

# Deformationstillstånd hos håldäcksplattor



*Martin Karlsson*

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lunds Universitet, 2003



Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

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

## **Deformationstillstånd hos håldäcksplattor**

Deflection state in prestressed hollow core slabs

Martin Karlsson

2003

### **Abstract**

This report contains a study of early deflections and crackingloads in precast prestressed hollow core slabs and the parameters affecting these. The objective of the report is, by conducting measurements of the modulus of elasticity and split-tension on the concrete, to compute the deflection and crackingloads for two types of hollow core slabs manufactured by the company Starka. The analysis is performed with the program "Spännbetongbalk". This report also includes measurements of deflection on two types of slabs to confirm the computations.

Rapport TVBK-5119  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-03/5119+64p

Examensarbete  
Handledare: Sven Thelandersson  
Maj 2003

## Sammanfattning

Rapporten redovisar en studie av överhöjningar och spricklaster i förspända håldäcksplattor samt vilka parametrar som påverkar dessa.

De två övergripande målen med examensarbetet var att, genom mätningar av betongens E-modul, draghållfasthet och plattornas överhöjningar, beräkna överhöjning och spricklast för två typer av håldäcksplattor.

Parameterstudier vad gäller överhöjningar genomfördes genom att förändra spännkraften i armeringen, ändra armeringens läge i tvärsnittet, variera luftens relativa fuktighet vid lagring samt att variera betongens E-modul. Studier av parametrar som påverkade spricklasten gjordes även här genom att variera spännkraft och armeringens läge samt genom att variera betongens draghållfasthet. Samtliga studier gjordes för en hårt förespänd platta av tjockleken 32 cm och längden 13 meter som visat sig ge stora överhöjningar.

Vid studier av resultat från beräkningar av överhöjningar och spricklaster finner man att plattor av typen HD/F 27 och HD/F 32 har en maximal överhöjning i spännvidder mellan 10–12 meter respektive 12–14 meter för de hårdast armerade plattorna. Vid beräkningar av spricklasten har lasten kunnat höjas med knappt 1 kN/m<sup>2</sup> för samtliga plattor jämfört med tidigare beräkningar från Starka. Anledningen till detta är att en högre draghållfasthet har tillåtits genom att transformera normkubtryckhållfasthet till draghållfasthet. Omvandlingen är gjord med formler från betongnormen Eurocode.



## Förord

Examensarbetet har genomförts vid Lunds Tekniska Högskola på avdelningen för Konstruktionsteknik och i samarbete med Starka Betongindustrier AB. Arbetet påbörjades januari 2003 och slutfördes i maj 2003. Avsikten med rapporten är att, med hjälp av mätningar, skapa en beräkningsmodell så att man med rimlig noggrannhet skall kunna förutsäga överhöjningen på de håldäcksplattor som Starka tillverkar. Syftet var även att undersöka orsaker och samband som inverkar på överhöjningen.

Jag vill framföra ett varmt tack till de som hjälpt mig under arbetets gång. Ett särskilt tack till mina handledare, professor Sven Thelandersson och civilingenjör Sven Persson på Starka Betongindustrier AB, som tålmodigt lyssnat på mina funderingar och givit mig värdefulla och kloka råd.

Vidare vill jag tacka kvalitetsansvarig på Starka, Fredrik Abrahamsson, som hjälpt mig med mätningar på betongprover och håldäcksplattor.

Omfattningen av arbetet motsvarar 20 poäng.

Lund den 20 maj 2003



Martin Karlsson





# Innehållsförteckning

## SAMMANFATTNING

## FÖRORD

<b>1. INLEDNING</b>	<b>3</b>
1.1 BAKGRUND	3
1.2 BESKRIVNING AV HÅLDÄCKSPLOTTAN	3
1.3 PRODUKTIONSMETOD	4
1.4 AVGRÄNSNINGAR	5
1.5 SYFTE	5
1.6 DISPOSITION	5
<b>2. EXPERIMENTELLA UNDERSÖKNINGAR</b>	<b>7</b>
2.1 SPRÄCKHÅLLFASTHET	7
2.1.1 Bestämning av spräckhållfasthet	7
2.1.2 Mätmetod	8
2.1.3 Provförande	9
2.2 E-MODULUTVECKLING	10
2.2.1 Bestämning av betongens dynamiska E-modul	10
2.2.2 Mätmetod	10
2.2.3 Omräkning till statisk E-modul	11
2.2.4 Provförande	13
2.3 ÖVERHÖJNING	14
2.3.1 Mätmetod	14
2.3.2 Provförande	14
<b>3. MÄTRESULTAT</b>	<b>15</b>
3.1 SPRÄCKHÅLLFASTHET	15
3.2 E-MODULUTVECKLING	15
3.3 ÖVERHÖJNINGAR	19
<b>4. BERÄKNINGSMODELL</b>	<b>21</b>
4.1 PROGRAMBESKRIVNING	21
4.1.1 Geometri	21
4.1.2 Armering	22
4.1.3 Betong	23
4.1.4 Lastskeden	23
4.1.5 Beräkningsnitt	24
4.2 BERÄKNINGSMETOD	24
4.2.1 Snittkrafter	24
4.2.2 Beräkning av spänningar	24
4.2.3 Förluster	25
4.2.4 Sprickbildning	25
4.2.5 Deformation	26
<b>5. VERIFIERING AV BERÄKNINGSMODELL</b>	<b>29</b>
5.1 INDATA	29
5.1.1 Lastskeden	29
5.1.2 Betong	30
5.1.3 Armering	33
5.1.4 Geometri	34
5.2 RESULTAT	36
5.3 JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNING OCH MÄTNING	37

<b>6. BERÄKNING AV ÖVERHÖJNING OCH SPRICKLAST</b>	<b>39</b>
6.1 ÖVERHÖJNINGAR SOM FUNKTION AV SPÄNNVIDDEN	39
6.1.1 <i>Indata och förutsättningar</i>	39
6.1.2 <i>Resultat</i>	42
6.2 SPRICKLASTER SOM FUNKTION AV SPÄNNVIDDEN	43
6.2.1 <i>Indata och förutsättningar</i>	43
6.2.2 <i>Resultat</i>	45
6.3 KOMMENTARER	45
<b>7. PARAMETERSTUDIE AV ÖVERHÖJNING OCH SPRICKLAST</b>	<b>47</b>
7.1 ÖVERHÖJNING	47
7.1.1 <i>Spännkraft och armeringens placering</i>	47
7.1.2 <i>Betongens E-modul</i>	47
7.1.3 <i>Inverkan av relativa luftfuktigheten vid lagring</i>	48
7.2 SPRICKLAST	49
7.2.1 <i>Spännkraft och armeringens placering</i>	49
7.2.2 <i>Betongens draghållfasthet</i>	50
7.3 KOMMENTARER	50
<b>8. SLUTSATSER</b>	<b>51</b>
<b>9. REFERENSER</b>	<b>53</b>
<b>BILAGOR</b>	

# 1. Inledning

## 1.1 Bakgrund

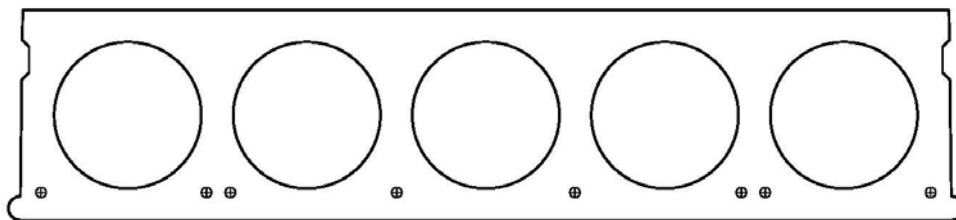
Företaget Starka Betongindustrier i Kristianstad tillverkar håldäcksplattor som används som bjälklag och tak i alla typer av byggnader såsom bostäder, kontor, skolor osv. Dessa karaktäriseras av förspända ställinor som armering och en relativt höghållfast betong. I statistiskt hänseende används plattorna huvudsakligen som fritt upplagda tvåstödsplattor.

Kort efter att plattorna gjutits sågas de i önskvärda längder. Vid sågningen belastas betongen av förspänningen i ställinorna. Armeringens läge i tvärsnittet gör att en överhöjning uppstår i plattorna. Överhöjningen kan vara till stor nackdel för beställare då den kan resultera i för ”höga” golv, om man inte på förhand kan förutsäga överhöjningen. På Starka har stora överhöjningar på vissa partier av element uppmärksammats. Stora överhöjningar har också observerats av entreprenörer som lägger avjämningsbruk på plattorna. Detta avjämningsbruk är kostsamt för entreprenörerna som har börjat kräva uppgifter om plattornas överhöjning innan beställning. Följaktligen leder stora överhöjningar till bekymmer och kostar pengar.

Detta var orsaken till att jag blev ombedd att försöka kartlägga överhöjningen samt orsaker och samband gällande faktorer som inverkar på denna. Förutom att det kostar pengar med stora överhöjningar så finns det givetvis ett allmänt intresse hos Starka att framställa en så konkurrenskraftig produkt som möjligt.

## 1.2 Beskrivning av håldäcksplattan

HD/F plattan är ett planparallellt förspänt betongelement med cirkulära ursparingshål, se figur 1.1. Starka tillverkar fyra storlekar av håldäcksplattor med höjderna 20, 27, 32 och 38 cm. Genom att växla antalet linor i håldäcken justeras förspänningsgraden. I varje typ av element används fyra kombinationer av armeringslinor, dessa betecknas F1, F2, F3 och F4. Alternativ F1 har det minsta antalet linor och F2 det näst minsta antalet linor osv. Spännlinorna som används är av typen SS 3615 och är sjutrådiga linor av lågrelexationstyp med diametern 12,5 eller 9,3 mm. På grund av den förspända armeringen kan man utnyttja långa spännvidder t.ex. kan HD/F 27-F4 vara upp mot 12 meter i kontorsbyggnader.



Figur 1.1. Exempel på tvärsnitt av håldäcksplatta ur Starkas sortiment. Cirklarna med ett kors i visar armeringens position. I detta fall HD/F 27-F3.

### 1.3 Produktionsmetod

Håldäcken gjuts på 120 meter långa spännbäddar som är 1,2 meter breda, se figur 1.2. Underlaget är täckt av stålplåt med slät ovanyta som rengörs före varje ny gjutning. I varje ände av spännbädden finns mothåll för spännlinorna. Spännlinan fästs vid borte mothållet och spännes från det främre mothållet till önskad uppspänningskraft med hjälp av en domkraft.



Figur 1.2. Bild av spännbädd med mothåll.

På var sida om spännbädden löper räls vars uppgift är att bära glidgjutmaskinen och den såg som används för att kapa elementen i önskvärda längder.

Före gjutning lyfts glidgjutmaskinen upp på formbotten, se figur 1.3. Framför maskinen distanseras linorna i rätt läge med en linvagn. Betongen som används för gjutning blandas i en egen betongstation och transporteras sedan med en conveyor som även förser gjutmaskinen med betong. Samtidigt som maskinen vibrerar pressar den ut betongen (med hjälp av skruvar) till önskat tvärsnitt och förflyttar sig med en hastighet av ungefär två meter/min. Personal går bakom maskinen och sätter ut mått och gör ursparingar.



Figur 1.3. Bild av glidgjutmaskin (Pilen visar rörelseriktning).

Efter gjutning täcks elementen med plastfolie för att förhindra uttorkning. För att plattorna skall uppnå erforderlig avspänningshållfasthet härdas betongen genom att vattenburen värme tillförs bädden underifrån. För övrigt är den nygjutna betongen så styv att den håller att gå på omedelbart efter gjutning.

Avspänning sker efter ett dygn genom att spännlinorna kapas med vinkelslip i var ände därefter kapas plattorna i rätt längd med en betongsåg. Allt eftersom plattorna kapas lyfts de med en travers upp på spårbundna vagnar. I traversen hänger en lyftbom som är justerbar i längd, vilket möjliggör lyft i ändarna av plattan. På vagnarna stuvats plattorna i montageordning för att sedan rullas ut till utelagret där de lagras fram till transport.

## **1.4 Avgränsningar**

Denna rapport behandlar endast plattorna HD/F 27 och HD/F 32 ur Starkas sortiment.

Ojämn krympning i betongtvärsnittet behandlas inte på grund av att plattan kort efter gjutning utsätts för samma uttorkning uppåt som nedåt. Detta är emellertid en förenkling eftersom sol, regn och vind påverkar ovan- och undersidan av plattorna olika, under lagringen.

Kryp- och krympmodeller för betong är ofta konstruerade från försök med begränsad varaktighet. De blir då mindre precisa vilket gör att det finns en osäkerhet angående krypning och krympning.

För övrigt antas plan balkböjning gälla vid beräkningar av spänningar och deformationer. Eftersom skjuvdeformationer är små i förhållande till deformationer på grund av ren böjning ger beräkningarna en god bild av vad som sker i realiteten.

## **1.5 Syfte**

Arbetets syfte är att, med hjälp av mätningar, skapa en beräkningsmodell så att man med rimlig noggrannhet skall kunna förutsäga överhöjningen på plattorna då de är monterade, samt att undersöka orsaker och samband som inverkar på överhöjningen. En grundlig undersökning av plattornas spricklast var också ett mål med denna rapport.

## **1.6 Disposition**

Rapporten är indelad i fyra större delar, där kapitel två och tre huvudsakligen behandlar vilka experimentella undersökningar som gjorts och vilken utrustning som har använts. Kapitel fyra och fem behandlar den beräkningsmodell som använts. Kapitel sex redovisar hur överhöjningar varierar med upplagslängd och hur spricklasten varierar med upplagslängd efter spännkraftsförluster för två storlekar av plattor, HD/F 27 och HD/F 32. Slutligen redovisas i kapitel sju en parameterstudie av de väsentliga indata som påverkar överhöjningar och spricklaster.



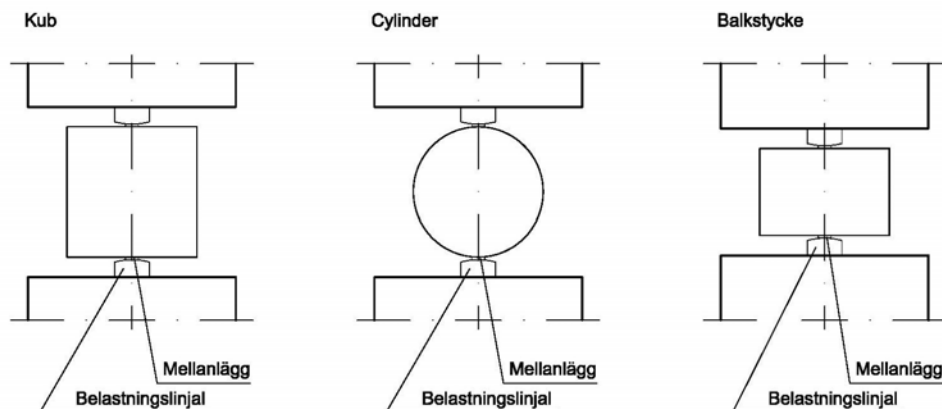
## 2. Experimentella undersökningar

### 2.1 Spräckhållfasthet

För att kontrollera att betongen inte spricker i ovankanten av plattan vid avspänning krävs ett mer realistiskt värde på draghållfastheten redan efter ett dygn. Det var därför intressant att göra spräckprover på betongen vid två tidpunkter, efter ett dygn vilket motsvarar avspänningshållfasthet och vid 28 dygn vilket motsvarar 28 dygnshållfastheten. Relationen mellan de båda uppmätta värdena tillsammans med draghållfastheten vid 28 dygn kunde sedan användas för att bestämma ett värde för draghållfastheten vid ett dygn.

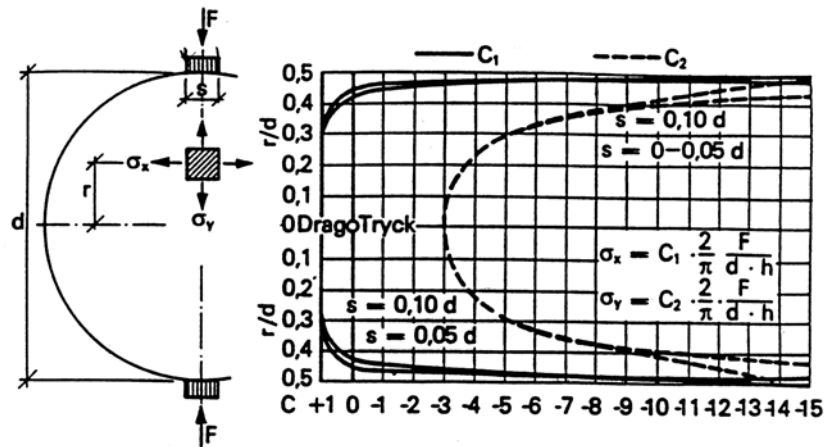
#### 2.1.1 Bestämning av spräckhållfasthet

För att bestämma spräckhållfastheten finns ett flertal olika metoder. De som anges i Svensk Standard [6], SS 13 72 13 är spräckprov på kuber med 150 mm kantlängd, cylindrar eller balkstycken. Proven spräcks genom att man belastar provkroppen med tryck längs två motstående linjaler, se figur 2.1. Mellan provkroppen och linjalen skall det ligga mellanlägg av cirka 3 mm tjocka strimlor av hård träfiberskiva med bredden 15 mm. Detta för att utjämna trycket mot provkroppen och undvika krossbrott vid eventuella ojämnheter.



Figur 2.1. Belastningsprinciper för spräckning av betongprover

Genom spräckprov, med hjälp av ovan beskrivna metod, uppkommer enligt elasticitetsteorin jämnt fördelade dragspänningar i mittsnittet. För en cylinder uppkommer dessa spänningar enligt figur 2.2 nedan.



Figur 2.2. Spänningstillstånd i cylinder vid brott [10].

På liknande sätt uppkommer dragspänningar i kuber och balkstycken. De dragspänningar som uppkommer i mittsnittet av kroppen kan uttryckas

$$\sigma = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot A} \quad (2.1)$$

Där  $F$  är kraften som belastar provet  
 $A$  är arean i brottsnittet

### 2.1.2 Mätmetod

Kubprovet har använts som mätmetod. Detta prov har utförts enligt SS 13 72 13 , [16], och inga belastningslinjaler har använts. Standarden anger att vid provning av kuber och balkstycken kan belastningslinjaler slopas. Hur detta påverkar resultatet är dock inte utrett.

För att beräkna den dragspänning som ger brott i kubprovet, den s.k. spräckhållfastheten, har sambandet (2.1) ovan använts.



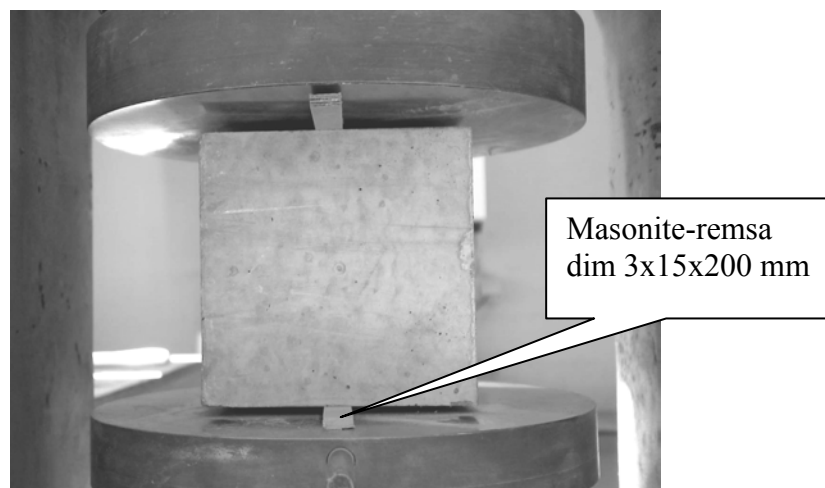
### 2.1.3 Provutförande

Vid gjutning av provkuber har betong tagits direkt från glidgjutmaskinen. Betongen har sedan gjutits i formar med kantlängden 150 mm. Vid gjutningen har proverna vibrerats på ett vibratorbord samtidigt som de har utsatts för tryck, i form av att en murslev pressats mot betongen. Detta för att betongen är jordfuktig till konsistensen och har svårt att fylla ut formen enbart av vibrationer från vibratorbordet. Efter gjutningen täcktes gjutformarna med plastfolie och förvarades i fabriksmiljö.

Provkropparna avformades knappt ett dygn efter gjutningen. Efter avformningen spräcktes hälften av proverna enligt ovanstående metod. Tidpunkten för provning var då 24 timmar från gjutning. Därefter förvarades resterande provkroppar i laboriemiljö fram till spräckprovning vid 28 dygns ålder.

Provningen genomfördes i tryckpress av typen ”Sege Tonindustrie 2551 107 1970” på följande sätt.

- Provkroppens vikt och mått bestämdes.
- Provkroppen placerades i tryckpressen enligt figur 2.3, där mellanlägggen utgjordes av remsor av 3 mm tjock och 15 mm bred masonite. Kroppen lokaliserades så att brottytan löpte parallellt med gjutriktningen och ytan mot mellanlägggen utgjordes av två helt plana sidor på kuben.
- Provet pressades med en belastningshastighet på 2 kN/s vid försök på ett dygn gamla prover och 3 kN/s vid 28 dygn gamla prover.
- Kraften för att spräcka kuben och tidpunkten vid försöken noterades.



Figur 2.3. Uppställning av provkropp i tryckpress.

## 2.2 E-modulutveckling

Syftet med det här försöket var att bestämma den statiska E-modulutvecklingen på betongen från den tid då avspänning sker på håldäcken till det att plattan är monterad. Genom att ha kontroll på denna utveckling går det att på ett rimligt sätt att beräkna överhöjningar för håldäcksplattorna.

### 2.2.1 Bestämning av betongens dynamiska E-modul

Den dynamiska E-modulen bestäms vanligen genom s.k. ickeförstörande testmetoder. Icke-förstörande testmetoder används för att bestämma materialegenskaper eller kartlägga materialskador. Exempel på ickeförstörande testmetoder som använts är ultraljudsmätning och egenfrekvensmätning som tillämpas för att fastställa betongens dynamiska E-modul.

De standardmetoder som beskrivs i såväl svenska som internationella normer avser nästan uteslutande provningar på härdad betong. I SS 13 72 00 beskrivs en standard för att bestämma den dynamiska E-modulen för härdad betong [5]. Den utgår från att bestämma ultraljudets fortplantningshastighet för longitudinalvågor i en provkropp mellan en sändare och en mottagare.

Den amerikanska standarden för mätning av betongens dynamiska E-modul regleras i ASTM C 215-97 [1]. Enligt denna standard bestäms den dynamiska E-modulen genom transversell egenfrekvensmätning av provkroppar i form av cylindrar eller prismor.

### 2.2.2 Mätmetod

I den aktuella undersökningen bestämdes den dynamiska E-modulen av transversella egenfrekvensmätningar på betongprismor enligt den amerikanska standarden ASTM C 215-85. Sambandet mellan transversal egenfrekvens och dynamisk E-modul ges av följande uttryck.

$$E_{dyn} = C \cdot m \cdot f_e^2 \quad (2.2)$$

Där  $C$  är en faktor beroende av provkroppens dimensioner och materialets tvärkontraktionstal  
 $m$  är provkroppens massa, kg  
 $f_e$  är egenfrekvensen, Hz

För en prismatisk provkropp med längd  $l$ , höjd  $h$  (i svängningsriktningen) och bredd  $b$ , allt i meter, kan faktorn  $C$  skrivas

$$C = 0,965 \cdot 10^{-3} \frac{l^3}{bh^3} \cdot T \quad (2.3)$$

där  $T$  är en faktor som korrigerar för provkroppens form. Dess värde fås ur tabell 2.1 som funktion av tvärkontraktionstalet och förhållandet  $i/l$  mellan tvärsnittets tröghetsradie  $i = h/\sqrt{12}$  och prismats längd  $l$ . En osäker parameter här är tvärkontraktionstalet för betong som uppges ligga runt 0,17 men kan vara något högre för ung betong enligt [3]. En ändring av kontraktionen från 0,26 till 0,17 ger en minskning av faktorn  $T$  med 0,7 % då ett betongprisma med måtten 40x40x160 förutsätts. Denna minskning på faktorn  $T$  inverkar på den dynamiska E-modulen i samma storleksordning, enligt ekv. (2.2) och (2.3), vilket visar att metoden är mindre beroende av värdet på tvärkontraktionen.

**TABLE 1 Values of Correction Factor, T**

K/L	Value of $T^A$			
	$\mu = 1/6$	$\mu = 0.20$	$\mu = 0.23$	$\mu = 0.26$
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.01	1.01	1.01	1.01	1.01
0.02	1.03	1.03	1.03	1.03
0.03	1.07	1.07	1.07	1.07
0.04	1.13	1.13	1.13	1.14
0.05	1.20	1.20	1.21	1.21
0.06	1.28	1.28	1.29	1.29
0.07	1.38	1.38	1.39	1.39
0.08	1.48	1.49	1.49	1.50
0.09	1.60	1.61	1.61	1.62
0.10	1.73	1.74	1.75	1.76
0.12	2.03	2.04	2.05	2.07
0.14	2.36	2.38	2.39	2.41
0.16	2.73	2.75	2.77	2.80
0.18	3.14	3.17	3.19	3.22
0.20	3.58	3.61	3.65	3.69
0.25	4.78	4.84	4.89	4.96
0.30	6.07	6.15	6.24	6.34

Tabell 2.1. Värden på korrektionsfaktorn  $T$  vid olika tvärkontraktion [1].

Mätutrustningen är en ”GrindoSonic” som är ett modernt och lätthanterligt instrument för att mäta materialegenskaper genom dynamiska mätningar.

Testutrustningen består av en kraftgivare (mindre hammare) som genererar den dynamiska lasten och en accelerometer som upptar den dynamiska lasten. Accelerometern överför svängningen i provkroppen till huvudenheten som beräknar den transversella egenfrekvensen.

### 2.2.3 Omräkning till statisk E-modul

Betongens dynamiska E-modul bestäms, som framgår av namnet, genom att betongen belastas dynamiskt. Den dynamiska E-modulen mäts vid mycket låga belastningsnivåer och under korta belastningstider. Detta gör att den dynamiska E-modulen är fri från inverkan av krypeffekter och blir således större än den statiska E-modulen.

Kvoten mellan den statiska och dynamiska E-modulen är alltid mindre än 1. En teori bygger på att relationen ökar med ökning av styvhet i betongen, och ökar således under tillväxten i betongen enligt [15]. Denna relation gör att det inte finns någon enkel omvandling av den dynamiska E-modulen ( $E_{dyn}$ ) till den statiska E-modulen ( $E_{stat}$ ). Trots detta finns det empiriska samband som utvecklats för att omvandla E-modulen. Den enklaste av dessa är framtagen av Lydon och Belendran [2] och lyder

$$E_{stat} = 0,83 \cdot E_{dyn} \quad (2.4)$$

Ett uttryck som används i den brittiska normen för betongkonstruktioner, CP 110:1972 [8], är

$$E_{stat} = 1,25 \cdot E_{dyn} - 19 \quad (2.5)$$

Ett uttryck framtaget av N.K Choudhari m.fl. [7], lyder

$$E_{stat} = \frac{E_{dyn} + 5,9}{1,5} \quad (2.6)$$

där både den dynamiska och statiska E-modulen är uttryckt i GPa. Ett annat uttryck i ÖNORM B 3303 Betongprüfung [16] är

$$E_{stat} = \frac{E_d - 166}{0,674} \quad (2.7)$$

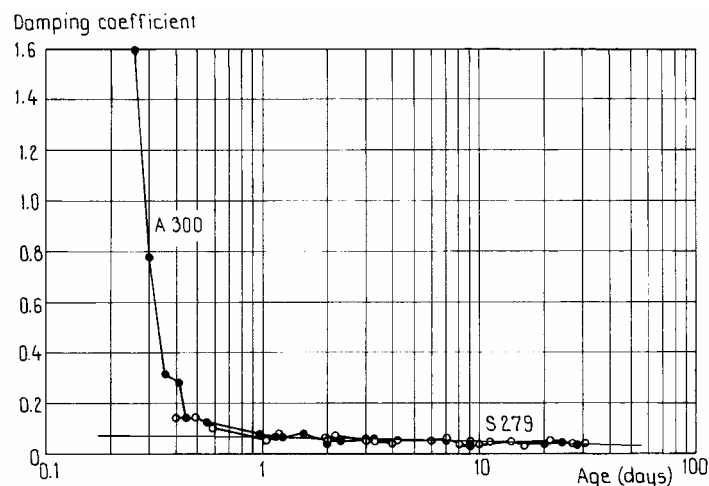
där E-modulerna har enheten  $10^3 \text{ kp/cm}^2$ . I samtliga fall gäller sambanden efter tillstyvnandet i betongen.

Eftersom undersökningen av betongens E-modul omfattar mätningar från ett dygns ålder och framåt behövs en annan metod för att omvandla E-modulen då betongen fortfarande är relativt ung. En metod som använts av Agnes Nagy [12] bygger enbart på dynamiska parametrar och grundar sig på idén att skillnaden mellan dynamisk och statisk E-modul främst orsakas av dämpning i betongen. Följande formel används

$$E_{stat} = \frac{E_{dyn}}{1 + \eta^{0.35}} \quad (2.8)$$

Där  $\eta$  är en dämpningsfaktor som beräknas genom att använda sig av egenskaper på frekvenskurvan då dynamiska tester utförs.

Då inga tester för att undersöka dämpningskoefficienten gjorts, har uppgifter från försök gjorda av Agnes Nagy [12] använts. De data grundar sig på prover från två olika betongsorter med skilda vct-tal. Proverna som testades i Nagys försök var lagrade i klimatrum med relativa fuktigheten 60 %. I figur 2.4 visas dämpningskoefficienten som funktion av tiden fram till 28 dygns ålder.



Figur 2.4. Dämpningskoefficienten som funktion av tiden [12].

Från tidpunkten ett dygn till 28 dygn läggs en rät linje. Denna linje har ekvationen

$$\eta(t) = 0,065 - 0,01875 \cdot \log t \quad (2.9)$$

Där  $t$  är tiden i dygn från gjutning.

Lämpligheten att använda denna omvandling mellan dynamisk och statisk E-modul är diskuterbar. Metoden tar dock hänsyn till tidsberoendet vid ung ålder för E-modulen, vilket får anses mer rimligt än att använda ovan beskrivna formler (2.4, 2.5, 2.6 och 2.7). För E-modulens påverkan på överhöjningen hänvisas till kapitel sju där en parameterstudie gjorts.

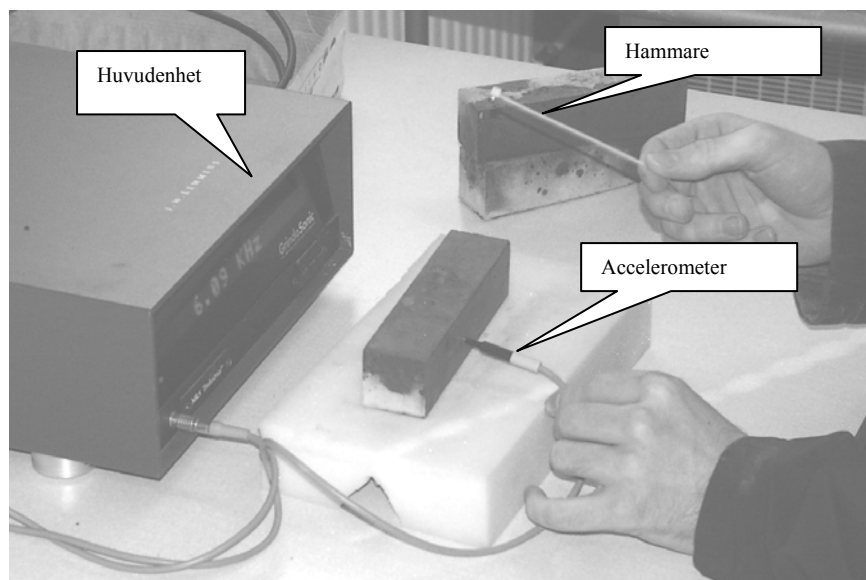
## 2.2.4 Provförande

Vid gjutning av betongprismor togs betong direkt från glidgjutmaskinen. Betongen göts sedan i stålformar med dimensionen 40x40x160 mm. Vid gjutningen vibrerades proverna på ett vibratorbord och utsattes för tryck av en murslev, precis som för betongkuberna. Efter gjutningen täcktes betongen med plastfolie och förvarades sedan i fabriksmiljö fram till avformning efter ett dygn.

Strax efter avformningen uppmättes den transversella egenfrekvensen i prismorna varefter proverna lagrades enligt beskrivning i kapitel 3.2. Med regelbundna tidsintervall uppmättes egenfrekvensen fram till 28 dygn.

Provet utfördes enligt följande:

- Provets längd bredd och höjd antecknades (endast första mätningen).
- Provkroppens vikt noterades.
- Provkroppen placerades liggande på en skumgummiskiva. En ”stöt” anbringades med hammaren mot mitten av prismats övre yta med kraften parallellt gjutriktningen. På den ena långsidans mitt applicerades accelerometern som tog upp signaler till huvudenheten, se figur 2.5, egenfrekvensen avlästes och noterades.



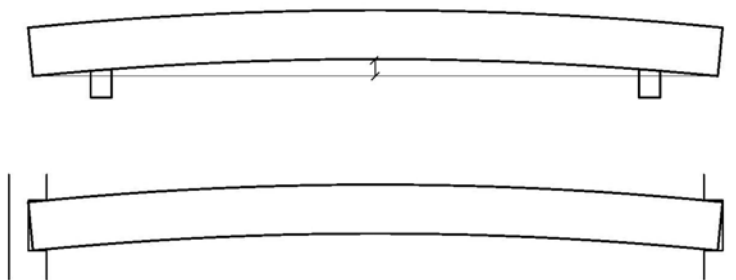
Figur 2.5. Beskrivning av egenfrekvensmätning.

## 2.3 Överhöjning

Syftet med denna mätning var att mäta överhöjningen på håldäcken från avspänning fram till montage. Mot dessa värden skulle sedan beräkningsmetoden jämföras.

### 2.3.1 Mätmetod

Mätning av överhöjningen skedde i två olika utföranden, under tiden plattan lagrades och när den var monterad. När plattan lagrades låg den upplagd på träreglar 30 cm från dess ändar. Vid montage tillfället låg plattorna på de yttersta tio centimetrarna, se figur 2.6.



Figur 2.6. Beskrivning av upplagsförhållande under lagring och vid monterad platta..

Under lagringstiden mättes överhöjningen genom att spänna ett styvt bomullsnöre på undersidan mellan plattans båda ändar. Vid plattans mitt mättes avståndet mellan snöret och undersidan av plattan med ett skjutmått med noggrannheten 1/10 mm.

Vid monterad platta mättes överhöjningen med avvägningsinstrument. Höjden mättes dels vid plattans mitt och dels så nära väggen som möjligt. Noggrannheten i denna metod går dock inte att jämföras med skjutmått.

På samtliga plattor mättes överhöjningen på båda sidor av plattan varefter medelvärdet räknades fram.

### 2.3.2 Provutförande

Mätningar av överhöjningar har gjorts på två typer av plattor, HD/F 32 och HD/F 27. För HD/F 32 gjordes mätningar för tio olika plattor, och för HD/F 27 gjordes mätningar för nio plattor. Plattorna var hela tiden lagrade med stödet ca 30 cm från ändarna även under transport.

#### HD/F 32

Den första mätningen utfördes ungefär två timmar efter avspänning, då plattan var upplagd på stöd för lagring inomhus. Mätningar utfördes också inomhus efter 8, 14 och 36 dygn varefter plattorna lagrades utomhus där resterande mätningar vid 40 respektive 63 dygn från gjutning genomfördes. Efter transporten vid lossning uppmättes överhöjningen innan den slutliga mätningen med avvägningsinstrument utfördes.

#### HD/F 27

Den första mätningen utfördes ca två timmar efter avspänning, då plattan lades upp på stöd för lagring inomhus. Plattorna var lagrade inomhus ända fram till transport och mättes vid 7, 15, 42, 69 och 84 dygn från gjutning.

### 3. Mätresultat

I denna undersökning har två typer av håldäcksplattor analyserats, plattor med tjockleken 32 respektive 26,5 cm. Betong från två olika recept har använts för att tillverka håldäcksplattorna, receptet till plattorna med tjockleken 32 cm benämns R60 och receptet till plattorna med tjockleken 26,5 cm benämns R64. I samband med gjutning av plattorna har provkroppar tillverkats i form av kuber och prismor för att kontrollera spräckhållfastheten och E-modulutvecklingen i betongen.

#### 3.1 Spräckhållfasthet

I detta avsnitt redovisas spräckhållfastheten vid åldrarna ett och 28 dygn för de två olika betongsorterna R60 och R64. Mätningarna omfattar nio kuber gjutna med betong från recept R60 och nio kuber med betong från recept R64. För att skilja kuberna åt har de tilldelats beteckningarna K1.1–K1.9 och K2.1–K2.9 där den senare beteckningen avser kuberna gjutna med betong från recept R64. Spräckning av kuberna K1.1–K1.4 och K2.1–K2.4 utfördes efter ett dygn, medan kuberna K1.5–K1.9 och K2.5–K2.9 spräcktes vid 28 dygns ålder. I tabellen nedan redovisas spräckhållfastheten för kuberna

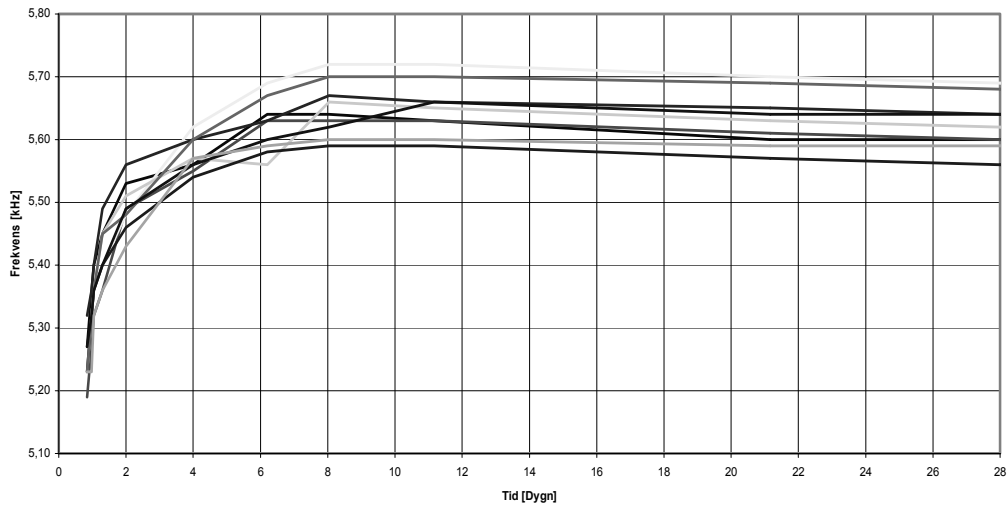
Tidpunkt	R60(HD/F 32)		R64(HD/F 27)	
	Kub	$f_{sp}$ (Mpa)	Kub	$f_{sp}$ (Mpa)
1 dygn	K1.1	3,03	K2.1	3,18
	K1.2	2,96	K2.2	3,03
	K1.3	3,36	K2.3	2,92
	K1.4	3,26	K2.4	3,12
	<b>Medel</b>	<b>3,15</b>	<b>Medel</b>	<b>3,06</b>
28 dygn	K1.5	4,33	K2.5	4,52
	K1.6	4,69	K2.6	4,38
	K1.7	4,86	K2.7	4,63
	K1.8	4,49	K2.8	4,76
	K1.9	4,82	K2.9	4,73
<b>Medel</b>	<b>4,64</b>	<b>Medel</b>	<b>4,61</b>	
<b>Relation <math>f_{sp,1d}/f_{sp,28d}</math></b>	<b>0,68</b>		<b>0,66</b>	

Tabell 3.1. Resultat av spräckhållfasthetsprovning.

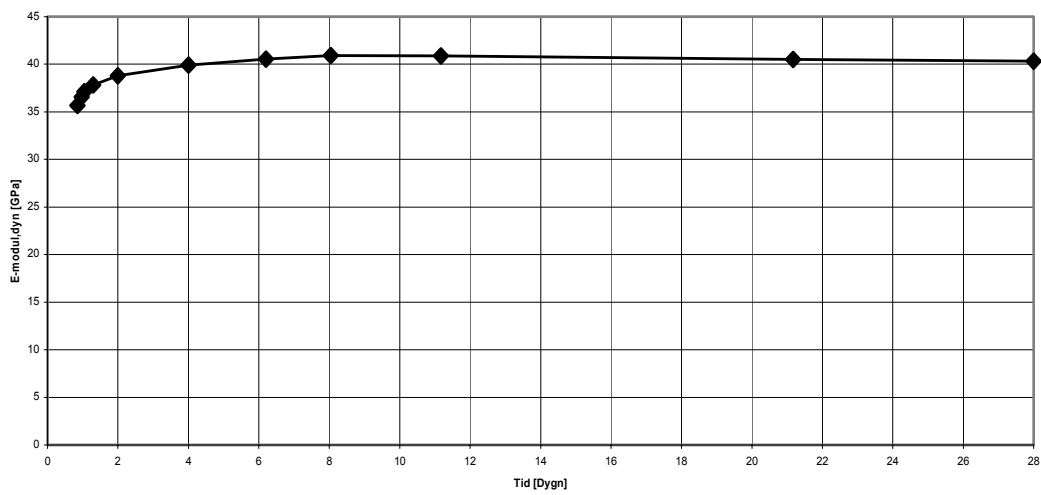
I detta försök kan man se att relationen mellan draghållfastheten vid ett dygn och 28 dygn är ungefär 2/3 för båda betongsorterna.

#### 3.2 E-modulutveckling

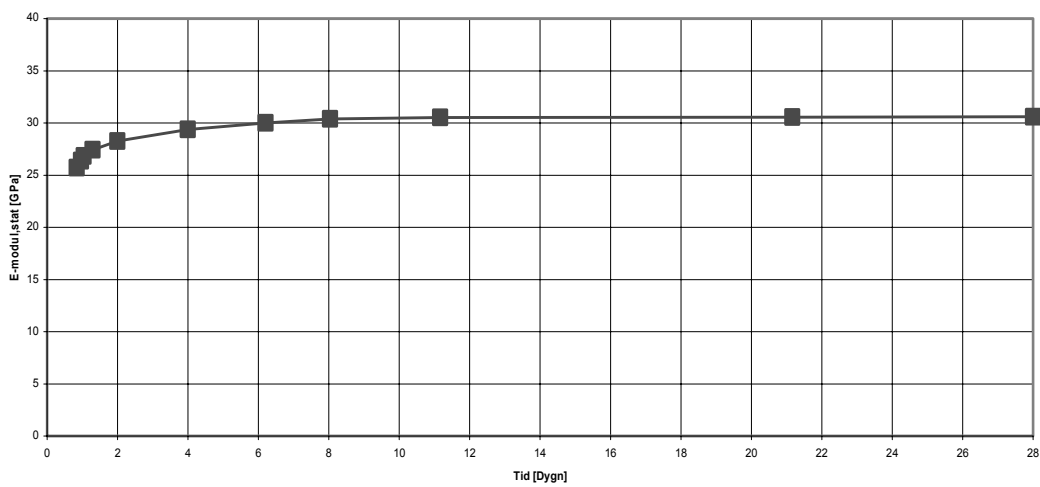
I detta avsnitt redovisas resultaten av de dynamiska provningarna samt efter beräkning den dynamiska och statiska E-modulutvecklingen för de två olika betongsorterna R60 och R64. Provet omfattar mätningar från nio prismor med betong från recept R60 och tolv prismor med betong från recept R64. För att skilja prismorna åt har de getts beteckningen P1.1–P1.9 och P2.1–P2.12. Betongprismorna med beteckningen P1.1–P1.9 och P2.1–P2.9 har lagrats i inomhusklimat och prismorna med beteckningen P2.9–P2.12 har lagrats i vatten. Den dynamiska E-modulen har räknats fram genom att använda ekvationerna 2.2 och 2.3. För omvandling mellan dynamisk till statisk E-modul används formel 2.8 tillsammans med 2.9. I figur 3.1–3.7 redovisas data som egenfrekvens, dynamisk E-modul och statisk E-modul i grafisk form.



Figur 3.1. Uppmätt egenfrekvens för provkropparna P1.1–P1.9 (R60).

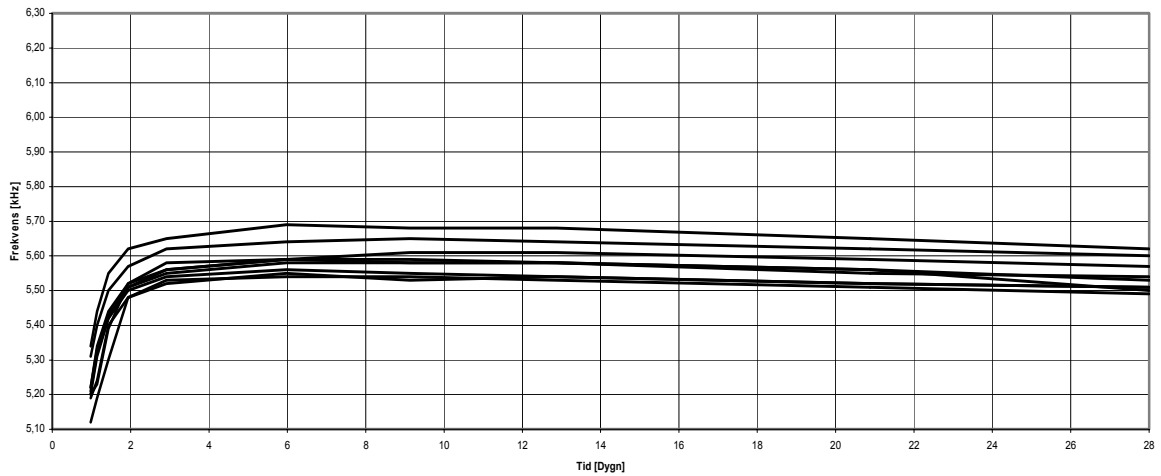


Figur 3.2. Dynamiska E-modulens tillväxt med tiden för betong R60.

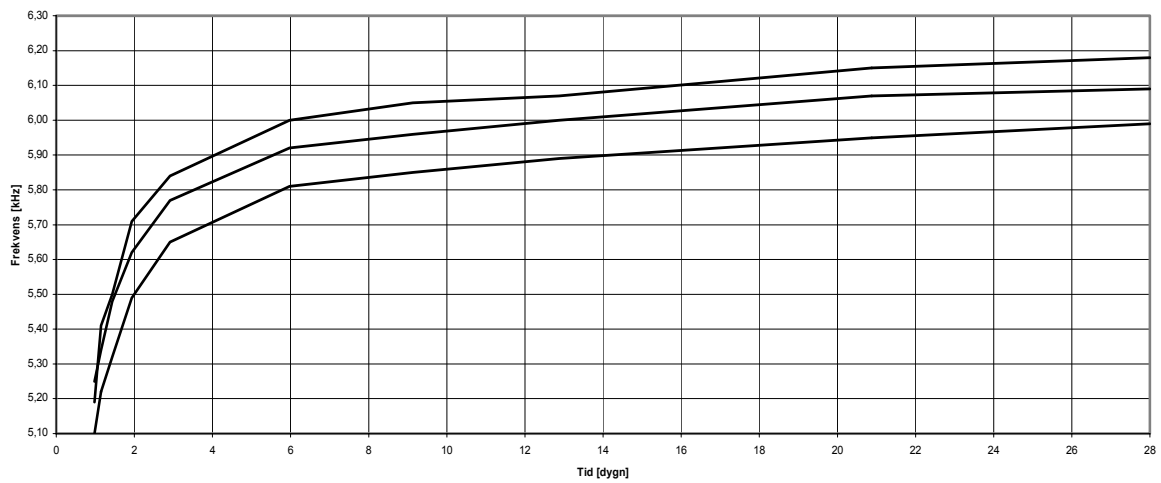


Figur 3.3. Statiska E-modulens tillväxt för betong R60.

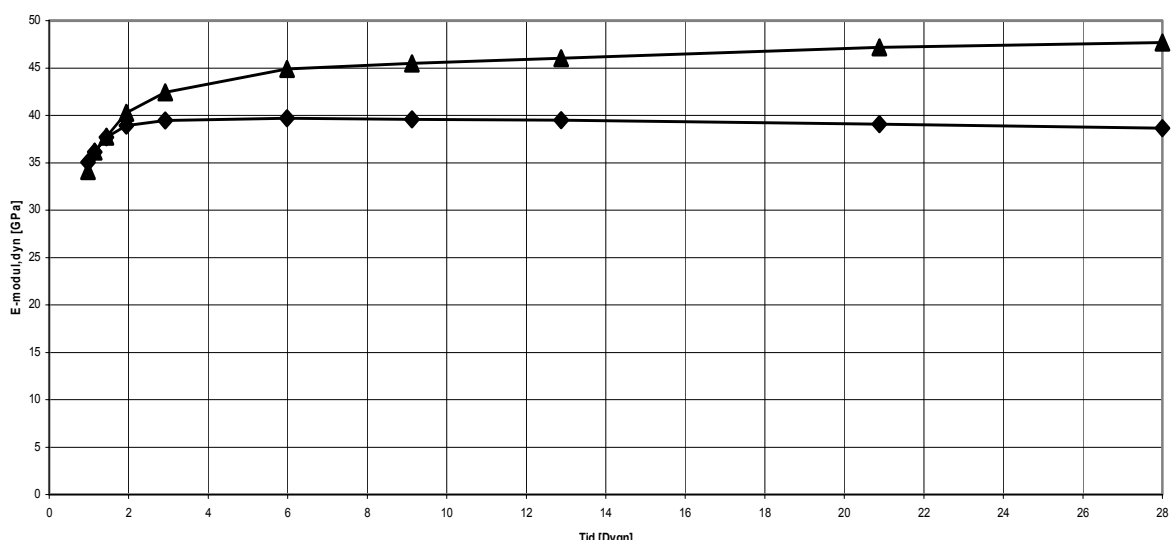




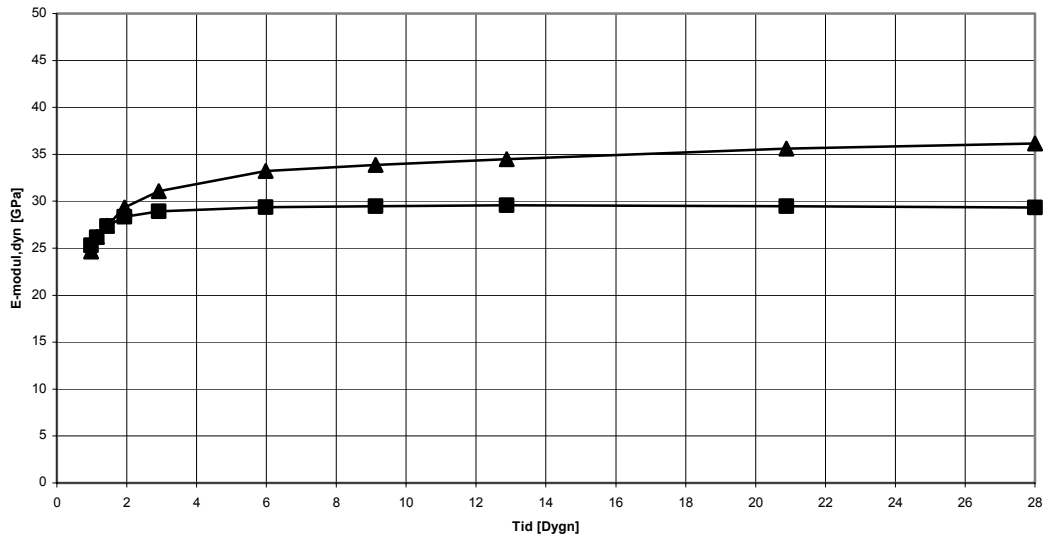
Figur 3.4. Uppmätt frekvens för provkropparna P2.1–P2.9 (R64).



Figur 3.5. Uppmätt frekvens för provkropparna P2.9–P2.12 (R64).



Figur 3.6. Dynamiska E-modulens tillväxt för torrlagrade(♦) och våtlagrade(▲) provkroppar med betong R64.

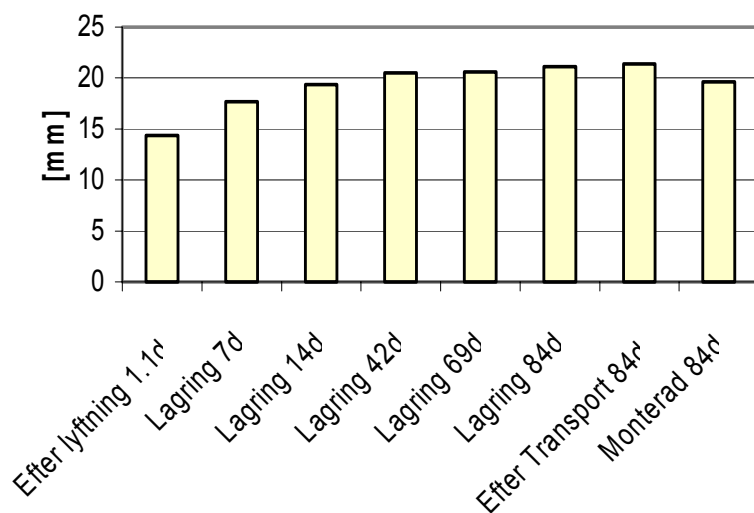


Figur 3.7. Statiska E-modulens tillväxt för torrlagrade(♦) och våtlagrade(▲) provkroppar med betong R64.

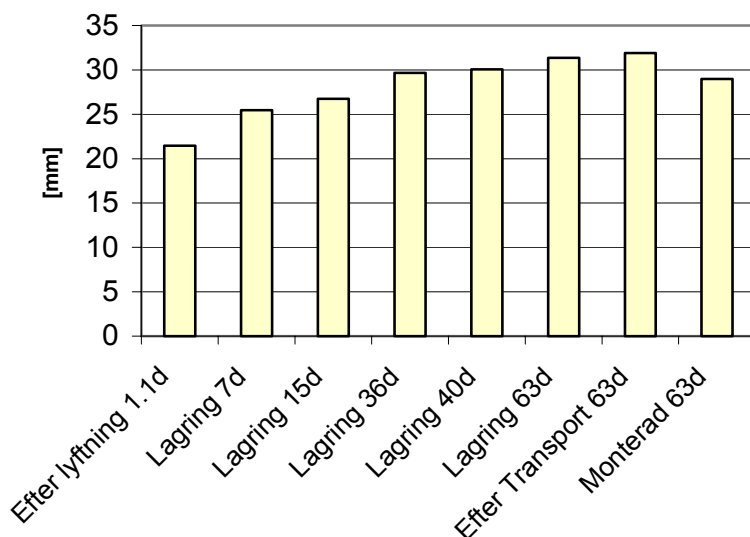
Anledningen till att prismorna P2.9–P2.12 våtlagrats var att egenfrekvensen för de torrlagrade provkropparna sjönk efter drygt en veckas lagring. Orsaken kan, enligt personal på avdelningen för Byggnadsmaterial, vara att mikro-sprickor uppstått i cementpastan i provkropparna. Detta på grund av ojämn uttorkning i prismornas tvärsnitt eftersom provkropparna utsatts för extremt torrt klimat under lagringen. Emedan provkroppar både lagrats torrt och i vatten kan den faktiska E-modulen för håldäcksplattorna bedömas ligga någonstans mellan den ”våta” och ”torra” E-modulen.

### 3.3 Överhöjningar

Mätningarna omfattar tio identiska plattor av tjockleken 32 cm med armeringsalternativ F4 (HD/F 32–F4) och längden 9140 mm samt nio plattor av tjockleken 26,5 cm med armeringsalternativ F3 (HD/F 27–F3) och längden 9000 mm. För att skilja plattorna åt har de tilldelats beteckningarna HDF1.1–HDF1.10 och HDF2.1–HDF2.9 där den senare avser plattorna med den mindre tjockleken. I figurerna 3.8–3.9 visas resultaten i form av överhöjningens medelvärde för de olika tidpunkter då mätningar utförts. Resultaten för varje enskilda plattor återfinns i bilaga A.



Figur 3.8. Överhöjning för plattan HD/F 27 – F3 med längden 9 meter.



Figur 3.9. Överhöjning för plattan HD/F 32 – F4 med längden 9,14 meter.

För de båda platttyperna kan man dra slutsatsen att överhöjningen avstannar i slutet av mätningarna. Att överhöjningen minskar från transport till montage beror på att upplagsförhållanden ändras.



## 4. Beräkningsmodell

Dataprogrammet som använts för beräkningarna heter Spännbetongbalk och är ett windows-baserat program framtaget av företaget Strusoft, före detta Skanska Software, och ingår i gruppen "Win-statik program". Programmet analyserar en fritt upplagd spännbetongbalk i Brott- och Bruksgränstillstånd. Beräkningen sker i valfritt antal tidssteg med tillhörande betong och belastningsdata. Resultaten från beräkningarna redovisas i tabellform och grafiskt i form av diagram för utböjning, bruksgränsmoment, brottgränsmoment och tvärkraft.

Beskrivningen av beräkningsmetoden för beräkningar i bruksgränstillståndet speglar inte programförloppet i detalj utan avser att ge information om hur beräkningsresultatet uppnåts. Eftersom Starka har som krav att håldäcksplattan skall vara sprickfri i bruksgränstillståndet klargörs det inte i denna rapport hur programmet beräknar storleken av sprickvidder. Vid beräkning i bruksgränstillståndet tillämpas metoder som anknyter till klassisk hållfasthetslära, där elastiska förhållanden förutsätts gälla.

För övrigt är beräkningsmetoderna anknutna till BBK 94 men indatan är i princip öppen så att andra förhållande och bestämmelser kan simuleras.

Detta kapitel baseras på information från manualen [13] till programmet samt på upplysningar från Hans-Olle Nilsson på Strusoft som utvecklade programmet.

### 4.1 Programbeskrivning

#### 4.1.1 Geometri

Geometrin för balken skapas genom ett indatafönster där måtten på balken anges, se figur 4.1. Här väljs vilken typ av balk som ska analyseras och tillhörande mått. Programmet omvandlar sedan balkmått till koordinatdata som används vid beräkningen.

Huvudmått			Övriga mått								
B	H	L									
1194	320	9140									

Sektionsmått											
n	d	h	c/c	cö	rö	nö	ru	nu	bf	bö	hf
4	220	244	280	160	122	10	122	10	15	18	25

Figur 4.1. Indata fönster för att beskriva tvärsnitt. (HD/F-32)

I programmet finns även möjligheten att ändra tvärsnittets form lokalt, t.ex. vid urhakningar i balken. Detta behandlas dock inte i denna rapport. Vidare kan stöddata anges i olika tidssteg genom att ange stödets placering och upplagslängd i olika tidskedan.

## 4.1.2 Armering

För att beskriva armeringens placering och materialdata används nedanstående fönster, se figur 4.2. Armeringen är uppdelad i grupper som utgörs av ett antal linor på samma höjdnivå i tvärsnittet. I grupperna anges antal linor, förspänning, E-modul mm. I figuren nedan finns t.ex. två grupper av armering, på nivån 36 mm och på nivån 60 mm räknat från underkant.

Huvudarmering

Armeringsval					
Nr	Ant	Diam	Kval	Läge	Avst
0	10	D 13	SS3620	U	36
1	3	D 13	SS3620	U	60

Armeringsdata för grupp nr 0

Antal: 10, Läge: U, Avst: 36, Normdata: SS3620

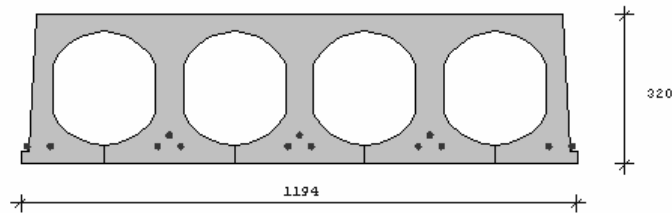
D mm	Area mm <sup>2</sup>	xvä mm	zvä mm	xhö mm	zhö mm
12.5	93	0	36	9140	36

f <sub>yk</sub> MPa	ε <sub>y</sub>	f <sub>uk</sub> MPa	ε <sub>gr</sub>	γ <sub>m</sub>	E <sub>sk</sub> GPa
1742	9.8	1925	35	1.15	197.5

σ <sub>spi</sub> MPa	k <sub>0</sub>	β	Σ	K <sub>1</sub>	n <sub>vä</sub>	n <sub>hö</sub>
1161	0	30	0.0173	1.6	1.2	1.2

Lägg till, Ta bort, Ändra, Lagra std, Välj std, Måttanpassning

Täckskikt  
 Täckskikt beaktas vid förankring  
 Ände: 30, Sida: 30  
 Avbryt, OK



Figur 4.2. Beskrivning av armeringens placering och materialdata

Relaxationen i armeringen anges för den totala tidsperiod som beräkningarna antas spegla. Eftersom relaxationen är en process genom alla tidssteg uppdelas relaxationen i procentandelar mellan dessa. Detta val görs i nedanstående fönster, se figur 4.3. Andelen av relaxationen vid lastskedet "Avspänning" syftar till den spänningsförlust som ställinorna utsätts för från uppspänning till avspänning.

Relaxation

Relaxationsandel för lastskede

Nr	Lastskede	Andel i procent	
		Balk	Pågiutn
0	Avspänning	72	0
0	Avspänning	72	0
1	Efter lyftning	0	0
2	Lagring 1v	13	0
3	Lagring 2v	4	0
4	Lagring 5v	7	0
5	Lagring 5.5	1	0
6	Lagring 63	3	0
7	Transport	0	0
8	Montage	0	0

Ändra, Avbryt, OK

Figur 4.3. Relaxationsfördelning i olika lastskeden.

### 4.1.3 Betong

För att ange betongens materialdata i de olika tidsstegen används nedanstående fönster, se figur 4.4. Här anges materialparametrar såsom E-modul, krypning och krympning mm.

fcck	fctk	$\epsilon_{c1}$	$\epsilon_{c0}$	$\epsilon_{cu}$	$\gamma$
MPa	MPa	o/oo	o/oo	o/oo	m
32	2.86	0.387	2	3.5	1.5

Eck	$\epsilon_{cs}$	$\Delta\epsilon_{cs}$	$\phi$	Z	$\beta$
GPa	o/oo	o/oo			
26.5	0.028	0	0	1	1

Figur 4.4. Indatafönster för betong.

### 4.1.4 Lastskeden

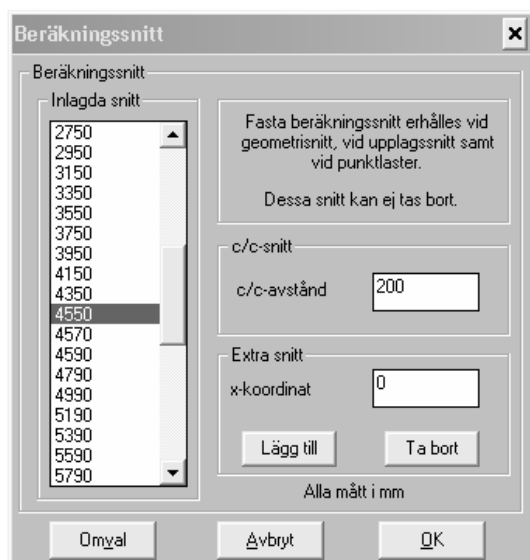
Valet av antal lastskeden (tidssteg) regleras i nedanstående fönster, se figur 4.5. Lastskedena anges i den tidsföljd som skall gälla vid beräkningen. I varje lastskede kan olika upplagsförhållanden gälla samt olika betongdata då betongens hållfasthet och styvhet tillväxer under beräkningsförloppet.

Nr	Lastskedesbeskrivning	Typ	$\gamma_n$	Miljö klass
0	Avspänning	A	1.1	A1
0	Avspänning	A	1.10	A1
1	Efter lyftning	F	1.10	A1
2	Lagring 1v	F	1.10	A1
3	Lagring 2v	F	1.10	A1
4	Lagring 5v	F	1.10	A1
5	Lagring 5.5	F	1.10	A1
6	Lagring 63	F	1.10	A1
7	Transport	T	1.10	A1
8	Montage	K	1.10	A1

Figur 4.5. Indata fönster för antal lastskede.

### 4.1.5 Beräkningssnitt

Vid valet av beräkningssnitt anges de snitt i balken där beräkningar utförs. Här kan användaren välja beräkningssnitt genom att ange enstaka snitt samt genom att ange centrumavstånd mellan snitten, se figur 4.6. Ju tätare avstånd det är mellan snitten desto noggrannare och mer tidskrävande blir beräkningen.



Figur 4.6. Indata fönster för beräkningssnitt.

## 4.2 Beräkningsmetod

### 4.2.1 Snittkrafter

Spännkraft åstadkommes genom att vid uppspänningen ge armeringsenheter en initiell töjning i förhållande till betongen. Normalkraft av spännkraft erhålles genom att summera kraften i alla armeringsenheter och på samma sätt erhålls momentet av spännkraften genom att för alla armeringsgrupper summera kraften multiplicerad med avståndet till tvärsnittets tyngdpunkt.

Balkens tyngd förutsätts vara samma i alla lastskeden. Balktyngd och snittkrafter av balkens tyngd beräknas med utgångspunkt från snittgeometri och tyngd i varje beräkningssnitt. Tyngden för områden mellan beräkningssnitten antas variera linjärt.

### 4.2.2 Beräkning av spänningar

Spänningar i tvärsnittets delar orsakade av normalkrafter och böjning beräknas enligt Naviers ekvation. Plan böjning förutsätts gälla varvid spänningarna i balkens betongsektion erhålls enligt

$$\sigma_c = -\frac{N}{A} + \frac{M_y \cdot (z - z_{tp})}{I_y} \quad (4.1)$$



samt i armeringen enligt

$$\sigma_{st} = \alpha_s \cdot \sigma_c + \sigma_0 \quad (4.2)$$

Där  $\alpha_s$  är kvoten mellan armeringens och betongens E-modul.  
 $\sigma_0$  är spänning i armering vid nolltöjning.

Tvårsnittskonstanter beräknas på traditionellt sätt. Vid beräkning används de ideella värdena, dvs betong + armering varvid armeringens inverkan förstoras ( $\alpha_s-1$ ) gånger där  $\alpha_s=E_s/E_c$ .

### 4.2.3 Förluster

Under balkens livslängd förändras de initiella töjningar som armeringen får vid uppspanning. De förändrade töjningarna medför ändringar av armeringsspänningar som brukar sammanfattas som förluster eftersom ändringarna ofta tillsammans medför en minskning av påkänningarna. Förluster orsakas av krympning, krypning samt relaxation och beräknas enligt BBK94 2.7.3 [3]

$$\Delta\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs} + \varphi \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \sigma_{cp} + \chi \cdot \sigma_{sp} \quad (4.3)$$

Där  $E_s$  är armeringens elasticitetsmodul.  
 $\varepsilon_{cs}$  är betongens krympning i nivå med armeringen.  
 $\varphi$  är betongens kryptal.  
 $\sigma_{cp}$  är slutlig betongpåkänning.  
 $E_c$  är betongens elasticitetsmodul.  
 $\chi$  är armeringens relaxationstal.  
 $\sigma_{sp}$  är medelpåkänningen i armeringen under relaxationstiden.

Eftersom  $\sigma_{cp}$  är slutlig betongpåkänning i armeringens nivå efter aktuellt lastskede och  $\sigma_{sp}$  är medelpåkänningen i armeringen under lastskedet, är dessa värden inte kända innan beräkning. De bestäms därför genom en iterativ beräkningsprocess i programmet. De beräknade förlusterna summeras från lastskede till lastskede, och de i indatan valda värdena på konstanterna i förlustformeln antas därför för varje lastskede representera en tidsrymd motsvarande lastskedets längd.

### 4.2.4 Sprickbildning

Som tidigare nämnts sker beräkningen i detta fall sprickfritt varvid kravet nedan enligt BBK94 4.5.3 är ställt på påkänningar i dragen zon.

$$\sigma_n + \sigma_m \leq k \cdot \frac{f_{ct}}{\zeta} \quad (4.4)$$

Om tvärsnittet ej kan anses som sprickfritt beräknas påkänningar och deformationer som för sprucket tvärsnitt.

### 4.2.5 Deformation

Balken deformeras dels elastiskt på grund av töjningar direkt orsakade av påkänningar av last och dels oelastiskt på grund töjningar orsakade av krympning, krypning och relaxation. Balkens utböjning beräknas genom integration av den elastiska linjens differentialekvation med hjälp av den så kallade M/EI-metoden.

Den elastiska krökningen beräknas för momentet kring tvärsnittets tyngdpunkt av spännkraft, egetyngd och yttre last genom nedanstående samband.

$$\kappa_e = \frac{M}{E_c \cdot I_y} \quad (4.5)$$

Oelastisk krökning på grund av jämn krympning medför endast krökning av tvärsnittet av den effekt som fås av att krympningen medför töjningsändringar i armeringen med resulterad spänningsändring som ger ett moment i tvärsnittet. Detta moment uppträder genom spännkraft och är inräknad i momentet för elastisk krökning ovan där det ger sitt bidrag till krökningen. Detsamma gäller för relaxationen.

Krökning på grund av krypning beräknas enligt

$$\kappa_{cr} = \varphi \cdot \kappa_e \quad (4.6)$$

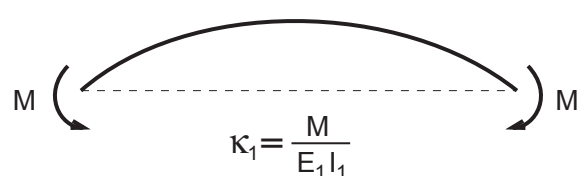
Där  $\kappa_e$  fås från den elastiska krökningsberäkningen enligt ekvation (4.5).

Vid inverkan av betongens E-modulförändring, dvs. om betongens E-modul ändras från ett lastskede till ett annat, påverkar det böjstyvheten EI dels genom ändringen av E men även indirekt genom att  $\alpha = E_s/E_c$  ändras vid beräkningen av ideellt tröghetsmoment  $I_y$ . Om de båda lastskedena i övrigt är identiska ger då beräkningen en skillnad i utböjning motsvarande EI förändringen. Denna skillnad i utböjning uppstår förmodligen inte i verkligheten varför den kan väljas att korrigeras bort genom ett krökningstillägg enligt nedan.

$$\Delta\kappa = \kappa_{e(l_c-1)} \left[ 1 - \frac{E_{c(l_c-1)} \cdot I_{y(l_c-1)}}{E_{c(l_c)} \cdot I_{y(l_c)}} \right] \quad (4.7)$$

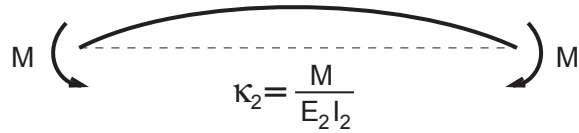
där  $l_c$  är lastskedesnumret.

Ekvation 4.7 bygger på att en balkdel som har böjstyvheten  $E_1 I_1$  vid en viss tidpunkt utsätts för ett konstant böjmoment. Balkens krökning blir då

$$\kappa_1 = \frac{M}{E_1 I_1}$$


Figur 4.7.

Om samma moment verkar på en balkdel med en högre böjstyvhet ( $E_2I_2$ ) blir krökningen mindre, se figur 4.8 nedan.



Figur 4.8.

Skillnaden i krökning mellan balkdelarna blir då

$$\Delta\kappa = \kappa_1 - \kappa_2 = \frac{M}{E_1 I_1} - \frac{M}{E_2 I_2} = \frac{M}{E_1 I_1} \left[ 1 - \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \right] = \kappa_1 \left[ 1 - \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \right] \quad (4.8)$$

vilket påminner om ekvation 4.7 ovan.



## 5. Verifiering av beräkningsmodell

I detta kapitel beräknas överhöjningen, med det i kapitel fyra beskrivna dataprogrammet, för de två typer av håldäcksplattor som mätningarna genomförts på. Detta utförs för att beräkningsmetoden skall kunna jämföras med mätningarna.

### 5.1 Indata

#### 5.1.1 Lastskeden

Lastskeden kan tolkas som tidssteg och därför har varje lastskede fått representera ett dygn fram till ungefär en veckas ålder för att senare öka till ungefär en vecka. I tabell 5.1 nedan visas lastskedena samt tidpunkterna för lastskedets slut, räknat från gjutning, för de två olika plattor som hanterats.

HDF/27	HDF/32
Avspänning 1d	Avspänning 1d
Efter lyftning 1.1d	Efter lyftning 1.1d
Lagring 2d	Lagring 2d
Lagring 3d	Lagring 3d
Lagring 4d	Lagring 4d
Lagring 5d	Lagring 5d
Lagring 6d	Lagring 6d
Lagring 7d	Lagring 7d
Lagring 8d	Lagring 8d
Lagring 14d	Lagring 15d
Lagring 20d	Lagring 20d
Lagring 42d	Lagring 36d
Lagring 69d	Lagring 40d
Lagring 84d	Lagring 63d
Efter Transport 84d	Efter Transport 63d
Monterad 84d	Monterad 63d

Tabell 5.1 Lastskeden och tidpunkter för lastskedens slut.

## 5.1.2 Betong

Betongens materialegenskaper för de två platttyperna redovisas i tabell 5.2 och 5.3 nedan. De ingående parametrarna är draghållfasthet, E-modul, krympning och krypning. Eftersom dessa parametrar är beroende av tiden förändras de i lastskedena.

### *Draghållfasthet*

För att bestämma draghållfastheten för betongsorterna R60 och R64 har omvandling från kubtryckhållfasthet till draghållfasthet utförts med hjälp av empiriskt framtagna formler. Värden på kubtryckhållfastheten för betongsorterna kommer från Starka och finns redovisade i bilaga B. För att omvandla kubhållfasthet till draghållfasthet har det först varit nödvändigt att räkna om kubhållfasthet till cylinderhållfasthet för att sedan omvandla cylinderhållfasthet till draghållfasthet.

Vid omvandling från tryckhållfasthet för normkub (dimension 150x150x150 mm och våtlagrad de fem första dygnen) till tryckhållfasthet för cylinder (diametern 150 mm, längden 300 mm och våtlagrad 28 dygn) finns i ”Betonghandboken Material” [14] tre samband beskrivna, där ett samband gäller för kubtryckhållfastheter större än 50 MPa, se ekvation 5.1–5.3.

Enligt Petersons (1964) gäller

$$f_{c,cyl} = 0,76 \cdot f_{c,cube} \quad (5.1)$$

Hellström (1977) anger sambandet

$$f_{c,cyl} = 0,76 \cdot f_{c,cube} - 0,7 \quad (5.2)$$

Ewertsson & Pettersson (1990) anger sambandet

$$f_{c,cyl} = 0,86 \cdot f_{c,cube} - 6,9 \quad (5.3)$$

för  $f_{c,cube} \geq 50 \text{ MPa}$

Medelvärdet för kubtryckhållfastheten för betongsorten R60 är 81,1 MPa och för R64 72,9 MPa, se bilaga B. Detta ger enligt ekvation 5.1–5.3 cylinderhållfastheten 61,6 62,8 60,9 och 55,4 55,8 54,7 för sorterna R60 respektive R64, vilket visar att sambanden är överensstämmande. Vid fortsatta beräkningar har ekvation 5.3 använts för att omvandla kubhållfasthet till cylinderhållfasthet, eftersom sambandet är speciellt framtaget för betong med högre hållfasthet.

Medelvärdet för cylindertryckhållfastheten blir för betongsorterna R60 och R64

$$f_{cm}^{R60} = 62,8 \text{ MPa} \text{ och } f_{cm}^{R64} = 55,8 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

För att omvandla medelvärdet på cylindertryckhållfastheten till draghållfasthet har följande samband från Eurocode [9] använts

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad (5.5)$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (5.6)$$

Där  $f_{ctm}$  är medeldraghållfastheten  
 $f_{cm}$  är medeltryckhållfastheten för våtlagrad cylinder  
 $f_{ctk;0,05}$  är det karaktäristiska värdet på draghållfastheten vilket motsvarar 5% fraktilen.

Med cylinderhållfastheten insatt i ekvation 5.5 fås medeldraghållfastheten för de båda betongsorterna

$$f_{ctm}^{R60} = 4,21MPa \text{ och } f_{ctm}^{R64} = 3,99MPa$$

Karaktäristiska värden på draghållfastheten blir enligt ekvation 5.6

$$f_{ctk;0,05}^{R60} = 2,95MPa \text{ och } f_{ctk;0,05}^{R64} = 2,80MPa$$

Om värdena på draghållfasthet skall jämföras med hållfasthet vid spräckprovning (kapitel 3.1) måste spräckhållfastheten omvandlas till draghållfasthet. Detta görs lämpligen med samband från Eurocode [9], som anger att draghållfastheten uppgår till 90 % av spräckhållfastheten. Medeldraghållfastheten för betongen vid provning enligt kapitel 2 blir då

$$f_{ctm,prov}^{R60} = 4,18MPa \text{ och } f_{ctm,prov}^{R64} = 4,15MPa$$

Värdena bekräftar att omvandling från normkubtryckhållfasthet till medeldraghållfasthet enligt ovan ger i det närmaste samma resultat som vid bestämning av draghållfasthet vid spräckförsök.

För att kontrollera att plattorna inte spricker i ovankant vid avspänning räknas draghållfastheten vid 28 dygns ålder om med en faktor  $f$  som är bestämd ur relationen mellan spräckförsök vid ett och 28 dygns ålder, se kapitel 3. Vid avspänning används medelvärdet av draghållfastheten vid beräkning eftersom en säkerhetsmarginal på draghållfastheten inte skulle motsvara vad som sker i verkligheten när plattorna hanteras på Starka. Medelvärdet på draghållfastheten vid avspänning blir då

$$f_{ct}^{R60} = 0,68 \times f_{ctm}^{R60} = 2,86MPa \quad \text{och} \quad f_{ct}^{R64} = 0,66 \times f_{ctm}^{R64} = 2,63MPa$$

### E-modul

E-modulen i betongen (redovisat i kapitel 3) har mätts upp i torrt klimat för båda betongrecepten och därtill vattenlagrad för betongrecept R64. E-modulen för betong R60 har räknats om så att den kan motsvara betong som vattenlagrats, genom att använda relationen mellan den torrlagrade och den våtlagrade betongens E-modul för recept R64. Därefter har beräkningar utförts med värden för både torrlagrade och våtlagrade betongprover. Mätningar har dock bara utförts tills betongen var 28 dygn gammal. I beräkningarna har betongens E-modul antagits vara konstant efter 28 dygn.

### Krypning och krympning

Krypning och krympning anges ofta som slutvärden vid långtidslaster, men i detta fall är det nödvändigt att räkna ut krypning och krympning i varje lastskede. Denna beräkning är utförd med en mer nyanserad kryp- och krympmodell från Eurocode [9] som grundar sig på försöksresultat. Modellen beskrivs närmare i bilaga C.

HD/F 27	E-modul (våt)	E-torr (torr)	Krympning	Krypning
Avspänning 1d	25,4	25,4	0,017	0,00
Efter lyftning 1.1d	26	26	0,013	0,25
Lagring 2d	29,3	28,3	0,036	0,28
Lagring 3d	31,1	28,9	0,022	0,12
Lagring 4d	31,8	29,1	0,017	0,08
Lagring 5d	32,5	29,2	0,014	0,07
Lagring 6d	33,2	29,3	0,012	0,05
Lagring 7d	33,4	29,4	0,011	0,05
Lagring 8d	33,7	29,4	0,01	0,04
Lagring 15d	34,8	29,5	0,052	0,21
Lagring 20d	35,5	29,5	0,027	0,10
Lagring 42d	36,2	29,5	0,077	0,29
Lagring 69d	36,2	29,5	0,032	0,12
Lagring 89d	36,2	29,5	0,030	0,10
Efter Transport 89d	36,2	29,5	0	0
Monterad 89d	36,2	29,5	0	0

Tabell 5.2. Indata för betong till plattan HD/F 32 i de olika lastskedena.

HD/F 32	E-modul (våt)	E-torr (torr)	Krympning	Krypning
Avspänning 1d	26,4	26,4	0,020	0
Efter lyftning 1.1d	26,9	26,9	0,012	0,22
Lagring 2d	29,3	28,3	0,032	0,25
Lagring 3d	30,8	28,8	0,020	0,11
Lagring 4d	32,2	29,4	0,016	0,07
Lagring 5d	32,9	29,6	0,013	0,06
Lagring 6d	33,6	29,9	0,011	0,05
Lagring 7d	34,2	30,2	0,010	0,04
Lagring 8d	34,7	30,4	0,009	0,04
Lagring 15d	35,8	30,6	0,043	0,17
Lagring 20d	36,6	30,6	0,031	0,11
Lagring 36d	37,3	30,7	0,057	0,21
Lagring 40d	37,3	30,7	0,005	0,02
Lagring 63d	37,3	30,7	0,021	0,10
Efter Transport 63d	37,3	30,7	0	0
Monterad 63d	37,3	30,7	0	0

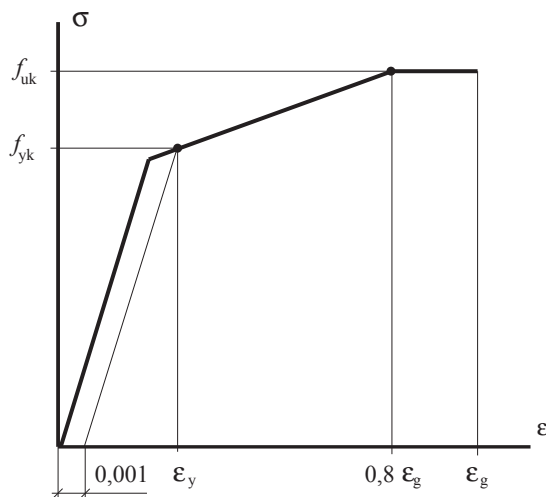
Tabell 5.3. Indata för betong till plattan HD/F 32 i de olika lastskedena.



### 5.1.3 Armering

#### Arbetskurva

Armeringsstålet modelleras med en arbetskurva enligt figur 5.1. Materialvärden för armeringen, redovisade i tabell 5.4, är hämtade från produktkatalogen för ställinorna [4].



Dimension	9,3 mm	12,5 mm
$f_{yk}$ [Mpa]	1742	1742
$\epsilon_y$ [%]	9,8	9,8
$f_{uk}$ [Mpa]	1925	1925
$\epsilon_g$ [%]	35	35
$E_{sk}$ [Gpa]	197,5	197,5
$\sigma_{spi}$ [Mpa]	1161	1161
Förankringslängd [mm]	280	375
Tvårsnittsarea [mm <sup>2</sup> ]	52	93

Figur 5.1. Schematisk arbetskurva för armerings-stål med beteckningar.

Tabell 5.4. Materialdata för lina med dimensionen 9,3 mm och 12,5 mm.

#### Relaxation

För att räkna ut relaxationens variation med tiden har nedanstående ekvation använts

$$\chi(t) = 0,0113894 \cdot t^{0,1195} \quad (5.1)$$

där  $t$  är tiden i timmar från uppspänning. Ekvationen har räknats fram med hjälp av diagram från relaxationsförsök för armeringen ur produktkatalogen [4]. Relaxationen fram till 63 dygn är 0,027 och till 84 dygn är den 0,028. Fördelningen mellan relaxationen i lastskeden redovisas i tabell 5.5 nedan. Som tidigare nämnts så återspeglar relaxationens andelen vid lastskedet "Avspänning" en spänningsförlust av den spänning som ställinorna ges vid uppspänningsförfarandet.

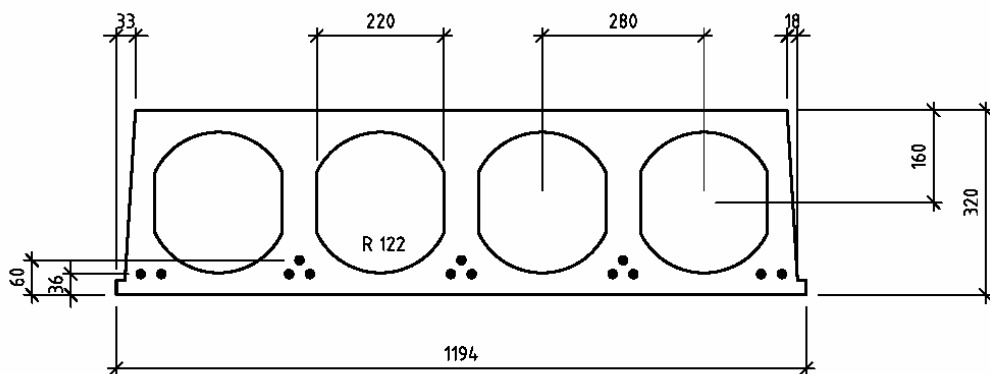
HDF/27		HDF/32	
Lastskede	Andel i procent	Lastskede	Andel i procent
Avspänning 1d	62	Avspänning 1d	60
Efter lyftning 1.1d	1	Efter lyftning 1.1d	1
Lagring 2d	5	Lagring 2d	5
Lagring 3d	3	Lagring 3d	3
Lagring 4d	2	Lagring 4d	2
Lagring 5d	2	Lagring 5d	2
Lagring 6d	2	Lagring 6d	2
Lagring 7d	1	Lagring 7d	1
Lagring 8d	1	Lagring 8d	1
Lagring 14d	6	Lagring 15d	5
Lagring 20d	3	Lagring 20d	4
Lagring 42d	8	Lagring 36d	6
Lagring 69d	2	Lagring 40d	1
Lagring 84d	2	Lagring 63d	5
Efter Transport 84d	0	Efter Transport 63d	0
Monterad 84d	0	Monterad 63d	0

Tabell 5.5. Relaxationsfördelning i samtliga lastskeden.

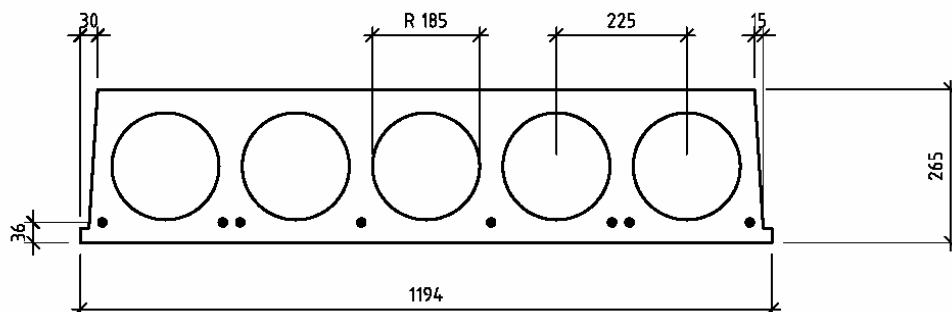
### 5.1.4 Geometri

#### Tvärssnitt

Håldäckslattornas mått och armeringens placering redovisas i figur 5.2-5.3 nedan. Samtliga linor har diametern 12,5 mm.



Figur 5.2. Tvärnittsmått för HD/F 32-F4.



Figur 5.3. Tvärnittsmått för HD/F 27-F3.

### Upplagsförhållanden

I tabell 5.6 nedan redovisas längden på plattorna, upplagens längd samt avståndet från plattans kant till centrum av upplaget vid alla lastskeden.

HD/F 27 (L=9000 mm)			HD/F 32 (L=9140 mm)		
Lastskede	Upplag	Läge	Lastskede	Upplag	Läge
Avspänning 1d	10 mm	0 mm	Avspänning 1d	10 mm	0 mm
Efter lyftning 1.1d	100 mm	350 mm	Efter lyftning 1.1d	100 mm	350 mm
Lagring 2d	100 mm	350 mm	Lagring 2d	100 mm	350 mm
Lagring 3d	100 mm	350 mm	Lagring 3d	100 mm	350 mm
Lagring 4d	100 mm	350 mm	Lagring 4d	100 mm	350 mm
Lagring 5d	100 mm	350 mm	Lagring 5d	100 mm	350 mm
Lagring 6d	100 mm	350 mm	Lagring 6d	100 mm	350 mm
Lagring 7d	100 mm	350 mm	Lagring 7d	100 mm	350 mm
Lagring 8d	100 mm	350 mm	Lagring 8d	100 mm	350 mm
Lagring 14d	100 mm	350 mm	Lagring 15d	100 mm	350 mm
Lagring 20d	100 mm	350 mm	Lagring 20d	100 mm	350 mm
Lagring 42d	100 mm	350 mm	Lagring 36d	100 mm	350 mm
Lagring 69d	100 mm	350 mm	Lagring 40d	100 mm	350 mm
Lagring 84d	100 mm	350 mm	Lagring 63d	100 mm	350 mm
Efter Transport 84d	100 mm	350 mm	Efter Transport 63d	100 mm	350 mm
Monterad 84d	100 mm	50 mm	Monterad 63d	100 mm	50 mm

Tabell 5.6. Upplagsförhållanden.

## 5.2 Resultat

Resultatet från beräkningarna redovisas i form av överhöjningar för varje lastskede, se tabell 5.7–5.8 nedan.

<b>HD/F 27</b>	<b>E-modul (våt)</b>	<b>E-modul (torr)</b>
Lastskede	Överhöjning [mm]	Överhöjning [mm]
Avspänning 1d	11,2	11,2
Efter lyftning 1.1d	15,7	15,7
Lagring 2d	18,3	18,3
Lagring 3d	19,5	19,5
Lagring 4d	20,1	20,2
Lagring 5d	20,6	20,8
Lagring 6d	20,9	21,2
Lagring 7d	21,4	21,7
Lagring 8d	21,7	22,0
Lagring 14d	23,2	23,7
Lagring 20d	23,9	24,4
Lagring 42d	25,6	26,5
Lagring 69d	26,1	26,9
Lagring 84d	26,5	27,4
Efter Transport 84d	26,5	27,4
Monterad 84d	24,8	25,6

Tabell 5.7. Beräknade överhöjningar för plattan HD/F 27.

<b>HD/F 32</b>	<b>E-modul (våt)</b>	<b>E-modul (torr)</b>
Lastskede	Överhöjning [mm]	Överhöjning [mm]
Avspänning 1d	17,6	17,6
Efter lyftning 1.1d	22,1	22,2
Lagring 2d	25,5	25,8
Lagring 3d	27,0	27,3
Lagring 4d	23,6	28,3
Lagring 5d	28,7	29,0
Lagring 6d	29,2	29,7
Lagring 7d	29,7	30,3
Lagring 8d	30,2	30,7
Lagring 15d	32,1	32,7
Lagring 20d	32,2	34,0
Lagring 36d	35,1	36,4
Lagring 40d	35,4	36,6
Lagring 63d	36,4	37,7
Efter Transport 63d	36,4	37,7
Monterad 63d	34,9	36,0

Tabell 5.8. Beräknade överhöjningar för plattan HD/F 32.

### 5.3 Jämförelse mellan beräkning och mätning

I detta avsnitt jämförs uppmätta överhöjningar med beräknade överhöjningar vid de tidpunkter som mätningar genomförts. I diagram 5.1 och 5.2 visas överhöjningarna som staplar bredvid varandra. Här kan man se att överhöjningen överskattas med ca 5 mm vid alla lastskeden med undantaget att vid första lastskedet är skillnaden mellan värdena mindre. En orsak till detta är troligtvis att noggrannheten i krypmodellen vid tidig belastning är mindre exakt. Att skillnaden i överhöjningen för beräkningarna med de olika tillväxtkurvornas E-moduler (E-våt och E-torr) inte är så stor kan tolkas som att den ökning av E-modulen som korrigeras bort i programmet, beskrivet i kapitel fyra, fungerar korrekt.

En annan orsak till att överhöjningen överskattas med ca 5 mm i alla lastskeden, kan vara att E-modulen för betongen vid avspänning inte är korrekt bestämd. Hur överhöjningen påverkas av E-modulen vid avspänning beskrivs mer utförligt i kapitel sju.

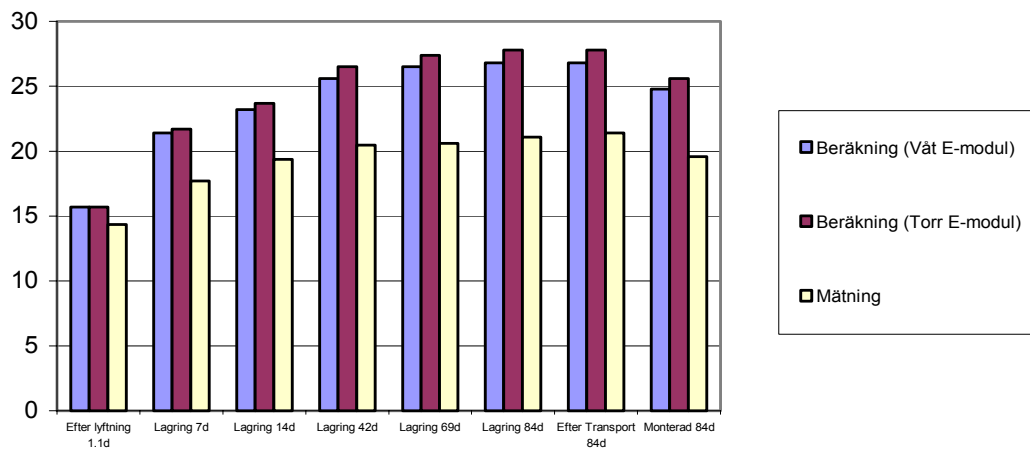


Diagram 5.1. Beräknade och uppmätta överhöjningar för platta HD/F 27-F3 (L=9000 mm).

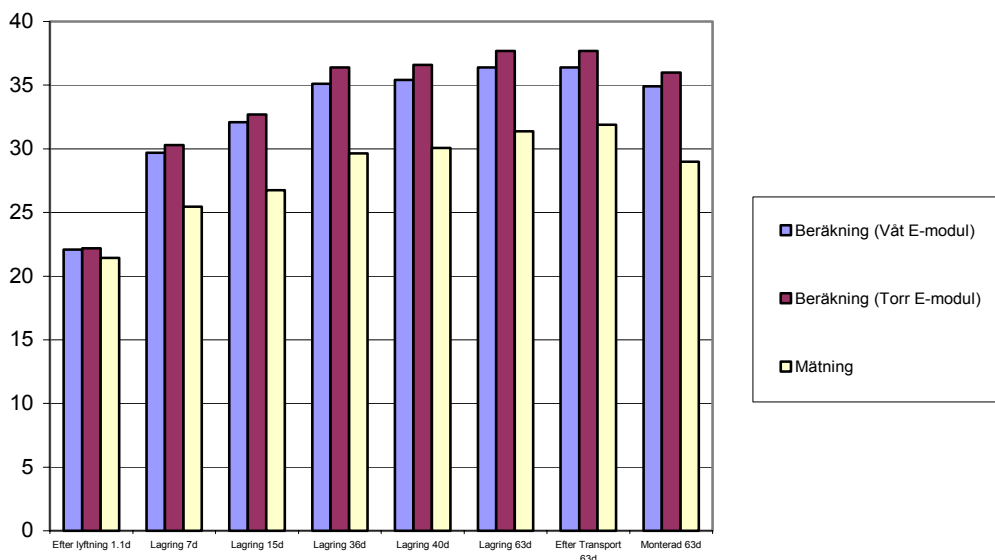


Diagram 5.1. Beräknade och uppmätta överhöjningar för platta HD/F 32-F4 (L=9140 mm).



## 6. Beräkning av överhöjning och spricklast

I detta kapitel beräknas överhöjning och spricklast för plattorna HD/F 32 och HD/F 27 med samtliga armeringsalternativ. Resultaten presenteras i diagram som visar hur överhöjningen och spricklasten påverkas av spännvidden för plattorna.

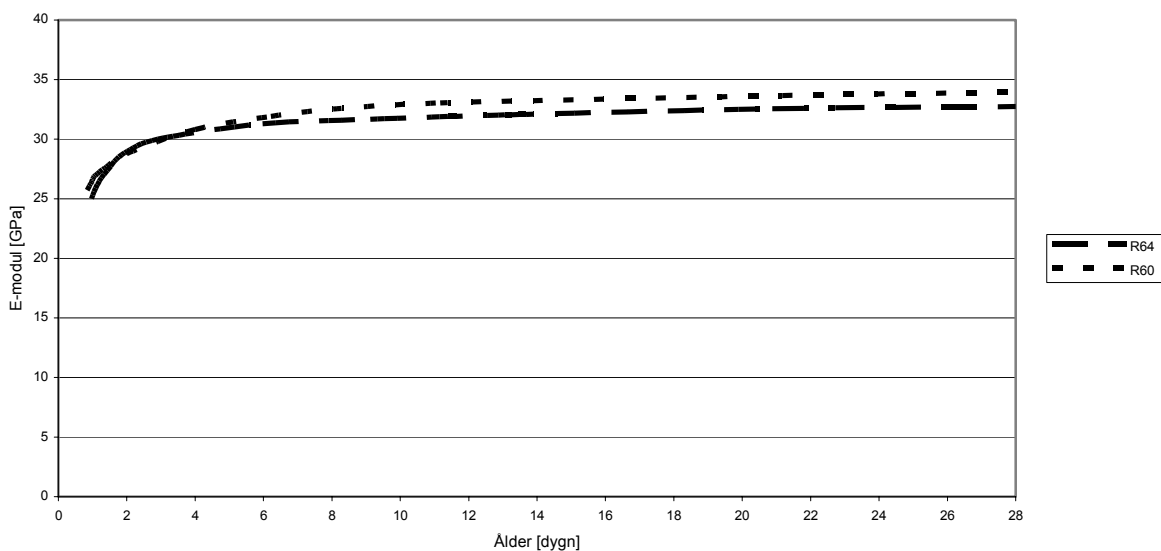
### 6.1 Överhöjningar som funktion av spännvidden

Vid beräkning av överhöjningen för en monterad platta har en genomsnittlig lagringstid på 20 dygn fastställts genom resonemang med personal på Starka. Lagringen sker utomhus vilket gör det svårt att förutse den relativa fuktigheten, som påverkar krympning och krypning. Därför har studier vad gäller månadsmedelvärden av den relativa fuktigheten gjorts med programmet klimatdata [11] 30 år bakåt i tiden. De visar att den torraste månaden är i maj med den relativa fuktigheten på ungefär 70 % och den fuktigaste är i januari då fuktigheten är ca 90 %. På grund av detta har beräkningarna utförts för plattor lagrade i både 70 % RF och 90 % RF.

#### 6.1.1 Indata och förutsättningar

##### *E-modul*

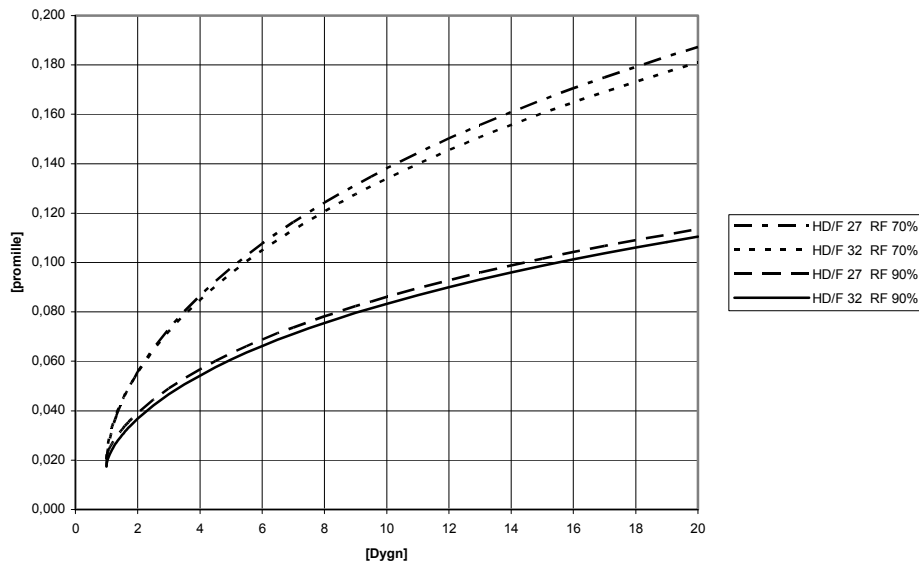
E-modulutvecklingen hos betongen har valts genom att använda medelvärdet mellan den torra och våta lagringens E-modul. Samma värde på E-modulen har också använts för de båda platttyperna genom att använda medelvärdet mellan mätningarna för betong R60 och R64. Detta är en förenkling vid valet av E-modul men torde inte vara långt ifrån verkligheten.



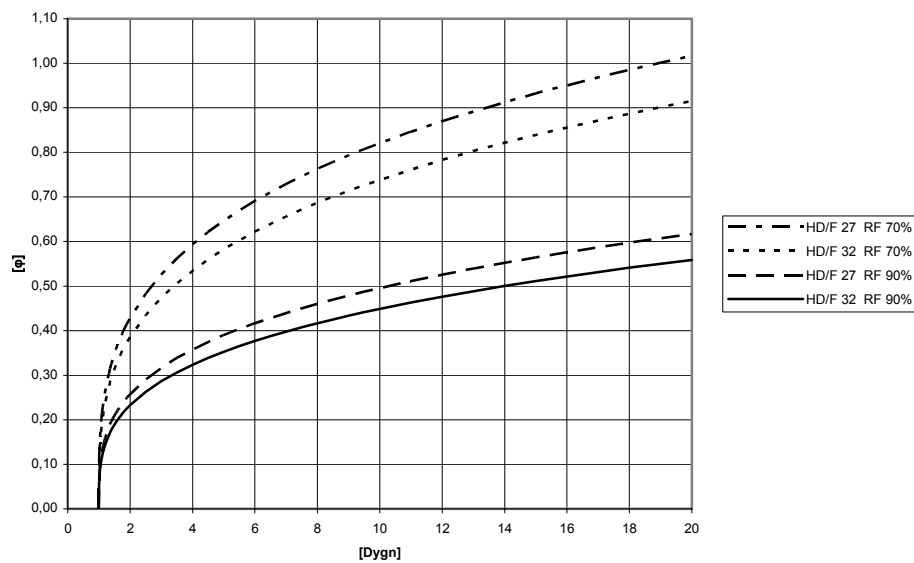
Figur 6.1. Medelvärde av E-modulen mellan våtlagrad och torrlagrad betong, för recept R60 och R64.

### Krympning och krypning

Krympningen och krypningen är beräknad enligt Eurocode [9] (metoden finns beskriven i bilaga C) och värdena redovisas grafiskt i figurer 6.1–6.2 nedan. Observera att krympning och krypning är olika för de båda platttyperna beroende på att den teoretiska tjockleken  $h_m$  och medeltryckhållfastheten skiljer sig för de båda plattorna.



Figur 6.1. Krympning som funktion av tiden.



Figur 6.2. Krypning som funktion av tiden.

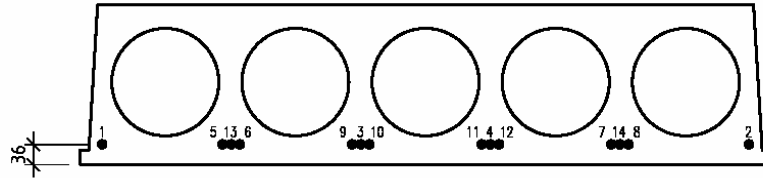
### Relaxation

Relaxationen i spännlinorna under de 20 första dygnen är 2,4 %, enligt ekv 5.1.

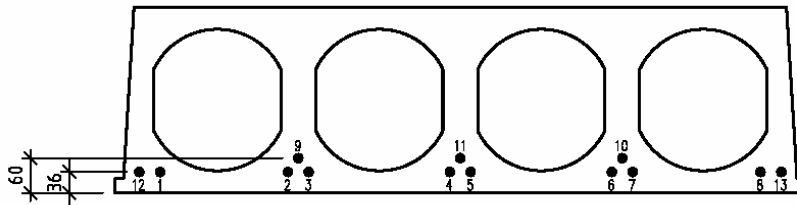


### Geometri

Geometrin för de olika plattyperna redovisas i kapitel 5. Spännlinornas placering och antal för de olika armeringsalternativen beskrivs genom att linorna numreras i tvärsnitten, se figur 6.3 nedan.



HD/F 27-F1	8 st	∅ 9,3	Lina 1-8
HD/F 27-F2	6 st	∅ 12,5	Lina 1-4, 13, 14
HD/F 27-F3	8 st	∅ 12,5	Lina 1-8
HD/F 27-F4	10 st	∅ 12,5	Lina 1-2, 5-12



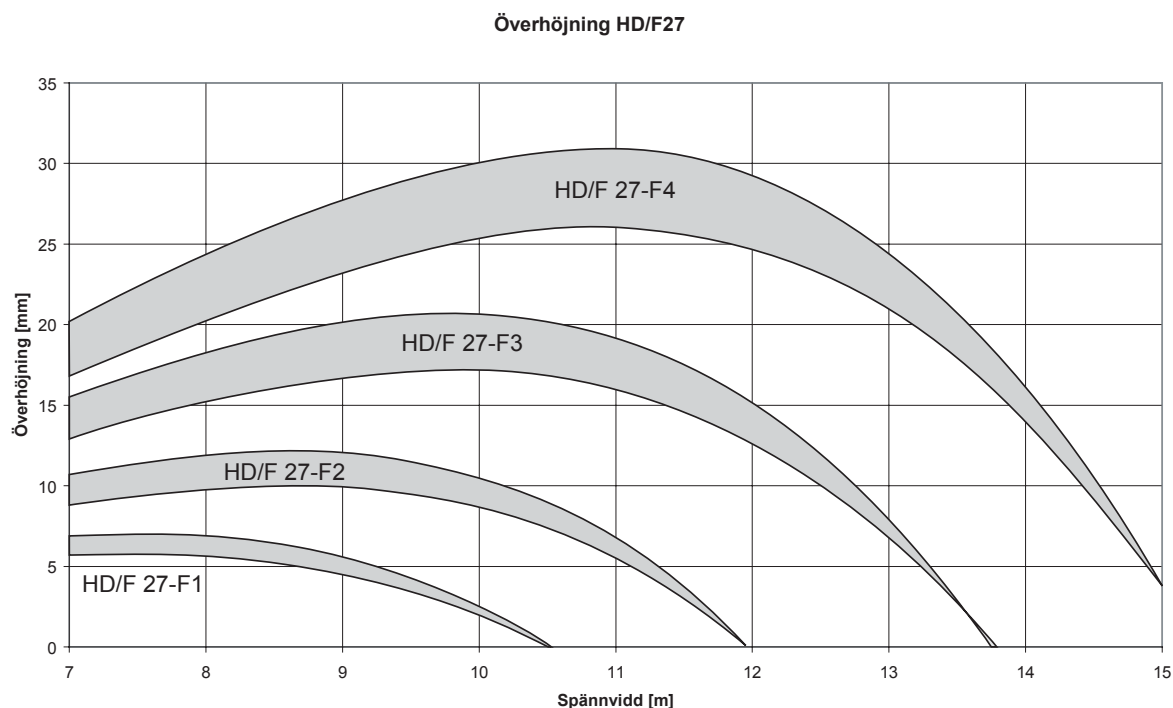
HD/F 32-F1	8 st	∅ 12,5	Lina 1-8
HD/F 32-F2	10 st	∅ 12,5	Lina 1-10
HD/F 32-F3	11 st	∅ 12,5	Lina 1-11
HD/F 32-F4	13 st	∅ 12,5	Lina 1-13

Figur 6.3. Numrering av spännlinor för samtliga armeringsalternativ.

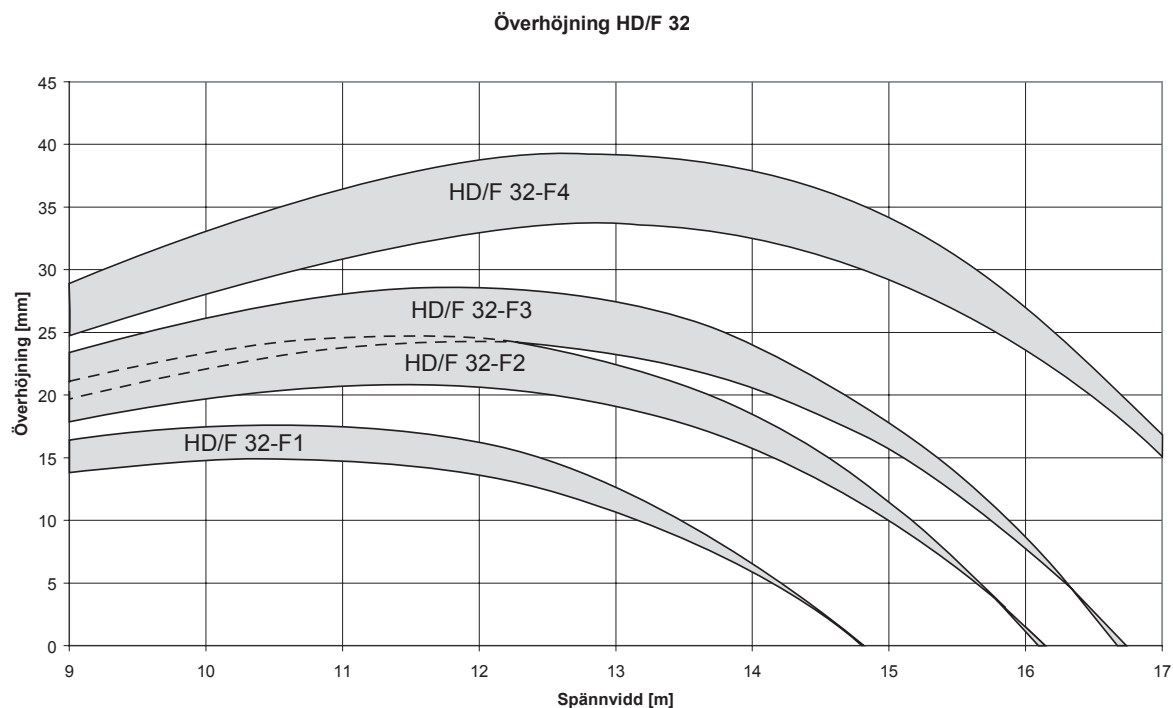
Beräkningarna är gjorda med spännviddsintervaller på 1 meter, från 7 till 15 meter för platta HD/F 27 och från 9 till 17 meter för HD/F 32.

## 6.1.2 Resultat

Resultatet av beräkningarna redovisas grafiskt i form av hur överhöjningen varierar med spännvidden, se figur 6.4–6.5 nedan. Områdena som täcks av gråa zoner representerar en lagring av plattan där relativa fuktigheten ligger mellan 70% och 90%. Den översta linjen i områdena motsvarar 70% RF och den nedersta linjen 90% RF. I bilaga D återfinns figurerna i större format.



Figur 6.4. Överhöjning för platta HD/F 27 vid 20 dygns ålder och i monterat läge.



Figur 6.5. Överhöjning för platta HD/F 32 vid 20 dygns ålder och i monterat läge.

## 6.2 Spricklaster som funktion av spännvidden

### 6.2.1 Indata och förutsättningar

Spricklasten beräknas för en långtidslast på 50 år som verkar på plattan. Under dessa 50 år antas den genomsnittliga relativa fuktigheten vara 50 % enligt byggnormen Eurocode [9] svarande mot att plattorna är inbyggda i inomhusmiljö. Indata för armering, betong och geometri har värden beskrivna i kapitel 6.2 om inte annat anges nedan. Vid beräkning har sprickkriterier i dragen zon använts enligt BBK 94 4.5.3 och lyder

$$\sigma_n + \sigma_m \leq k \cdot \frac{f_{ctk}}{\zeta} \quad (6.1)$$

#### Betongens draghållfasthet

Betongens karaktäristiska draghållfasthet är enligt kapitel 5 2,95 MPa för betong R60 och 2,80 MPa för betong R64. Vid beräkningar av spricklaster har dock värdet 2,8 MPa använts för samtliga plattor, efter överenskommelse med chefskonstruktör på Starka.

För plattan HD/F 32–F4 har medeldraghållfastheten som alternativ för det karaktäristiska värdet på draghållfastheten (2,8 MPa) också använts. Medeldraghållfastheten blir enligt [9]

$$f_{ctm} = f_{ctk} / 0.7 = 2.8 / 0.7 = 4.0 \text{ MPa} \quad (6.2)$$

I resultatet redovisas beräkningar med medeldraghållfastheten som en streckad linje.

#### Laster

Vid beräkning av spricklasten har långtidslastens storlek fått motsvara 75 % av korttidslasten exklusive egentyngd för plattan. Detta överensstämmer väl med BKR 99 vid beräkning i bruksgränstillståndet enligt lastkombination 9, dvs. dimensionering med avseende på tillfällig olägenhet.

Exempel:

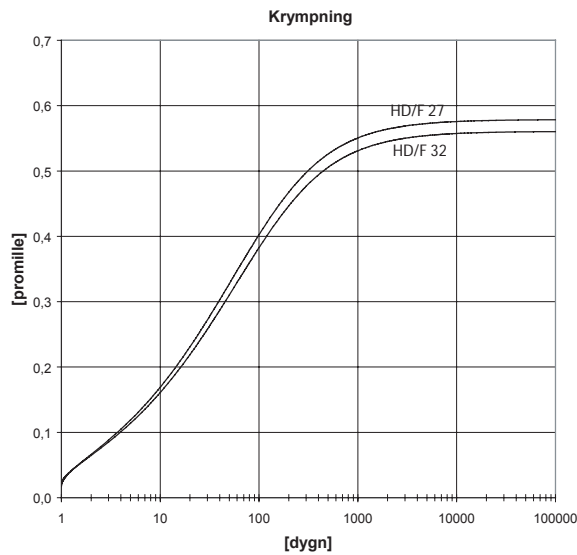
Bjälklag till lokaltyp 2

	$Q_k$	<u>Korttidslast (<math>\Psi \times Q_k</math>)</u>	<u>Långtidslast (<math>\Psi_1 \times Q_k</math>)</u>
Fri Last	1.5 kN/m <sup>2</sup>	0.5 x 1.5=0.75	0 x 1.5=0
Bunden Last	1.0 kN/m <sup>2</sup>	1 x 1.0=1.0	1 x 1.0=1.0
Innerväggar	0.35 kN/m <sup>2</sup>	1 x 0.35=0.35	1 x 0.35=0.35
Avjämningsbruk	0.85 kN/m <sup>2</sup>	1 x 0.85=0.85	1 x 0.85=0.85
		<hr/>	<hr/>
		2.95 kN/m <sup>2</sup>	2.2 kN/m <sup>2</sup>

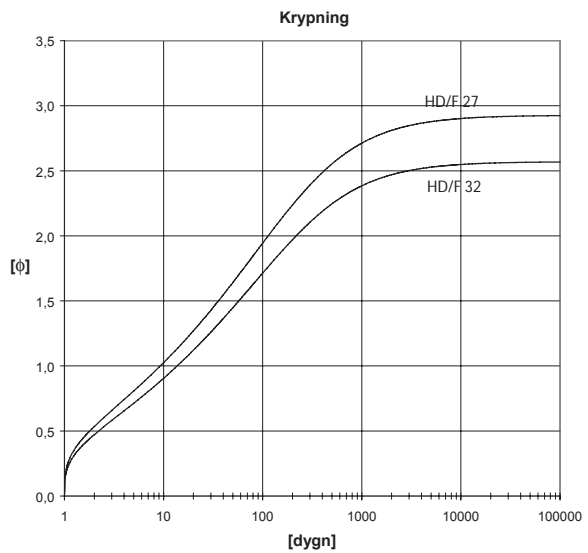
$$\frac{\text{Långtidslast}}{\text{Korttidslast}} = \frac{2.2}{2.95} = 0.745 \approx 0.75, \text{ vilket stämmer väl överens med antagandet.}$$

### Krympning och krypning

Krympning och krypning beräknas enligt metod som finns beskriven i bilaga C och värdena redovisas grafiskt, se figurer 6.6–6.7 nedan. Observera att krympning och krypning är olika för de båda plattorna beroende på att den teoretiska tjockleken  $h_m$  och medeltryckhållfastheten skiljer sig för de båda plattorna.



Figur 6.6. Krympning som funktion av tiden.



Figur 6.7. Krypning som funktion av tiden.

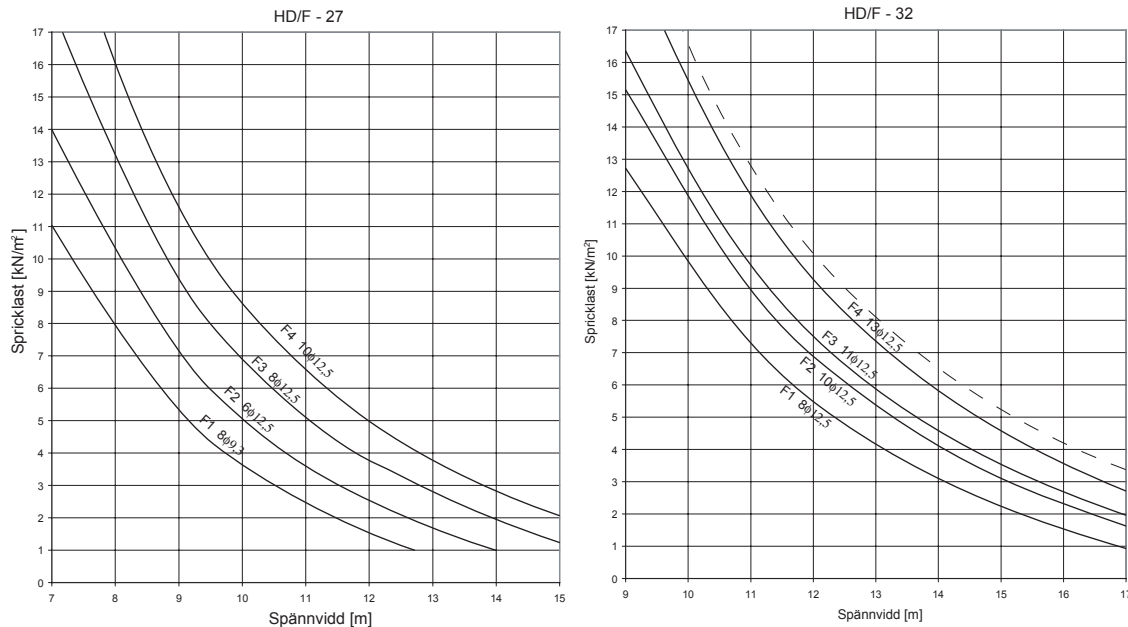
### Relaxation

Relaxationen i spännlinorna under 50 år beräknas till 5,4 %, enligt ekvation 5.1.

Beräkningarna är gjorda med spännviddsintervaller på 1 meter, från 7 till 15 meter för platta HD/F 27 och från 9 till 17 meter för HD/F 32.

## 6.2.2 Resultat

Resultatet av beräkningarna redovisas grafiskt i form av hur spricklasten varierar med spännvidden, se figur 6.8 nedan. Värdet på spricklasten motsvarar kortidslastens storlek. I bilaga E återfinns figurerna i större format där även kurvor för tidigare spricklastberäkningar från typgodkännande finns redovisade.



Figur 6.8. Spricklasten som funktion av spännvidden. (Streckad linje visar armeringsalternativ F4 där draghållfastheten är satt till 4.0 MPa)

## 6.3 Kommentarer

Vid jämförelse med beräkningar från typgodkännande kan man konstatera att spricklasten höjts med 0,5–1.0 kN/m<sup>2</sup> beroende på vilken platta och vilket armeringsalternativ man tar i betraktande. Detta innebär att spännlinor kan sparas vid dimensionering enligt dessa kurvor, eftersom ett lägre armeringsalternativ kan väljas. En positiv effekt när man kan minska antalet spännlinor blir att överhöjningen också minskar. Vid beräkningar med medeldraghållfastheten i sprickkriteriet, se ekvation 6.1, ökar spricklasten (streckad linje i figur 6.8) ytterligare med knappt 1.0 kN/m<sup>2</sup>.



## 7. Parameterstudie av överhöjning och spricklast

I detta kapitel beskrivs vilka parametrar som påverkar överhöjningens respektive spricklastens storlek. Under varje underrubrik behandlas parametrarna var för sig och beräkningar har utförts för visa hur överhöjningen och spricklasten varierar vid en ändring av parametern.

### 7.1 Överhöjning

För att visa hur överhöjningen påverkas av de olika parametrarna har en håldäcksplatta med tjockleken 32 cm och med armeringsalternativ F-4 använts, dvs. en kraftigt förespänd platta. Längden på plattan har valts till 13 meter, då denna har en stor överhöjning vid montage, enligt beräkningar i kapitel 6.1. Lagringen innan montage av plattan har förutsetts ske i 20 dygn och i 70 % relativ fuktighet om inget annat anges.

#### 7.1.1 Spännkraft och armeringens placering

Om man vill minska överhöjningen på plattorna finns det egentligen två parametrar att variera, spännkraften och armeringens placering i höjddled. Genom att minska spännkraften och hävarmen mellan armering och tvärsnittets tyngdpunkt minskar överhöjningen. Nedan visas resultatet från beräkningar då armeringens hävarm har minskat 10 mm i etapper om 2 mm samtidigt som spännkraften minskat med 10 % i etapper om 2 %-enheter.

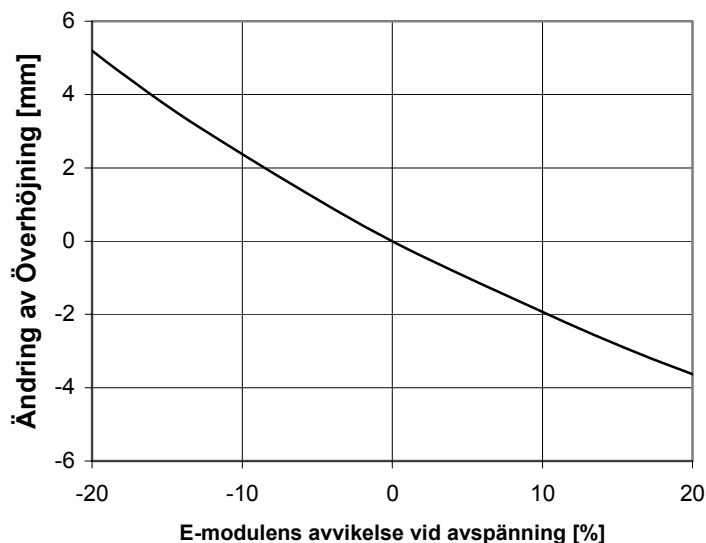
**Överhöjningens minskning i mm.**

Armeringens hävarm i tvärsnittet (mm)	<b>-10 mm</b>	-6	-8	-9	-11	-12	-14
	<b>-8 mm</b>	-5	-7	-8	-10	-11	-13
	<b>-6 mm</b>	-4	-5	-7	-9	-10	-12
	<b>-4 mm</b>	-3	-4	-6	-7	-9	-10
	<b>-2 mm</b>	-1	-3	-4	-6	-8	-9
	<b>0 mm</b>	0	-2	-3	-5	-6	-8
		<b>0%</b>	<b>-2%</b>	<b>-4%</b>	<b>-6%</b>	<b>-8%</b>	<b>-10%</b>
	Spännkraft i armering (%)						

Figur 7.1. Överhöjning som funktion av spännkraft och armeringens hävarm i tvärsnittet.

#### 7.1.2 Betongens E-modul

Betongens E-modul vid avspänning har en avgörande betydelse för hur stor överhöjningen blir. Denna faktor är självfallet svår att styra eftersom produktionen kräver att plattorna måste avspännas redan efter ett dygn. Men eftersom storleken på E-modulen vid ung ålder är svår att uppskatta och metoden som används i detta arbete är diskutabel, visas här hur överhöjningen beror på storleken av E-modulen vid avspänning, se figur 7.2. Vid beräkningarna har E-modulen vid avspänning varierats  $\pm 20$  % från basvärdet 26 GPa.

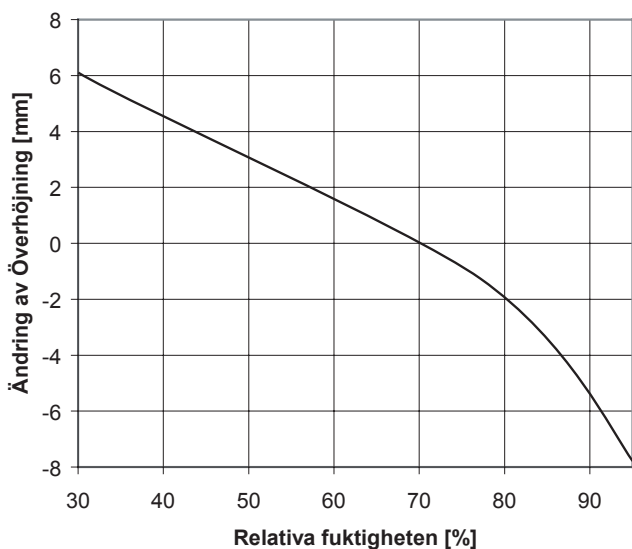


Figur 7.2. Överhöjning vid varierande värde på betongens E-modul vid avspänning.

Här kan man se att ökning av E-modulen med 20 % ger en minskning av överhöjningen med nästan 4 mm.

### 7.1.3 Inverkan av relativa luftfuktigheten vid lagring

Överhöjningen påverkas till stor del av vilket klimat plattan utsätts för under lagringen eller, mer exakt, luftens relativa fuktighet. De parametrar som styrs av relativa fuktigheten under lagringen är främst betongens krypning och krympning men även till en viss del betongens E-modul. E-modulens utveckling vid olika klimatförhållande är dock inte utredd i denna rapport varför variation av denna parameter förbises i dessa beräkningar. Nedan visas resultatet av beräkningar då relativa fuktigheten varierar från 30 till 95 %.



Figur 7.3. Ändring av överhöjning som funktion av den relativa fuktigheten vid lagring.

Värt att notera är att under en kortare period i maj kan den relativa fuktigheten vara ned mot 30 %, vilket kan bidra till att plattan får en större överhöjning.



## 7.2 Spricklast

För att visa hur spricklasten påverkas av de olika parametrarna har en håldäcksplatta med tjockleken 32 cm och med armeringsalternativ F-4 använts, dvs. en likadan platta som behandlas i kapitel 7.2 ovan. Längden på plattan har även här valts till 13 meter för att det ska gå att ställa spricklasten och överhöjningen mot varandra vid variation av spännkraft och hävarm för armeringen. Långtidslastens varaktighet förutsätts vara 50 år och relativa fuktigheten sätts till 50 %.

### 7.2.1 Spännkraft och armeringens placering

Denna studie är gjord för att ge hänvisning till hur överhöjningen skulle kunna minskas på bekostnad av en minimal sänkning av spricklasten. Nedan i figur 7.4 visas resultatet av beräkningar presenterade som spricklastens minskning som funktion av spännkraften och armeringens läge i tvärsnittet.

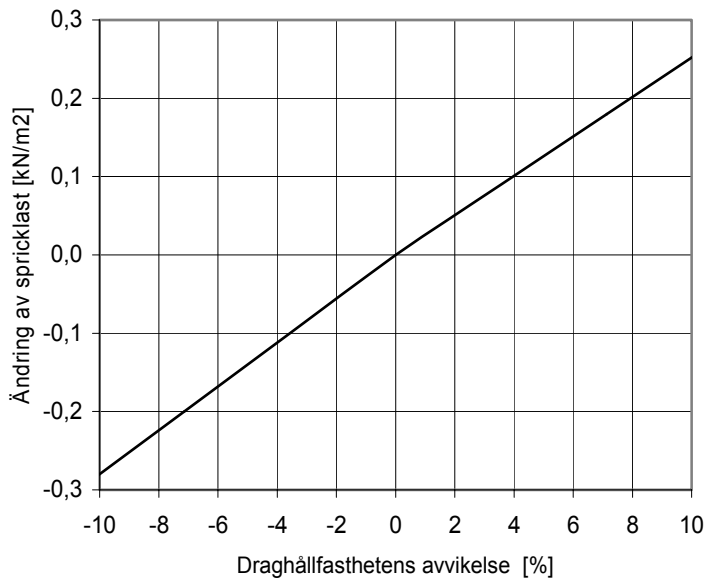
Armeringens hävarm i (mm)	-10 mm	-0,53	-0,75	-0,96	-1,17	-1,38	-1,59
	-8 mm	-0,42	-0,64	-0,85	-1,06	-1,28	-1,48
	-6 mm	-0,31	-0,53	-0,75	-0,97	-1,18	-1,38
	-4 mm	-0,2	-0,42	-0,65	-0,86	-1,08	-1,29
	-2 mm	-0,1	-0,32	-0,55	-0,77	-0,99	-1,21
	0 mm	0	-0,2	-0,43	-0,67	-0,89	-1,09
		0%	-2%	-4%	-6%	-8%	-10%
	Spännkraft i armering (%)						

Figur 7.4. Spricklastens minskning som funktion av spännkraft och armeringens läge.

Om man studerar figur 7.4 tillsammans med 7.1, och förutsätter att man vill sänka överhöjningen med ett antal mm, kan man se att spricklastens sänkning minimeras om man väljer att ändra spännarmeringens läge i stället för att minska spännkraften.

## 7.2.2 Betongens draghållfasthet

Här beskrivs hur spricklasten varierar om värdet på draghållfastheten ändras. Värdet på draghållfastheten är 2.8 MPa vid beräkningar av spricklasten i kapitel sex. Om värdet ändras med 10 % ger det en ändring av spricklasten med knappt 0,3 kN/m<sup>2</sup> vilket betyder att värdet på draghållfastheten har en tämligen stor inverkan på spricklasten, se figur 7.5. På grund av detta har en ökning av draghållfastheten från 2,25 (gamla beräkningar hos Starka) till 2.8 MPa resulterat i att spricklastkurvorna höjts väsentligt från tidigare beräkningar.



Figur 7.5. Spricklasten minskning som funktion av draghållfastheten.

## 7.3 Kommentarer

Som tidigare nämnts är en ändring av armeringens läge det rimligaste för att minska överhöjningen utan att påverka spricklastens storlek i för hög grad. Fara med att höja armeringens läge är risken för spjälkbrott i betongen vid armeringens förankringszoner. Även spännkraftens storlek har betydelse vid spjälkbrott. En kombination av spännkraftsminskning och en höjning av armeringens läge bör därför utföras för att överhöjningen skall kunna minskas.

## 8. Slutsatser

Med utgångspunkt från denna undersökning kan man konstatera att beräkningarna överskattar överhöjningen med 5 mm jämfört med mätningarna. Eftersom överhöjningar är särskilt känsliga för betongens E-modul vid avspänning kan möjligen skillnaden bero på fel ingångsvärde. En möjlig orsak kan också vara att linornas spännkraft i plattorna inte överensstämmer med det angivna värdet, ty en minskning på endast 4 % skulle enligt beräkningar ge en minskning på knappt 4 mm. Överhöjningens storlek, under lagringen, påverkas även av relativa fuktigheten. Eftersom beräkningarna av överhöjningen överskattas kan kurvorna som upprättats för överhöjning anses ligga på ”säkra” sidan.

En slutsats som kan dras för plattorna HD/F 27 och HD/F 32 är att de har en maximal överhöjning i spännviddsområdet 10–12 meter respektive 12–14 meter för de hårdast armerade alternativen. Detta bör tas i beaktande vid val av platttyp eftersom överhöjningarna blir relativt stora vid dessa spännvidder.

Vad gäller spricklastberäkningar har värdet på spricklasten höjts med knappt 1 kN/m<sup>2</sup> för samtliga plattor jämfört med tidigare beräkningar från Starka. Anledningen till detta är att en större draghållfasthet har tillåtits genom att utgå från kubtryckhållfastheten, som transformerats till draghållfasthet med hjälp av samband ur Eurocode. Detta får konsekvensen att man kan välja ett lägre armeringsalternativ med mindre överhöjning vid dimensionering med hänsyn till sprickrisk.

För att minska överhöjningen finns det två parametrar som kan ändras relativt enkelt. Dessa är spännkraften i linorna och dess placering i höjddled i tvärsnittet. Det bästa sättet att få ner överhöjningen, med hänsyn till den spricklastminskning som en ändring av dessa parametrar medför, är att höja armeringens läge. På grund av geometrin för håldäcksplattorna är det dock en omöjlighet för vissa armeringsalternativ till följd av att hänsyn till tillräckligt täckskikt och risk för spjälkbrott måste tas. Det är då mer rimligt att både höja armeringen och sänka spännkraften för att minska överhöjningen.



## 9. Referenser

- [1] ASTM Designation C215-97: Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal and Torsional Frequencies of concrete Specimens, 1999.
- [2] Balendran R.V and Lydon F.D: Some observations on elastic properties of plain concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 16, No. 3, page 314–324, 1986.
- [3] Boverket, Byggavdelningen: Boverkets handbok om betongkonstruktioner, band 1, konstruktion, (BBK 94), Stockholm 1998.
- [4] Bridon Wire: Bridon Prestressing Strands, Produktkatalog.
- [5] BST Byggstandardiseringen: Betongprovning, Svensk Standard SS 13 72 00, Sveriges Standardiseringskommission, Stockholm 1984.
- [6] BST Byggstandardiseringen: Betongprovning, Svensk Standard SS 13 72 13, Sveriges Standardiseringskommission, Stockholm 1984.
- [7] Choudhari N.K, Kumar A, Kumar Y and Gupta R: Evaluation of elastic moduli of concrete by ultrasonic velocity, National Physical Laboratory, New Delhi 2002.
- [8] CP 110:1972: British code for design of concrete structures, 1972.
- [9] Eurocode 2 Editorial Group: Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, 2001.
- [10] Fagerlund Göran: Kompendium i Byggnadsmaterial FK, Lunds Tekniska Högskola, Byggnadsmaterial, Lund 2002.
- [11] Harderup Eva: Klimatdata för fuktberäkningar [Dataprogram], Lunds Tekniska Högskola, Byggnadsfysik, Lund 1999.
- [12] Nagy A: Determination of the E-modulus of Young Concrete with a Non-Destructive Method, Report TVBK-1012, Dept. of Structural Engineering, Lund Institute of Technology, 1994.
- [13] Nilsson H.O: Manual Spännbetongbalk 2.0, Structural Design Software (StruSoft), 1998.
- [14] Pettersson N m.fl: Betonghandbok Material utgåva 2, AB Svensk Byggtjänst, Stockholm 1997.
- [15] Philleo R E: Comparison of results of three methods for determining Young's modulus of elasticity of concrete, *Journal of American Concrete Institute*, vol. 51, page 461–469, 1955.
- [16] ÖNORM B 3303: Betonprüfung, 1970.



# Bilagor

Bilaga A: Mätvärden från överhöjningar

Bilaga B: Sammanställning av normkubhållfastheter för betongrecept R60 och R64

Bilaga C: Beskrivning av kryp- och krympmodell från Eurocode

Bilaga D: Diagram för överhöjningar som funktion av spännvidder

Bilaga E: Diagram för spricklaster som funktion av spännvidder





## Bilaga A

Resultat av mätningar på överhöjningar för enskild platta, samt medelvärde.

Överhöjning HD/F 27 (HDF2.1-HDF2.9)								
	1 dygn Efter Avspänning	7 dygn Lagring	15 dygn Lagring	42 dygn Lagring	69 dygn Lagring	84 dygn Lagring	84 dygn Efter Transport	84 dygn Monterad
HDF2.1	14,8	18,6	20,3	21,6	21,9	22,5	X	X
HDF2.2	14,1	17,0	19,0	19,5	20,2	20,5	X	X
HDF2.3	14,5	17,8	18,8	20,5	20,2	20,2	X	X
HDF2.4	13,4	15,6	18,5	20,6	19,5	20,6	X	X
HDF2.5	13,7	19,2	20,6	21,6	22,0	19,9	20,3	18,5
HDF2.6	14,4	18,6	19,9	20,4	20,5	19,9	19,8	19,5
HDF2.7	15,6	18,6	20,6	21,7	21,9	24,0	23,4	20,5
HDF2.8	14,5	17,4	19,1	19,9	20,1	20,1	20,5	19,5
HDF2.9	14,5	16,6	17,7	18,9	19,0	22,2	22,8	20
<b>Medel</b>	<b>14,4</b>	<b>17,7</b>	<b>19,4</b>	<b>20,5</b>	<b>20,6</b>	<b>21,1</b>	<b>21,4</b>	<b>19,6</b>

Överhöjning HD/F 32 (HDF1.1-HDF1.10)								
	1 dygn Efter Avspänning	7 dygn Lagring	15 dygn Lagring	36 dygn Lagring	40 dygn Lagring	63 dygn Lagring	63 dygn Efter Transport	63 dygn Monterad
HDF1.1	23,0	26,6	28,7	30,6	30,6	32,2	32,3	27,5
HDF1.2	20,2	22,2	26,4	27,2	28,9	30,0	34,1	31,0
HDF1.3	20,9	25,6	26,6	29,3	30,0	30,6	30,9	27,0
HDF1.4	21,2	23,9	25,1	30,8	31,0	33,6	33,0	29,5
HDF1.5	22,5	27,2	27,8	30,8	29,9	31,7	30,9	27,5
HDF1.6	22,0	25,4	26,0	28,9	28,1	29,6	30,3	27,0
HDF1.7	22,5	25,8	26,2	29,7	29,7	31,9	31,3	28,0
HDF1.8	23,1	27,9	28,1	30,8	31,5	31,9	32,2	27,5
HDF1.9	19,6	24,1	25,5	30,6	30,8	31,5	32,1	27,0
HDF1.10	19,7	26,0	27,4	28,0	30,5	31,1	31,8	27,5
<b>Medel</b>	<b>21,4</b>	<b>25,5</b>	<b>26,8</b>	<b>29,7</b>	<b>30,1</b>	<b>31,4</b>	<b>31,9</b>	<b>28,0</b>



## Bilaga B

Nedan redovisas en sammanställning av normkubhållfastheten uppmätt av personal på Starka. Dessutom visas den uträknade draghållfasthet för betongen med utgångspunkt från normkubhållfastheten.

Betong HDF320 Receipt R60				Betong HDF270 Receipt R64							
Prov nr	Da-tum	Upp-mätt värde	Beräk-nad Dragh.	Prov nr	Da-tum	Upp-mätt värde	Beräk-nad Dragh.	Prov nr	Da-tum	Upp-mätt värde	Beräk-nad Dragh.
D43	02-08-12	74,6	4,04	A5	02-01-03	78,4	4,14	B93	02-04-24	78,5	4,14
D46	02-08-13	72,5	3,98	A8	02-01-04	78,2	4,14	B95	02-04-25	74,1	4,03
D48	02-08-14	75,8	4,07	A13	02-01-08	73,4	4,01	C3	02-04-30	81,1	4,21
D93	02-09-06	77,1	4,11	A16	02-01-09	75,8	4,07	C6	02-05-02	70,7	3,93
E53	02-10-15	77,1	4,11	A19	02-01-10	73,4	4,01	C8	02-05-03	73,8	4,02
E56	02-10-16	77,8	4,13	A22	02-01-11	76,7	4,10	C32	02-05-17	70,7	3,93
E59	02-10-17	84,6	4,29	A24	02-01-14	78,0	4,13	C82	02-06-13	71,2	3,95
E61	02-10-18	76,9	4,10	A26	02-01-15	73,4	4,01	C85	02-06-17	69,6	3,90
E63	02-10-21	79,3	4,16	A28	02-01-16	73,7	4,02	C94	02-06-20	71,9	3,97
N1	02-10-22	90,6	4,44	A31	02-01-17	71,7	3,96	C96	02-06-24	67,7	3,84
N2	02-10-22	88,0	4,38	A42	02-01-24	66,4	3,80	C98	02-06-25	72,1	3,97
N3	02-10-22	88,4	4,38	A45	02-01-25	66,4	3,80	D1	02-06-26	71,9	3,97
N4	02-10-22	86,4	4,34	A48	02-01-28	72,0	3,97	D4	02-06-27	73,2	4,00
N5	02-10-22	84,2	4,29	A50	02-01-29	77,3	4,11	D33	02-08-06	79,3	4,16
N6	02-10-22	88,3	4,38	A53	02-01-30	66,8	3,82	D35	02-08-07	71,3	3,95
O1	02-10-22	81,4	4,22	A57	02-02-01	71,1	3,94	D38	02-08-08	74,1	4,03
O2	02-10-22	85,8	4,32	A60	02-02-04	64,6	3,75	D65	02-08-22	70,0	3,91
O3	02-10-22	79,7	4,17	A63	02-02-05	72,9	3,99	D68	02-08-23	74,1	4,03
O4	02-10-22	78,1	4,13	A65	02-02-06	70,7	3,93	D70	02-08-26	71,7	3,96
O5	02-10-22	81,4	4,22	A67	02-02-07	75,0	4,05	D75	02-08-28	72,1	3,97
O6	02-10-22	81,5	4,22	A69	02-02-08	79,7	4,17	D83	02-09-02	73,1	4,00
F28	02-11-19	82,1	4,23	A71	02-02-11	72,8	3,99	D87	02-09-04	73,0	4,00
F29	02-11-20	80,9	4,20	A73	02-02-12	71,4	3,95	E12	02-09-20	68,3	3,86
F33	02-11-21	85,4	4,32	A75	02-02-13	75,1	4,06	E16	02-09-24	60,2	3,61
F52	02-12-02	72,6	3,99	A78	02-02-14	75,9	4,08	E42	02-10-09	74,9	4,05
F55	02-12-03	76,0	4,08	A81	02-02-15	74,7	4,04	E45	02-10-10	74,5	4,04
				A89	02-02-20	74,4	4,03	E48	02-10-11	73,6	4,01
				B6	02-03-01	78,1	4,13	E51	02-10-14	68,7	3,88
				B14	02-03-07	73,9	4,02	F36	02-11-25	75,1	4,06
				B21	02-03-12	73,9	4,02	F39	02-11-26	73,6	4,01
				B23	02-03-13	72,3	3,98	F43	02-11-27	74,1	4,03
				B42	02-03-26	70,3	3,92	F45	02-11-28	73,3	4,00
				B44	02-03-27	79,0	4,16	F48	02-11-29	74,3	4,03
				B52	02-04-03	77,7	4,12	F59	02-12-06	76,0	4,08
				B54	02-04-04	73,2	4,00	F62	02-12-09	73,3	4,00
				B57	02-04-05	77,0	4,10	F64	02-12-10	74,2	4,03
				B61	02-04-08	75,9	4,08	F67	02-12-11	72,4	3,98
				B76	02-04-15	71,3	3,95	F69	02-12-12	70,4	3,92
								F73	02-12-17	68,1	3,86
<b>Medelvärde:</b>		<b>81,1</b>	<b>4,21</b>					<b>Medelvärde:</b>		<b>72,9</b>	<b>3,99</b>
<b>Standardavvikelse</b>		<b>5,1</b>	<b>0,13</b>					<b>Standardavvikelse</b>		<b>3,6</b>	<b>0,10</b>
<b>Variationskoefficie</b>		<b>6,3</b>	<b>3,0</b>					<b>Variationskoefficie</b>		<b>4,9</b>	<b>2,5</b>



## Bilaga C

Formler för krypning och krympning enligt Eurocode.

### C.1 Ekvation för beräkning av krypkoefficienten

(1) Krypkoefficienten  $\varphi(t, t_0)$  beräknas enligt:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (\text{C.1})$$

där

$\varphi_0$  är den allmänna krypkoefficienten och beräknas från:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{C.2})$$

$\varphi_{RH}$  är en faktor som tar hänsyn till effekten av luftens relativa fuktighet:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{då } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{C.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{då } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{C.3b})$$

$RH$  är omgivande lufts relativa fuktighet i %

$\beta(f_{cm})$  är en faktor som tar hänsyn till effekten av betongens hållfasthet:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{C.4})$$

$f_{cm}$  är medeltryckhållfastheten i  $\text{N/mm}^2$  för en våtlagrad cylinder med diametern 150 mm och längden 300 mm och åldern 28 dygn

$\beta(t_0)$  är en faktor som tar hänsyn till betongen ålder vid första belastning

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{C.5})$$

$h_0$  är den teoretiska tjockleken på tvärsnittet i mm

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{C.6})$$

$A_c$  är tvärsnitts-area

$u$  är perimetern på tvärsnittet som är i kontakt med omgivningen

$\beta_c$  är en koefficient som beskriver krypningens utveckling efter belastning och kan beräknas med följande uttryck

$$\beta_c(t-t_0) = \left[ \frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (C.7)$$

$t$  är åldern på betongen i dygn

$t_0$  är åldern på betongen vid belastning i dygn

$\beta_H$  är en koefficient som beror på luftens relativa fuktighet ( $RH$  i %) och tvärsnittets teoretiska tjocklek ( $h_0$  i mm)

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{då } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (C.8a)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{då } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (C.8b)$$

$\alpha_{1/2/3}$  är koefficienter som tar hänsyn till betongens hållfasthet

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (C.8c)$$

- (2) Effekten av vilken typ av cement som används för betongen beaktas genom att modifiera åldern  $t_0$  vid belastning i uttryck C.5 enligt följande uttryck

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (C.9)$$

där

$t_{0,T}$  är tiden justerad med avseende på temperaturen enligt uttryck C.10

$\alpha$  är en koefficient som beror på cementtyp

$\alpha = -1$  för långsamhärdande cement

$\alpha = 0$  för normalt härdande cement

$\alpha = 1$  för snabbhärdande cement

- (3) Effekten av temperaturen i betongen innan belastning beaktas genom att modifiera åldern på betongen enligt följande uttryck

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65} \cdot \Delta t_i \quad (C.10)$$

där

$t_T$  är den temperatur anpassade betongens ålder vilken ersätter  $t$  i andra ekvationer.

$T(\Delta t_i)$  är temperaturen i °C under perioden  $\Delta t_i$

## C.2 Ekvation för beräkning av slutlig krympning orsakad av uttorkning

Uttorkningskrympningens töjning  $\varepsilon_{cd}$  beräknas som

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (C.11)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad \text{för } RH \leq 99\% \cdot \beta_{sl} \quad (C.12)$$

$$\beta_{RH} = 0,25 \quad \text{för } RH \geq 99\% \cdot \beta_{sl} \quad (C.13)$$

$$\beta_{sl} = \left( \frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \quad (C.14)$$

där

$f_{cm}$	medeltryckhållfastheten (MPa)
$f_{cm0}$	=10 MPa
$\alpha_{ds1}$	koefficient som beror på typ av cement
$\alpha_{ds1}$	= 3 för långsamt härdande cement
$\alpha_{ds1}$	= 4 för normalt härdande cement
$\alpha_{ds1}$	= 6 för snabbt härdande cement
$\alpha_{ds2}$	koefficient som beror på typ av cement
$\alpha_{ds2}$	= 0,13 för långsamt härdande cement
$\alpha_{ds2}$	= 0,11 för normalt härdande cement
$\alpha_{ds2}$	= 0,12 för snabbt härdande cement
$h_0$	=100 mm
$RH_0$	=100 %

## C.3 Ekvation för beräkning av krympning vid tiden t

Total krympning består av två delar

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (C.15)$$

där

$\varepsilon_{cs}$	total krympning
$\varepsilon_{cd}$	krympning orsakad av uttorkning
$\varepsilon_{ca}$	krympning relaterad till hållfasthetstillväxt

Utveckling av uttorkningskrympningens töjning  $\varepsilon_{cd}$  följer från

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \quad (C.16)$$

där den tidsberoende funktionen är definierad som

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \left[ \frac{(t-t_s)}{350(h_0/h_1)^2 + (t-t_s)} \right]^{0,5} \quad (\text{C.17})$$

där

- t är åldern på betongen
- t<sub>s</sub> är åldern på betongen vid uttorkningens början

Utveckling av komponenten  $\varepsilon_{ca}$  följer från

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \quad (\text{C.18})$$

där

$$\varepsilon_{ca}(t) = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{C.19})$$

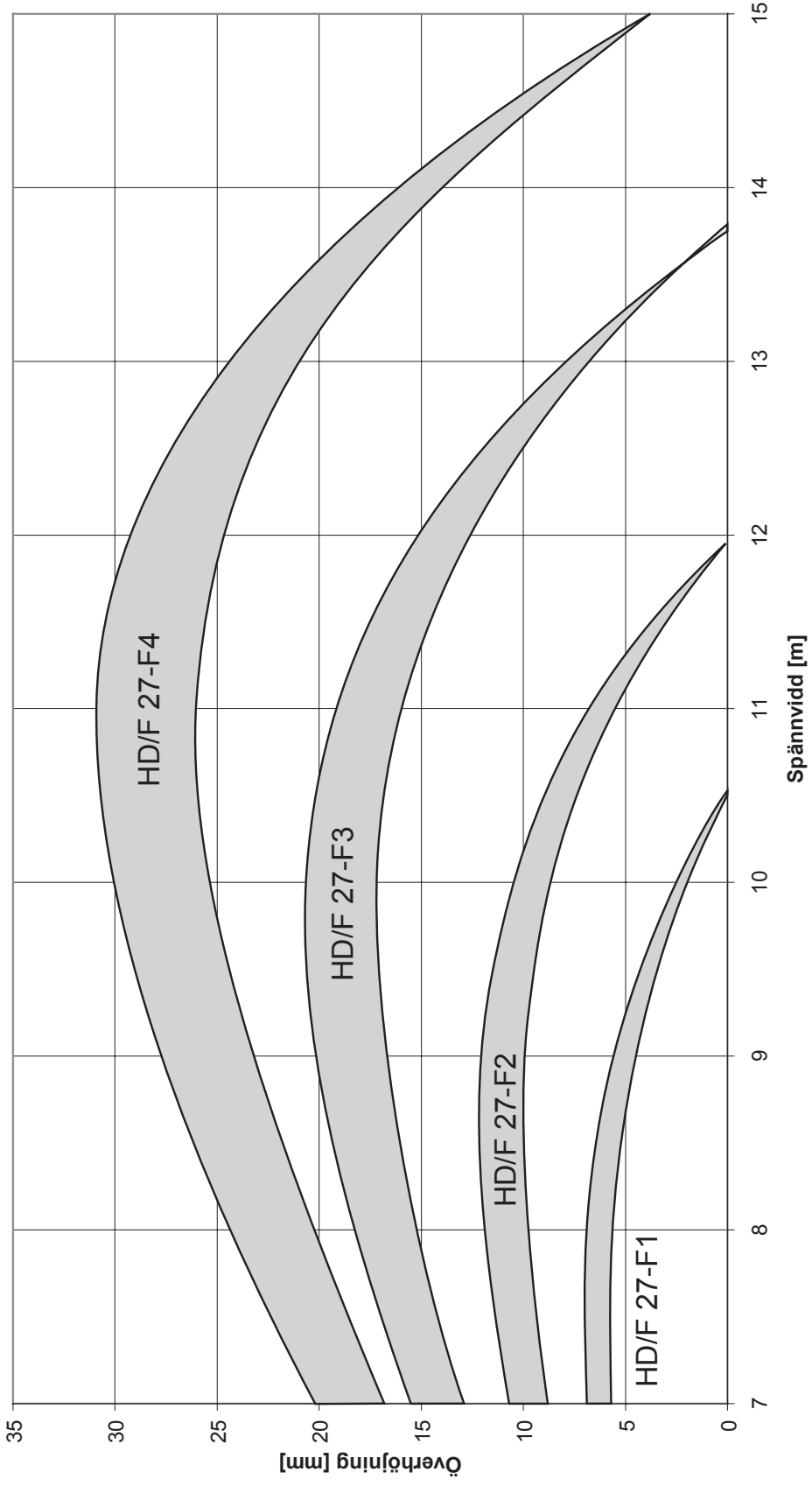
och

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (\text{C.20})$$

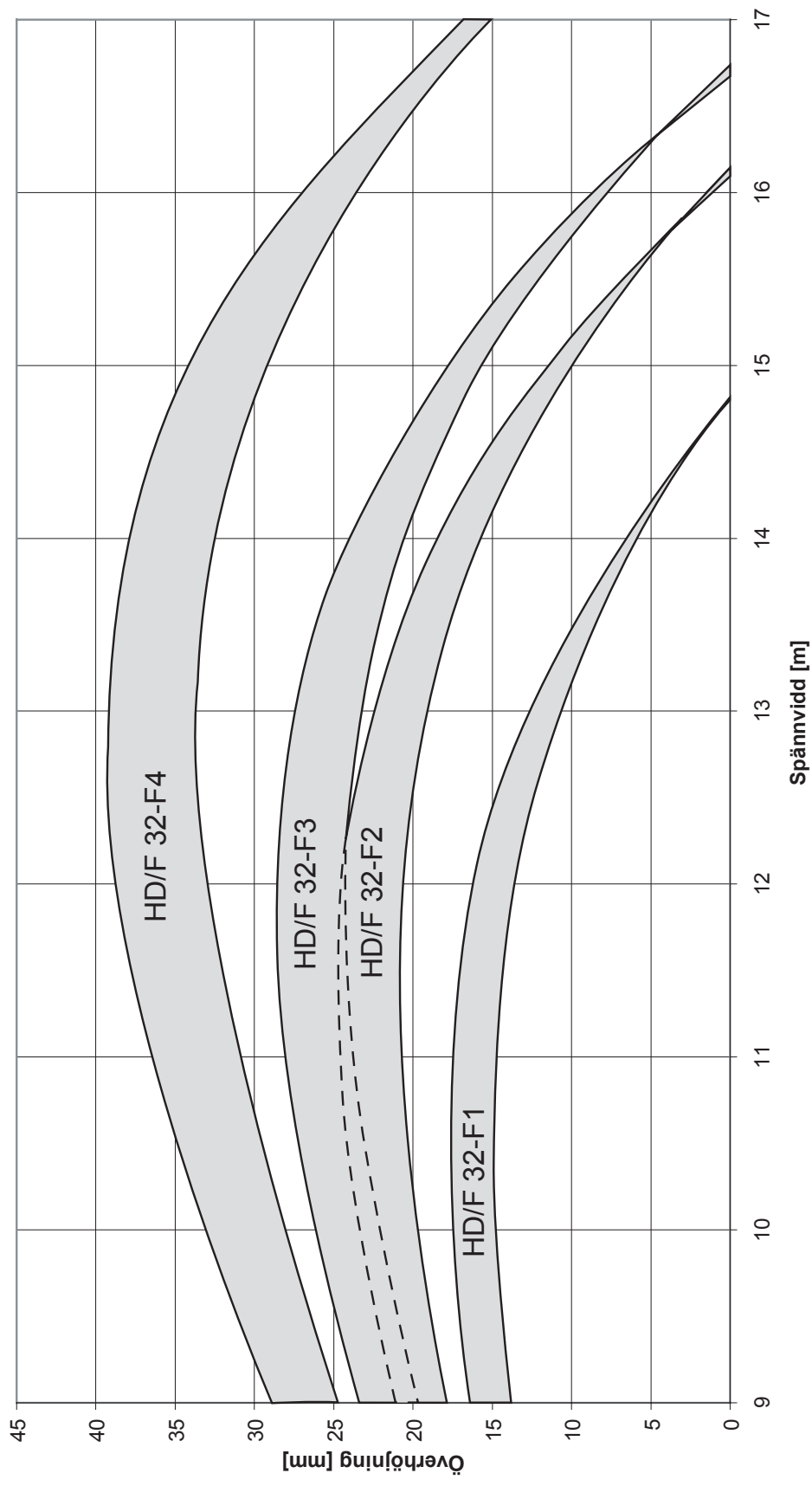


# Bilaga D

## Överhöjning HD/F 27

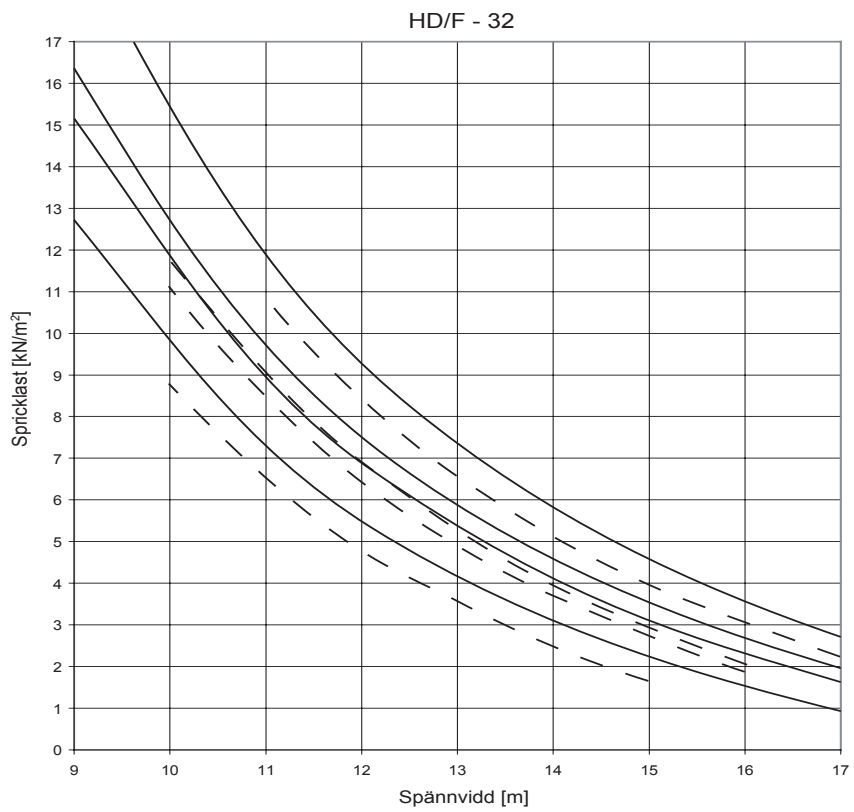
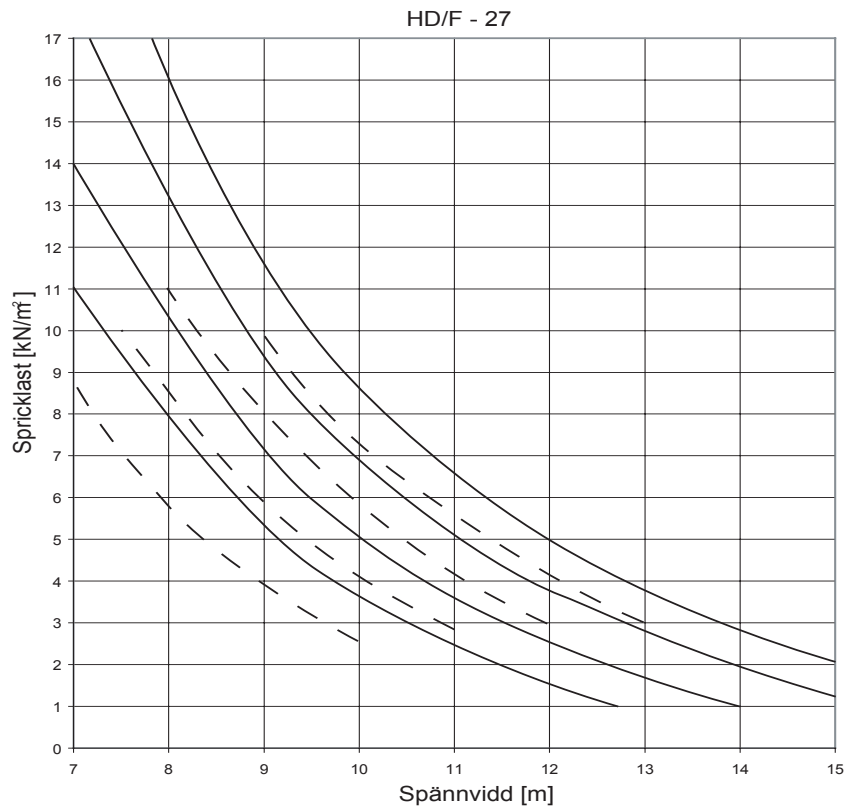


# Överhöjning HD/F 32

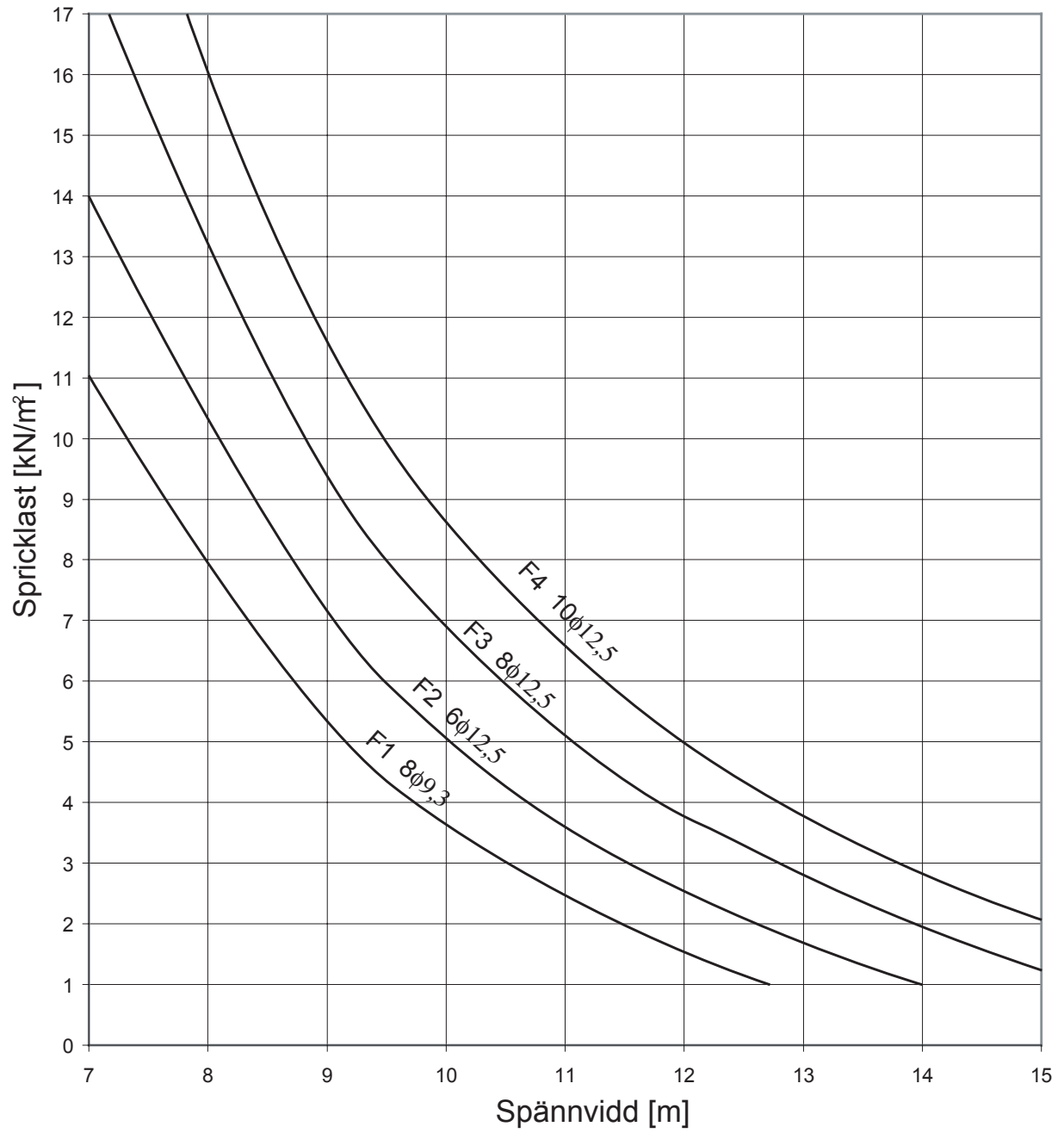


# Bilaga E

Streckade linjer visar spricklastkurvor från typgodkännande.



HD/F - 27



HD/F - 32

