUM 91.09.04		PROVKROPP H3				
DRÖCKING		BESTÄLLNINGEN				
		34.0003				



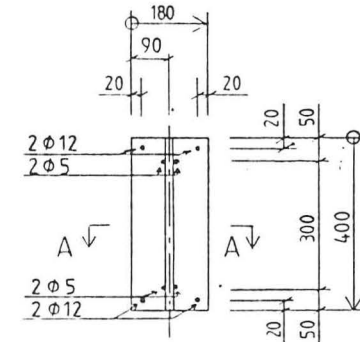
OVANSIDA ≈
BÄNTERIGTUTJ.

UNDERSIDAN

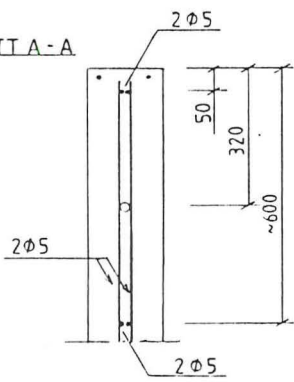
DUBBLA "NÄT" CENTRISKT
SE SEKTION

ANM. VID PLACERINGEN AV PLASTRÖREN ÄR DET MYCKET VIKTIGT
ATT DESSA PLACERAS EXAKT I ANGIVET LÄGE.

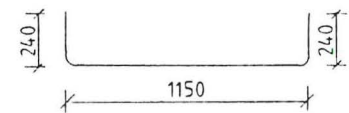
MYCKET VIKTIGT ATT OVAN- OCH UNDERSIDAN ÄR PLAN.



SNITT A-A



BOCKNINGSSCHEMA ARM Ø 12



LITTERA V1				
VIKT (TON)		TYNGD (KN)		
0,2		2,1		
KOMPLETTERINGSDETALJER				
POS	LITTRA	ANT	BETECKNING	HÄNVISNING
0160		1	KAN-1,3	
0516		2	VP 25	
ARMERING				
LITTRA	ANT	KVAL	Ø	ANM.
1620	4	KS 405	12	
1140	4	PS 50	5	ALT. KS 405 Ø 6
340	6	PS 50	5	ALT. KS 405 Ø 6

FÖRESKRIFTER

Betong: Btg I Std K45
 Armering: Ks 40s, Ps 50
 Byggt: Täcksikt: 20 mm på huvudarmeringen
 Avstånd elementände - armeringsstängande: min 20 mm max mm
 Avformnings- transporthållfasthet: K16
 Montagehållfasthet: K20
 Utstående hårn ~~12-45°~~
 ∇T = träklarad yta
 ∇SG = stålglättad yta
 Övrig sidor gjutes mot slät form
 På varje element anges dess vikt
 För utförandet gäller de bestämmelser som uppräknas i
 SBN 1980 kap. 25:1
 Littereringsplan: Ritn. nr.

ANTAL: 24

REV	ANT	REVIDERINGEN	SKN	DATUM

SKANSKA PREFAB
 Box 12035
 220 12 LUND
 TELEFON 040-465000 TELEFAX 040-461205

REVISOR: *[Signature]*
 GRANSKAD: *[Signature]*
 ÖVERSEER: *[Signature]*

RTAD TH
 DATUM 91.09.05

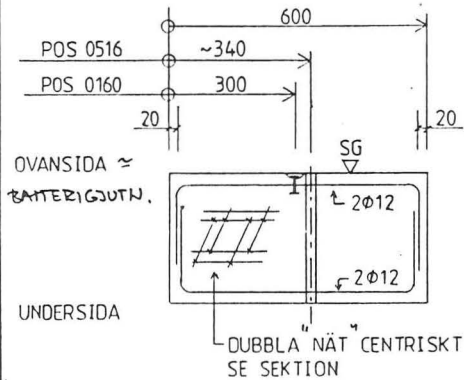
ÖVERSEER: *[Signature]*

**BJÄKLAGSKRYSS MED FÖRE-
SPÄNDA HÅLBÄCKSPLATTOR.**

EXAMENSARBETE VID LTH

PROVKROPP V1

SKALA 1:10
 ÖNDER NR
 RITHINOMNUMMER 34.0004
 REV

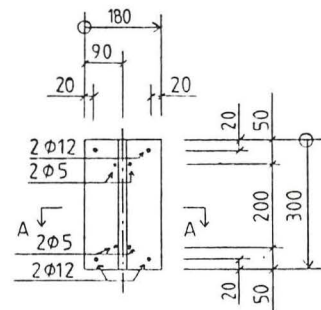


OVANSIDA ≈
 BATTERIGJUTN.

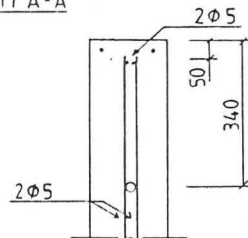
UNDERSIDA

ANM. VID PLACERINGEN AV PLASTRÖRET
 ÄR DET MYCKET VIKTIGT ATT
 DETTA PLACERAS EXAKT I ANGIVET
 LÄGE.

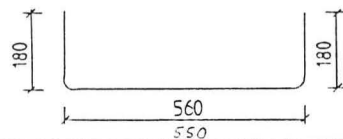
MYCKET VIKTIGT ATT OVAN- OCH UNDER-
 SIDAN ÄR PLAN.



SNITT A-A



BOCKNINGSSCHEMA ARM Ø12



LITTERA
 V2

VIKT (TON)	TYNGD (KN)			
0,08	0,8			
KOMPLETTERINGSDETALJER				
POS	LITTERA	ANT	BETECKNING	HÄNVISNING
0160		1	KAN-1,3	
0516		1	VP 25	
ARMERING				
LITTERA	ANT	KVAL	Ø	ANM.
920	4	KS 40S	12	
240	4	PS 50	5	ALT KS 40S Ø6
540	4	PS 50	5	ALT KS 40S Ø6

FÖRESKRIFTER

Betong: Btg I Std K45
 Armering: Ks 40s, Ps 50
 Byggläs
 Täcksikt: 20 mm på huvudarmeringen
 Avstånd elementände - armeringsstångände: min 20 mm
 max mm
 Avformnings- transporthållfasthet: K16
 Montagehållfasthet: K20
 Utåtgående hållfasthet 12-45
 ∇T - träslutad yta
 ∇SG - stålglättad yta
 Övrig sidor gjutes mot slät form
 På varje element anges dess vikt
 För utförandet gäller de bestämmelser som uppräknas i
 SBN 1980 kap. 25:1
 Littereringsplan: Ritn. nr.

ANTAL: 24

REV	ANT	REVIDERINGEN	SKID	DATUM
SKANSKA PREFAB Box 12035 220 12 LUND TELEFON 040-465000 TELEFAX 040-461205				
BJÄKLKLAGSKRYSS MED FÖRE- SPÄNDA HÅLBÄCKSPLATTOR. EXAMENSARBETE VID LTH PROVGRUPP V2				
INLÄD	TEKNIK	TEKNIK	TEKNIK	TEKNIK
TH				
DATUM	ÖSKÄND	SKALA	ORDER NR	RITNINGNUMMER
91.09.06		1:10		34.0005