



Strål  
säkerhets  
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Patrick Anderson

Forskning

# 2015:28

Utvärdering av materialdata för  
befintliga betongkonstruktioner  
- med inriktning på verifiering av förankringar  
vid kärntekniska anläggningar



## SSM perspektiv

### Bakgrund

I de Svenska kärnkraftverken finns ett stort antal fästplattor som är ingjutna alternativt eftermonterade. Fästplattan består av en förankringsplatta med tillhörande betonginfästning. Kapaciteten för flera av de viktigare brottmoderna för betonginfästningar styrs av hållfastheten hos omgivande betong. Betongens hållfasthet kan fastställas utifrån betongkvalitet angiven på ursprunglig bygghandling samt ursprunglig alternativt ny provning. Forskningsarbetet har finansierats av SSM.

### Syfte

Forskningsprojektets syfte är att visa på möjligheterna att utföra en tillförlitlig utvärdering av betongens materialparametrar med fokus på planering, utförande och utvärdering av in-situ provning.

### Resultat

En litteraturstudie har genomförts vilket resulterat bl.a. i att inför planeringen bör generellt följande beaktas

- syfte med undersökningen,
- provningsmetoder,
- generalisering dvs var i konstruktionen kan provningsresultaten anses gälla,
- möjliga provningsområden,
- antal prover,
- utvärdering,
- ansvar
- dokumentation.

Litteraturstudien resulterar även i att betonginfästningars kapacitet är starkt kopplade till betongens draghållfasthet vilket gör att in-situ provningen av tryckhållfastheten bör kompletteras med provning av draghållfastheten.

Framtaget underlag kommer att bidra till att öka kunskapen inom betongområdet speciellt med avseende på hållfasthetsfrågor. Denna kunskap kan komma SSM till nytta vid säkerhetsbedömningar av bl.a. fästplattor i betong, t.ex. vid granskning av återkommande säkerhetsprovningar (PSR) av kärntekniska anläggningar.

### Behov av ytterligare forskning

Mer forskning behövs inom aktuellt område för att ge mer tillförlitlig utvärdering av aktuell och framtida betonghållfasthet speciellt i fall då resultat från in-situ provning ej finns tillgängligt.

### Projekt information

Kontaktperson SSM: Sofia Lillhök

Referens: SSM 2013-1875





Strål  
säkerhets  
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Patrick Anderson  
Scanscot Technology AB, Lund

# 2015:28

Utvärdering av materialdata för  
befintliga betongkonstruktioner  
- med inriktning på verifiering av förankringar  
vid kärntekniska anläggningar

Datum: Juni 2015

Rapportnummer: 2015:28 ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på [www.stralsakerhetsmyndigheten.se](http://www.stralsakerhetsmyndigheten.se)

Denna rapport har tagits fram på uppdrag av Strålsäkerhetsmyndigheten, SSM. De slutsatser och synpunkter som presenteras i rapporten är författarens/författarnas och överensstämmer inte nödvändigtvis med SSM:s.

# Innehåll

<b>SAMMANFATTNING .....</b>	<b>3</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>5</b>
<b>1. INLEDNING .....</b>	<b>7</b>
<b>1.1 Bakgrund .....</b>	<b>7</b>
<b>1.2 Syfte .....</b>	<b>7</b>
<b>1.3 Omfattning och avgränsningar .....</b>	<b>8</b>
<b>2. KONSTRUKTIONSUTFORMNING .....</b>	<b>9</b>
<b>2.1 Allmänt .....</b>	<b>9</b>
<b>2.2 Förankringssystem .....</b>	<b>10</b>
<b>3. URSPRUNGLIG HÅLLFASTHET &amp; FÖRÄNDRINGSPROCESSER .</b>	<b>13</b>
<b>3.1 Allmänt .....</b>	<b>13</b>
<b>3.2 Ursprunglig betonghållfasthet .....</b>	<b>13</b>
<b>3.3 Förändringsprocesser .....</b>	<b>16</b>
<b>4. BEDÖMNING AV IN-SITU HÅLLFASTHET UTIFRÅN PROVNING...</b>	<b>21</b>
<b>4.1 Allmänt .....</b>	<b>21</b>
<b>4.2 Variation av in-situ hållfasthet i betongkonstruktioner .....</b>	<b>23</b>
<b>4.3 Planering av provning .....</b>	<b>24</b>
<b>4.4 Provning och utvärdering av tryckhållfasthet .....</b>	<b>26</b>
<b>4.5 Provning och utvärdering av draghållfasthet .....</b>	<b>31</b>
<b>4.6 Bestämning av dimensionerande materialparametrar .....</b>	<b>32</b>
<b>5. SLUTSATSER .....</b>	<b>35</b>
<b>6. VIDARE STUDIER .....</b>	<b>37</b>
<b>7. ERKÄNNANDEN .....</b>	<b>39</b>
<b>8. REFERENSER .....</b>	<b>41</b>

<b>BILAGA 1: EXEMPEL, UTVÄRDERING AV IN-SITU PROVNING.....</b>	<b>46</b>
<b>BILAGA 2: LISTA ÖVER FIGURER.....</b>	<b>61</b>
<b>BILAGA 3: LIST ÖVER TABELLER.....</b>	<b>63</b>
<b>BILAGA 4: DEFINITIONER OCH BETECKNINGAR.....</b>	<b>65</b>



## Sammanfattning

Förankring i betongkonstruktioner används i stor omfattning i samtliga svenska kärnkraftanläggningar. Förankringarna utgör ofta stöd för viktiga system och komponenter i anläggningarna som t.ex. rörsystem och lyftanordningar. Det är vanligt att kapaciteten för förankringar i befintliga kärnkraftverk verifieras på nytt, t.ex. då laster eller andra förutsättningar ändras. En viktig del gällande verifiering av en befintlig konstruktion är att bestämma materialegenskaperna på ett korrekt och konsekvent sätt. Syftet med denna rapport är att visa på möjligheter till att utföra en tillförlitlig utvärdering av betongens materialparametrar med fokus på planering, utförande och utvärdering av in-situ provning.

Tryckhållfastheten används generellt för att karakterisera betongens kvalitet. Betongens hållfasthetsklass bestäms av tryckhållfastheten och via hållfasthetsklassen kan sedan andra dimensionerande materialparametrar bestämmas utifrån normer. För befintliga konstruktioner är ursprunglig hållfasthetsklass en möjlig utgångspunkt för verifieringen. Denna ger dock en ganska oprecis bedömning av den faktiska hållfastheten, speciellt för gamla konstruktioner (som de idag mer än 30 år gamla svenska kärnkraftverken). Hållfasthet ökar generellt med tiden pga. fortskridande hydratation samtidigt som eventuella nedbrytningsmekanismer i betongen kan reducera hållfastheten. I många fall kan provning ge viktig kompletterande information för en äldre befintlig betongkonstruktion.

I denna rapport redovisas en litteraturstudie kring planering, utförande och utvärdering av in-situ provning inriktat mot verifiering av förankring i betongkonstruktioner. Man kan konstatera att kapaciteten hos betonginfästningar är starkt kopplade till betongens draghållfasthet. In-situ provning av tryckhållfasthet bör därför kompletteras med provning av draghållfasthet (spräckhållfasthet). Det konstateras också att komplettering med indirekta provningsmetoder (oförstörande) kan vara till stor hjälp vid verifiering av förankringar. Förankringar sitter utspridda över stora områden och därför kan indirekt provning bidra till att generalisera direkt in-situ provning på ett tillförlitligt sätt.

Sammanfattningsvis ges i denna rapport en överblick av olika faktorer som är viktiga att beakta vid provning och utvärdering av hållfasthetsparametrar för betong. Utvärdering är komplext där ett stort antal faktorer inverkar. Metoder och planering är starkt kopplade till syfte och konstruktionsutformning i det specifika fallet och måste därför utredas från fall till fall. Man kan konstatera att det är av stor vikt att den ursprungliga dokumentationen samt möjliga förändringsprocesser beaktas vid planering och utvärdering av provning. Standarder för provning och utvärdering gällande in-situ provning av betongkonstruktioner finns tillgängliga och bör beaktas.

Slutligen rekommenderas vidare studier gällande ursprungliga regelverk för bestämning av hållfasthetsklass, fortskridande hydratation hos betongkonstruktioner samt degraderingsmekanismer aktuella för svenska kärntekniska anläggningar. Genom mer ingående forskning inom dessa områden skulle mer tillförlitlig utvärdering av aktuell betonghållfasthet kunna utföras, speciellt för fall där resultat från in-situ provning ej finns tillgängligt.



## Abstract

Anchoring to concrete is widely used in all Swedish nuclear power plants. The anchoring often supports important systems and components in the nuclear facilities, as pipe systems and lifting devices. It is common that the capacity of the anchor systems has to be reevaluated when loads and other conditions are changed. When an existing structure is reevaluated an important issue is to determine the material parameters in a correct and stringent way. The purpose of this report is to show possibilities of how to carry out a reliable assessment of concrete material parameters with focus on planning, execution and evaluation of concrete in-situ testing.

In general, the compression strength is used to characterize the concrete quality. The concrete strength class is decided by the compression strength and through the concrete class other concrete material parameters can be decided by standards. For existing structures the original concrete strength (from drawings etc.) is one possible basis for the evaluation of material parameters. However, the original concrete strength gives an imprecise evaluation of the actual strength, especially for old structures as the Swedish nuclear power plants (more than 30 years old). The concrete strength increases due to continued hydration while possible degradation mechanisms could reduce the strength. In many cases in-situ testing of concrete could give important complementary information regarding the strength in existing concrete structures.

This report presents a literature study regarding planning, execution and evaluation of concrete in-situ testing considering assessment of anchoring system in concrete structures. It is concluded that the capacity for concrete fasteners is strongly connected to the tensile strength of the concrete. In-situ testing of compression strength should therefore be supplemented with tensile strength testing (splitting tensile test). It is also concluded that indirect testing methods (nondestructive) could be important when assessment of anchor systems are considered. The anchoring systems are spread over large areas in the structure and indirect testing methods could be helpful to generalize results from direct testing.

In summary, this report provides an overview of various factors which are important to consider in testing and evaluation of concrete strength parameters. The evaluation is complex, where a large number of factors influence the result. Appropriate methods and planning are strongly related to the purpose and the structural outline in the specific case and must therefore be investigated case by case. It is concluded that the original documentation and possible change of concrete properties are important information to consider when planning and evaluating in-situ testing. Standards for testing and evaluating considering in-situ testing of concrete structures are available and should be considered.

Future studies are recommended regarding; original regulations for determination of strength class, continued hydration of concrete and possible degradation mechanisms. Through more detailed research in these areas a more reliable evaluation of the current concrete strength could be carried out, especially for cases where no results from in-situ testing are available.



# 1. Inledning

## 1.1 Bakgrund

Förankring i betongkonstruktioner används i stor omfattning i samtliga svenska kärnkraftsanläggningar. Förankringarna utgör ofta stöd för viktiga system och komponenter i anläggningarna som t.ex. rörsystem och lyftanordningar. Det är vanligt att kapaciteten för förankringar i befintliga kärnkraftverk behöver verifieras på nytt, t.ex. då laster eller andra förutsättningar ändras. Vid om- och nyinstallationer kan även nya förankringar behöva installeras i befintliga anläggningar.

En viktig del gällande verifiering av en befintlig konstruktion är att bestämma materialegenskaperna på ett korrekt och konsekvent sätt. Utvärdering av materialparametrar för betongkonstruktioner i en kärnkraftsanläggning kan baseras på följande typ av information (se [1]):

- Materialkvalitet specificerad på ritning eller annan dokumentation.
- Data från provning utförd vid byggnadens uppförande.
- Data från in-situ provning på den befintliga byggnaden.
- Icke förstörande provning på den befintliga byggnaden.

Vid utvärdering kan en eller flera av dessa informationskällor utnyttjas. Osäkerheten som kan förknippas med respektive materialparameter är viktig att beakta.

Utvärdering av mekaniska egenskaper för betong är komplex, bl.a. av följande orsaker (se [1]):

- Flera olika hållfasthetsparametrar erfordras.
- Materialegenskaper ändras med tiden p.g.a. fortskridande härdning och eventuell degradering.
- Resultat från testning beror av provkroppens form och storlek.
- In-situ hållfastheten i en konstruktion skiljer sig från provkroppens hållfasthet.

Tryckhållfastheten används generellt för att karakterisera betongens kvalitet. Utifrån tryckhållfastheten kan andra materialparametrar beskrivas med hjälp av empiriska samband. Betongens hållfasthetsklass bestäms av tryckhållfastheten och via hållfasthetsklassen kan sedan andra dimensionerande materialparametrar bestämmas utifrån empiriska samband ofta sammanfattade i konstruktionsnormer.

För befintliga konstruktioner är ursprunglig hållfasthetsklass en möjlig utgångspunkt för verifieringen. Denna ger dock en ganska oprecis bedömning av den faktiska hållfastheten för befintliga betongkonstruktioner, speciellt för äldre konstruktioner. Hållfasthet ökar generellt med tiden p.g.a. fortskridande hydratation. I vissa fall kan nedbrytningsmekanismer ge en minskad hållfasthet som medför att hållfastheten måste omvärderas. I många fall kan provning ge viktig kompletterande information för en äldre befintlig betongkonstruktion som bidrar till en mer tillförlitlig bedömning av betongens hållfasthetsparametrar.

## 1.2 Syfte

Det övergripande syftet med denna rapport är att visa på möjligheter hur man utför en tillförlitlig utvärdering av betongens materialegenskaper vid verifiering av förankringar i befintliga svenska kärnkraftverk. Ett särskilt syfte är att beskriva lämpliga angreppssätt gällande plane-

ring och utförande av in-situ provning för betongkonstruktioner samt olika alternativ gällande fastställande av relevanta materialparametrar.

### **1.3 Omfattning och avgränsningar**

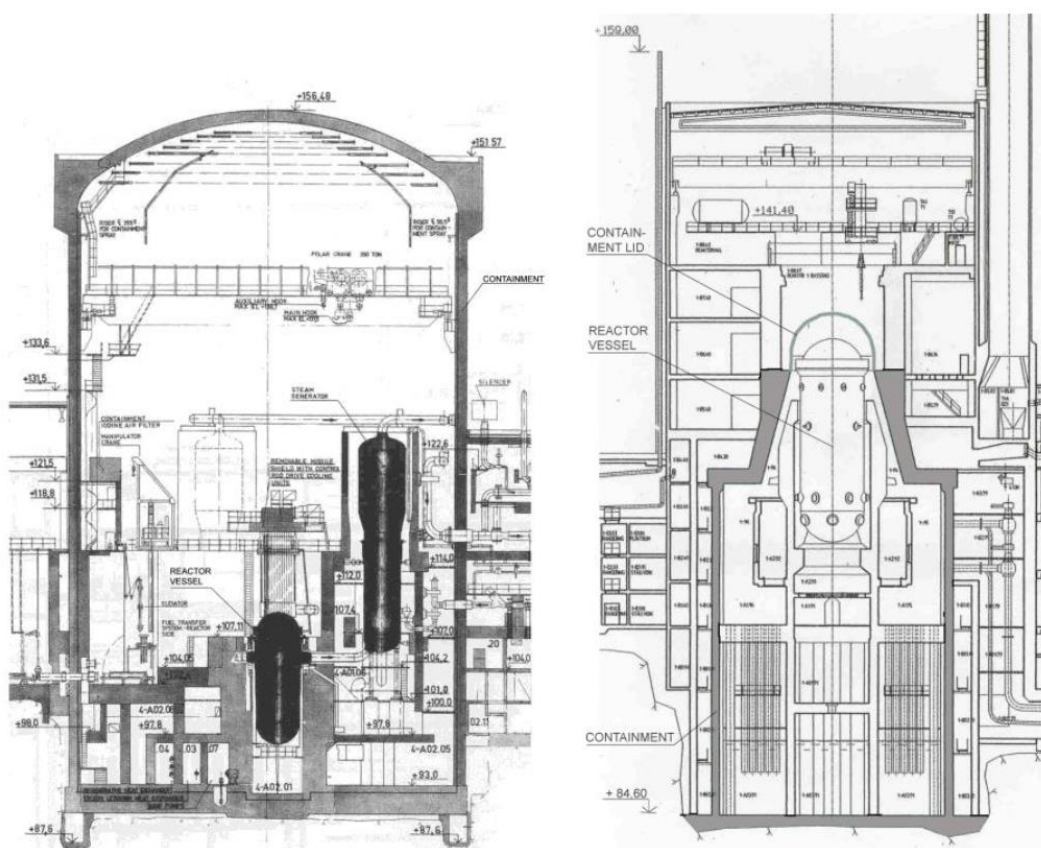
I nästa kapitel i denna rapport beskrivs översiktligt betongkonstruktioner samt utformning av typiska förankringar vid svenska kärnkraftverk. Relationen mellan ursprungliga hållfasthetsklasser och dagens klassificering diskuteras därefter i kapitel 3. Här behandlas också aktuella förändringsprocesser gällande betonghållfasthet som fortskridande hydratation och vissa typer av nedbrytningsmekanismer. I kapitel 4 diskuteras olika aspekter på hållfasthetsbedömning utifrån in-situ provning som variation av in-situ hållfasthet, planering av provning, provning och utvärdering av betongens hållfasthet, etc.. Slutsatser från rapporten sammanfattas i kapitel 5. I bilaga 1 ges exempel på utvärdering av betonghållfasthet utifrån in-situ provning utförd vid svenska kärnkraftverk. I bilaga 2 och 3 presenteras listor över figurer och tabeller och slutligen i bilaga 4 förklaras definitioner och beteckningar använda i denna rapport.

Förankringar för viktiga system och komponenter, som behandlas i denna rapport, antas applicerade i miljöer som motsvarar det klimat som råder i och kring reaktorinneslutningen och fokus ligger på utvärdering av betongens tryck- och draghållfasthet.

## 2. Konstruktionsutformning

### 2.1 Allmänt

I Sverige finns idag tio elproducerande kärnkraftsreaktorer, sju kokvattenreaktorer (BWR) och tre tryckvattenreaktorer (PWR), se Figur 2.1. Alla svenska reaktorer är byggda under sextio-, sjuttio- och åttioalet och den första reaktorn sattes i drift 1972 (Oskarshamn 1). Byggnader vid kärnkraftverk består till stor del av betongkonstruktioner, främst platsgjutna men också prefabricerade. Betongförankringar är vanligtvis monterade på platsgjutna konstruktioner, antingen installerade då anläggningarna byggdes (ingjutna) eller i efterhand (eftermonterade).

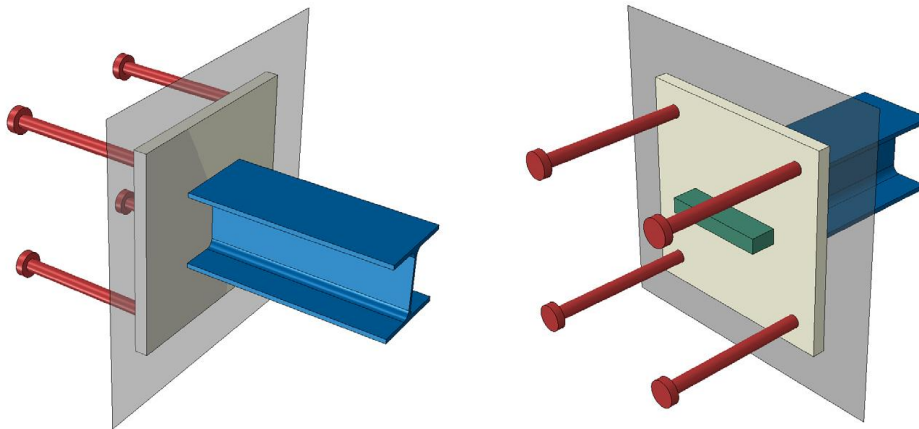


**Figur 2.1 - Typiska rektorinneslutningar och intilliggande byggnadskonstruktioner. Vänster: PWR (Ringhals 4), höger: BWR (Ringhals 1), [2].**

Platsgjutna konstruktioner, vilka i regel används för säkerhetsrelaterade byggnader, består till största delen av tjocka massiva bjälklag- och väggkonstruktioner. Konstruktionerna byggdes med för den tiden vanliga byggmetoder, så som konventionell formning och glidformsgjutning. Betongkvaliteten som användes i de befintliga konstruktionerna var förhållandevis hög. För byggnadsdelar över bottenplattan användes i regel en kubhållfasthet som översteg 30 MPa. Ofta användes ett långsamhärdande cement för de grövre konstruktionerna, t.ex. LH Limhamn cement. Ballasten varierar beroende på lokal tillgång. Konstruktionerna är ofta kraftigt slakarmerade med stångdiametrar upp till 32 mm. Samtliga inneslutningskonstruktioner är spännarmerade i två riktningar. I SKI rapport 02:59 [3] beskrivs samtliga inneslutningskonstruktioner vid svenska kärnkraftverk mer i detalj.

## 2.2 Förankringssystem

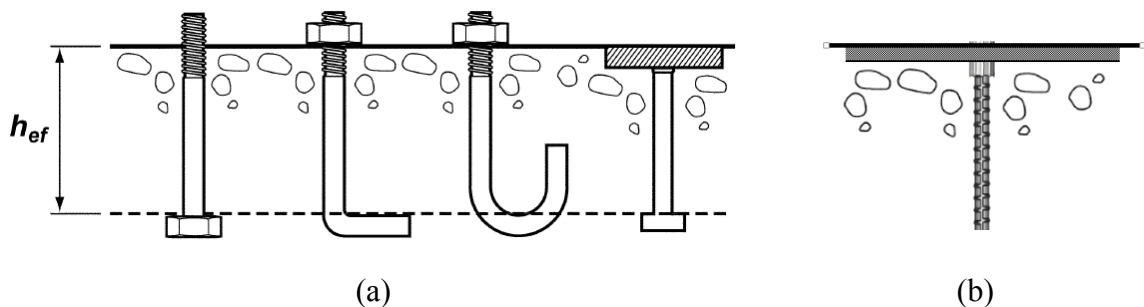
Det finns ett stort antal olika typer av förankringssystem monterade i svenska kärnkraftsanläggningar. Figur 2.2 visar en schematisk skiss över en typisk förankring där den grå ytan markerar betongkonstruktionens yta, den blåmarkerade balken utgör upplag för system eller komponent (tex rörsystem), den beigemarkerade plattan utgör förankringsplatta och de röda "bultarna" utgör betonginfästningar som i vissa fall kompletteras med en så kallad skjuvklack (grönmarkerad).



Figur 2.2 - Typisk betongförankring, [5].

Betonginfästningar kan indelas i två huvudtyper, ingjutna och eftermonterade.

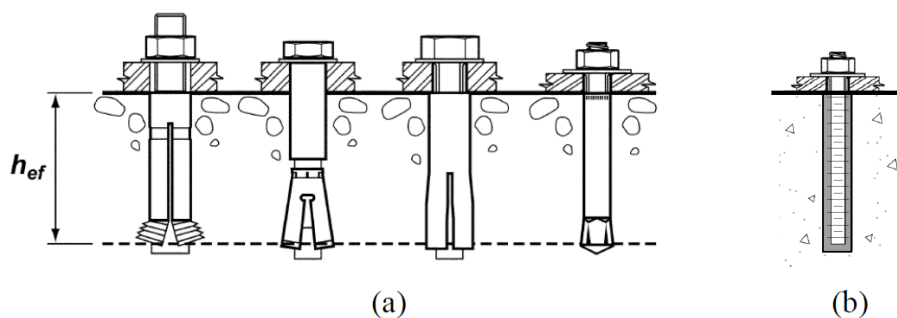
Ingjutna infästningar består vanligtvis av svetsbultar, ingjuten skruv eller stång med ändkrok, där förankringen sker till ett visst djup från betongytan  $h_{ef}$ , se Figur 2.3 a). För svenska anläggningar används även ingjutna kamstänger som infästningar, där dragkraften fördelas via vidhäftning mot betongen längs med stångens längd, se Figur 2.3 b).



Figur 2.3 - Ingjutna infästningar: a) ingjuten skruv, två typer av stång med ändkrok och svetsbult. b) ingjuten kamstång, [5].

Eftermonterade infästningar kan bestå av olika typer av expanderbultar, se Figur 2.4 a). För eftermontering finns också en typ av infästning där dragkraften fördelas via vidhäftning mot betongen med någon typ av kemisk massa (s.k. kemiskt ankare), se Figur 2.4 b).





**Figur 2.4 - Eftermonterade infästningar: (a) olika typer av expanderskruvar, (b) kemiskt ankare, [5].**

Djupet  $h_{ef}$  varierar mellan olika typer av infästningar. Generellt ligger detta djup på mellan 100 och 300 mm, men kan för förankring av speciella förankringar vara betydligt större.

Förankringar i svenska kärnkraftverk fungerar generellt som stöd för rörsystem, lyftanordningar och säkerhetssystem, där kraven på säkerhet är mycket höga. Både laster från normal drift och olycksscenarioer kan belasta förankringssystemen. Olyckslaster kopplas främst till olika typer av rörbrott, men också laster som jordbävning kan ge stora påfrestningar på förankringar.

### 2.2.1 Verifiering av infästningar

För dimensionering av betongkonstruktioner i Sverige tillämpas Eurokoderna. DNB [4] kompletterar Eurokoderna gällande dimensionering av betongkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk. Laster och lastfaktorer gällande för svenska kärnkraftverk specificeras generellt i DNB [4] som kompletteras av anläggningsspecifika dokument (s.k. KFB<sup>1</sup>:er). Riktlinjer och metodbeskrivning för verifiering av infästningar i betong vid kärnkraftsanläggningar i Sverige redovisas till exempel i metodrapporten [5].

Brott i en infästning kan antingen ske genom brott i själva infästningen (stålet) eller p.g.a. brott i betongen där infästningen är förankrad. Brott i betongen, som är av intresse i denna rapport, kan sammanfattas av följande brottmoder (se CEN/TS 1992-4-1 [6]):

- Vidhäftningsbrott, axiel last
- Konbrott, axiel last
- Spräckbrott, axiel last
- Kantbrott, skjuvlast
- Båndbrott, skjuvlast

Generellt kan man konstatera att flertalet brottmoder i betongen gällande infästningar är starkt kopplade till betongens draghållfasthet.

I metodiken gällande verifiering av förankringssystem som beskrivs i metodrapporten [5] hänvisas främst till CEN/TS 1992-4-1 [6] och [7] gällande den detaljerade verifieringen. I dessa standarder används generellt betongens tryckhållfasthet som dimensionerande hållfasthetsparameter. Även om tryckhållfastheten används som parameter i dimensioneringsuttrycken avses dock draghållfastheten indirekt då denna uttrycks genom betongens standardiserade tryckhåll-

<sup>1</sup> Konstruktionsförutsättningar byggnader.

fasthet, där draghållfastheten anses proportionell mot kvadratroten ur tryckhållfastheten (se t.ex. [7]).

I denna rapport fokuseras främst på utvärdering av betongens tryck- och draghållfasthet. För andra materialparametrar så som betongens E-modul och brottenergi kan dessa i många fall bestämmas genom uttryck som relaterar till tryckhållfastheten, se t.ex. i SS-EN 1992-1-1 [8].

## 3. Ursprunglig hållfasthet & förändringsprocesser

### 3.1 Allmänt

Vid utvärdering av betonghållfasthet i befintliga konstruktioner är det väsentligt att beakta betongens ursprungliga kvalitet samt förändringsprocesser och eventuella nedbrytningsmekanismer som kan medföra förändringar av hållfastheten över tiden. I detta avsnitt beskrivs hur uppgifter gällande ursprunglig betongkvalitet och provning kan beaktas (avsnitt 3.2) samt faktorer som kan ge variation av betonghållfasthet över tid (se avsnitt 3.3).

Förankringar av viktiga system och komponenter, som behandlas i denna rapport, antas applicerade i miljöer som motsvarar klimatet som råder invändigt i och kring reaktorinneslutningen, d.v.s. där inomhusklimat råder och inverkan av t.ex. frysning eller klorider ej är aktuellt. Vid utvärdering av förankringar i andra miljöer kan andra skademekanismer och förändringar av betongen bli aktuella.

### 3.2 Ursprunglig betonghållfasthet

För svenska kärnkraftverk finns generellt uppgifter gällande den specificerade tryckhållfastheten ”K-värdet” angivet på ritningar och i annan tillhörande dokumentation. I vissa fall kan informationen på ritningar vara kompletterad med specifikation gällande cementtyp, maximal stenstorlek, vattencementtal, etc.. För många anläggningar finns också resultat från fortlöpande provning som genomfördes under byggtiden.

För platsgjutna konstruktioner tillverkades betongen i regel lokalt på byggarbetsplatsen och ballasten hämtades från närområdet. Betong av hög kvalitet användes generellt för inneslutningskonstruktionerna, se SKI rapport 02:58 [9] och 02:59 [3]. Det kan generellt förutsättas att betongtillverkning och betongarbeten på kärnkraftverken höll en hög kvalitet och kontrollnivå, för den tiden, även för andra typer av säkerhetsrelaterade byggnader. Ursprungliga betongnormer och standarder som tillämpats för betongkonstruktionerna vid flertalet av de svenska kärnkraftverken är Svensk byggnorm 67 [10] tillsammans med Statens betongkommitté B5 [11], B6 [12] och B7 [13]. Vid de senast byggda anläggningarna (Oskarshamn 3 och Forsmark 3) tillämpades BBK 79 [14] för betongkonstruktioner (se SSM rapport [15]).

I avsnitt 3.2.1 till 3.2.3 nedan beskrivs översiktligt regler kring standardprovning av gjutna provkroppar och klassificering av betonghållfasthet som gällde för de äldre kärnkraftverken (B5 [11]), för de två nyare kärnkraftverken (BBK 79 [14]) samt enligt dagens gällande regelverk (SS-EN 1992-1-1 [8]).

Typiskt för provning i produktionsskedet:

- Utförs på provkroppar bestående av kuber med sidlängd 150 mm eller cylindrar med diameter 150 mm och längd 300 mm.
- Utförs efter 28 dagars härdning (luft eller våtlagring)
- Både förprovning och fortlöpande provning föreskrivs. Krav på provningsfrekvens och metoder för utvärdering skiljer sig.

### 3.2.1 Regelverk för de äldre kärnkraftverken

I B5 [11] beskrivs regler gällande materialtillverkning, provning och arbetsutförande för betongmaterialet. Hållfasthetsklassen eller "K-värdet" enligt denna standard benämns utifrån trycktester på kuber, t.ex. K300. Hållfastheten mäts i kilopond per kvadratcentimeter ( $\text{kp}/\text{cm}^2$ ) och en  $1 \text{ kp}/\text{cm}^2$  motsvarar ungefär 0.1 MPa.

I B5 [11] beskrivs detaljerade regler för provningen där tillverkningstoleranser för provkroppar, lagring och tryckprovning regleras i detalj. Utvärderingen av provningsresultat utförs gentemot fordrade medelvärden för respektive hållfasthetsklass. Översiktligt utförs provningen enligt B5 [11] normalt på kuber med sidlängd 150 mm som lagrats i rumstemperatur ( $20^\circ\text{C}$ ), 5 dagar i vatten och efterföljande tid i luft (RF 40-80 %). Provningen utfördes 28 dagar efter gjutning för standardcement och 91 dagar efter gjutning för långsamhärdande cement. Det finns också alternativ beskrivna, med test på cylindrar och provning vid andra kortare härdningstid.

Fordringar på provningsresultaten vid förprovning (enligt B5 [11]) beskrivs i tabellform där medelvärdet för provning av 6 provkroppar minst skall uppnå värden angivna i tabellen. För utförandeklass I och hållfasthetsklasser motsvarande K300 och över, vilket får anses vanligast förekommande för säkerhetsklassade konstruktioner vid kärnkraftverk, fordras ett medelvärde som är  $70 \text{ kp}/\text{cm}^2$  (ca 7 MPa) högre än respektive hållfasthetsklass, t.ex. fordras för K300 ett medelvärde som överstiger  $370 \text{ kp}/\text{cm}^2$  (ca 37 MPa).

### 3.2.2 Regelverk för senare byggda kärnkraftverk

I BBK 79 [14] Band 2 beskrivs regler gällande material, utförande och kontroll av betongkonstruktioner. Klassificering av hållfasthet enligt detta regelverk bestäms också utifrån trycktester på kuber med 150 mm kantlängd, medan hållfastheten här anges i MPa (t.ex. K30).

I BBK 79 [14] beskrivs endast regler gällande utvärdering av provningsresultat och fordrade värden för olika hållfasthetsklasser. För detaljerade regler gällande tillverkningstoleranser för provkroppar, lagring och tryckprovning hänvisas till separata standarder som SS 131111 [16], SS137209 [17] och SS 137210 [18]. Generellt utförs provningen enligt BBK 79 [14] i princip på samma sätt som enligt B5 [11]. Normalt utförs provningen på kuber med sidlängd 150 mm som lagrats i rumstemperatur, en vecka i vatten och efterföljande tid i luft. Samma provningsålder anges i BBK 79 [14] som i B5 [11] (se SS137209 [17]) och även här beskrivs alternativa varianter, med test på cylindrar och provning vid andra kortare härdningstider.

Gällande fordringar på provningsresultaten enligt BBK 79 [14] skiljer sig utvärderingen gentemot metoden beskriven i B5 [11]. Två villkor ställs upp, ett för minde än 9 prover (villkor A) och ett för 9 prover eller mer (villkor B). Om endast en serie med mindre än 9 prover (villkor A) fordras ett medelvärde som är 5 MPa högre än respektive hållfasthetsklass (vid en provningsserie), t.ex. fordras för K30 ett medelvärde som överstiger 35 MPa. Det anges även ett tilläggskrav för det minsta värdet i provserien som ej får understiga hållfasthetsklassvärdet med 4 MPa, tex för K30 fordras ett minsta provresultat på 26 MPa. Vid ett stort antal provningar skall 5 % fraktilen vara minst lika med det fordrade värdet för respektive hållfasthetsklass, t.ex. för K30 skall 5 % fraktilen överstiga 30 MPa. Enligt BBK 79 [14] skall även spräckprov på kuber utföras om krav ställs på draghållfastheten för konstruktionen. Det anges speciella fordrade värden för draghållfastheten.

### 3.2.3 Dagens regelverk

I SS-EN 1992-1-1 [8] hänvisas till SS-EN 206-1 [19] och SS 137003 [20]<sup>1</sup> vad gäller klassificering av betonghållfasthet. Hållfasthetsklassen betecknas C<sub>xx/xx</sub> (t.ex. C30/37), där det första siffravärdet motsvarar den karakteristiska tryckhållfastheten i MPa för cylindrar (d = 150 mm, l = 300 mm) och det andra motsvarande för kuber (sidlängd 150 mm). Det karakteristiska värdet skall motsvara 5 % fraktilen enligt SS-EN 1992-1-1 [8].

Tryckhållfastheten utvärderas från provning av cylindrar med diameter 150 mm och höjd 300 mm alternativt på kuber med kantlängd 150 mm, vattenlagrade i 20 grader fram till provning vid 28 dygn. Provkropparna skall tillverkas och lagras enligt SS-EN 12390-2 [21] och SS-EN 12390-3 [22]. Enligt svensk standard (SS-EN 12390-2 [21]) kan provkropparna istället luftlagras. Vid luftlagring skall enligt SS 137003 [20] tryckhållfasthetsvärdet (kub) reduceras med 8 %.

Det fordrade medelvärdet för tryckhållfasthetsklasserna enligt Eurokod 2 anges i standarden SS-EN 206-1 [19]. Två villkor ställs upp, ett för 3 prover ("initial production") och ett för 15 prover ("continuous production"). Vid "initial production" fordras ett medelvärde som är 4 MPa högre än respektive hållfasthetsklass, t.ex. fordras för C25/30 ett medelvärde som överstiger 34 MPa för provning av kuber. Det minsta värdet i provserien får ej understiga hållfasthetsklassvärdet med 4 MPa, t.ex. för C25/30 fordras ett minsta provresultat på 26 MPa (kub). Enligt SS-EN 206-1 [19] skall även spräckprov utföras om draghållfastheten skall specificeras. Fordrade värden gällande dessa prover specificeras också i SS-EN 206-1 [19].

### 3.2.4 Jämförelse mellan regelverk

I denna rapport utförs ingen fullständig jämförelse mellan regelverk för provning och klassificering av betonghållfasthet. Man kan dock konstatera att för toleranser, lagring och storlek på provkroppar samt utförandet av tryckprovningen kan nuvarande regelverk och det som ursprungligen gällde för kärnkraftverken anses ganska likvärdiga. Man kan dock notera att:

- Hållfasthet enligt dagens standarder avser vattenlagrade provkroppar till skillnad från tidigare torrlagring. Torrlagring av gjutna provkroppar ger något högre tryckhållfasthetsvärden vid provning.
- Enligt tidigare regelverk (enligt B5 [11]) ställdes inte krav på spräckprov gällande draghållfasthet, vilket gjorts därefter (enligt BBK 79 [14] och SS-EN 206-1 [19]).

När det gäller fordrade värden för att bestämma hållfasthetsklass används liknande metoder för samtliga tre aktuella regelverk. Metoderna går i princip ut på att medelvärdet för ett visst antal provningar skall överstiga den aktuella hållfasthetsklassvärdet med en viss marginal. Man kan dock notera att:

- Marginalen för den fordrade medelhållfastheten har minskat, från ca 7 MPa enligt den tidigare normen till 4 MPa enligt nuvarande norm. Den minskade marginalen kan bero på att spridningen anses mindre för dagens materialproduktions- och provningsmetoder.
- I SS-EN 1992-1-1 [8] och BBK 79 [14] anges explicit att fordrade kubhållfastheter för respektive hållfasthetsklass skall motsvara 5 % fraktilen för provningsresultaten. Motsvarande information har ej gått att finna i det äldre regelverket (B5 [11]).
- Enligt senare normer har tilläggskrav gällande det minsta värdet i provningsserien tillkommit. Dessa krav finns ej angivna i den tidigare regelverk (B5 [11]). Vid så kallad fort-

---

<sup>1</sup> Svensk anpassning till SS-EN 206-1

löpande provning finns dock krav på att inget prov får understiga 80 % av det fordrade värdet för respektive hållfasthetsklass, för tex K30 får enskilt prov ej understiga 24 MPa.

- Metoderna för att bestämma hållfasthetsklass varierar beroende på hur många provningar som utförs. Även skillnader i krav på provningsfrekvensen under den fortskridande produktionen föreligger.

Hur dagens standardiserade hållfasthetsklasser förhåller sig till de hållfasthetsklasser som gällde då de svenska kärnkraftverken byggdes går inte att fullt ut svara på utifrån undersökningen i denna rapport. Det kan dock konstateras att provkropparna tidigare torrlagrades till skillnad mot idag, vilket bör kompenseras med en reduktion av kubhållfastheten.

Då hållfastheten skall bestämmas för de idag mer än 30 år gamla betongkonstruktionerna är det också viktigt att beakta de förändringsprocesser som sker i betongen över tid, vilket beskrivs i nästa avsnitt (avsnitt 3.3). Under gynnsamma omständigheter sker en betydande hållfasthetstillväxt som ej beaktas i hållfasthetsvärden angivna för en specifik hållfasthetsklass. Även med försiktiga antaganden om hållfasthetsutvecklingen för betongkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk (säg 15 % ökning), bör hållfasthetsökningen kunna kompensera för de skillnader som föreligger mellan provningsförfaranden enligt dagens och tidigare regelverk. En förutsättning är dock att inga betydande nedbrytningsmekanismer föreligger.

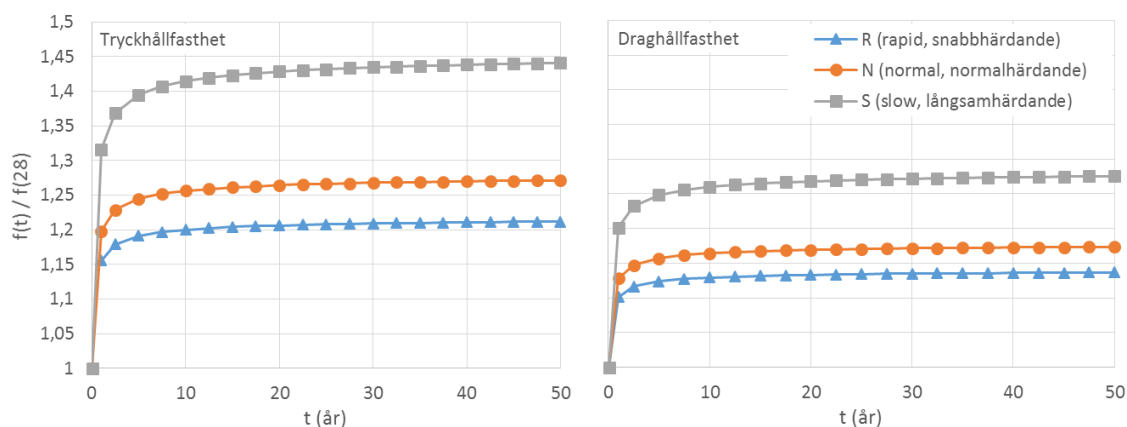
### 3.3 Förändringsprocesser

I detta avsnitt beskrivs översiktligt processer som kan medföra förändring av hållfastheten i betongkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk. I avsnitt 3.3.1 behandlas hållfasthetsutveckling av fortskridande hydratation och i avsnitt 3.3.2 behandlas olika nedbrytningsmekanismer som kan ge en hållfasthetsnedsättning.

#### 3.3.1 Hållfasthetsutveckling

Den fortskridande hydratationen i cementpastan gör att betongens egenskaper ändras betydande med ålder efter gjutning. Betongens hållfasthet vid en viss tidpunkt beror av cementtyp, betongrecept samt den omgivande miljön under härdningen.

I SS-EN 1992-1-1 [8] anges uttryck för att bestämma utveckling av medelvärde för både tryck- och draghållfasthet. Hållfastheten enligt dessa uttryck beror av tiden i dagar efter gjutning ( $t$ ) och vilken cementtyp som används. Uttrycken förutsätter härdningsförhållanden som motsvarar vad som föreskrivs i standarden SS EN 12390-2 [21], vilket i princip motsvarar en temperatur ( $T$ ) på 20°C och en relativ fuktighet (RF) på 100 % (vattenlagrad). I Figur 3.1 nedan åskådliggörs förstoringfaktorn för tryck- och draghållfasthet efter 28 dagar enligt SS-EN 1992-1-1 [8]. Enligt Figur 3.1 skulle den maximala hållfasthetsökningen ha uppnåtts ca 20 år efter gjutning. För normal- och långsamhärdande cement, som kan anses mest representativa för betong vid kärnkraftverk, ligger den maximala ökningen mellan 25 och 45 % för tryckhållfasthet och mellan 17 och 27 % för draghållfastheten.



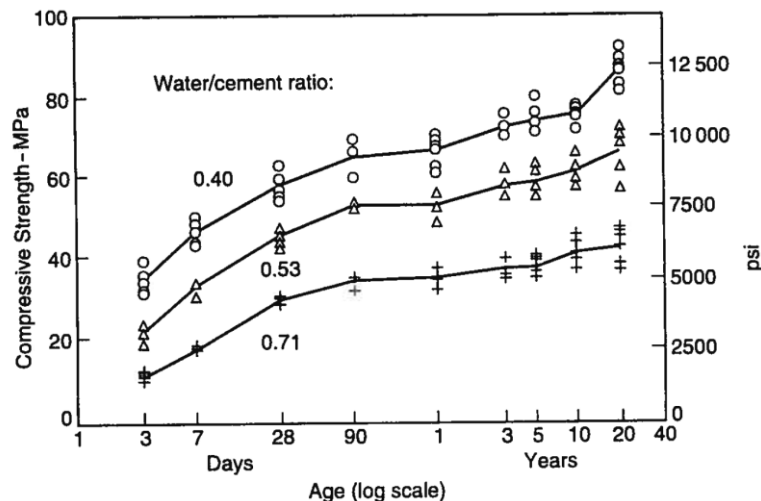
**Figur 3.1 - Hållfasthetsökning efter 28 dagar för olika cementtyp (R, N och S) enligt uttryck 3.2 och 3.4 i SS-EN 1992-1-1, [8].**

Miljöförhållanden för verkliga betongkonstruktioner skiljer sig i regel från de referensförhållanden som förutsätts enligt SS-EN 1992-1-1 [8], d.v.s.  $T=20^{\circ}\text{C}$  och  $\text{RF}=100\%$ . I [1] diskuteras inverkan av miljöer som skiljer sig från referensförhållandena.

Temperaturen för säkerhetsrelaterade byggnader vid kärnkraftverk anses i regel ligga kring eller över  $20^{\circ}\text{C}$  (se t.ex. [23]). Omgivande temperaturer som är högre än referenstemperaturen ger generellt en snabbare hållfasthetstillväxt. Den maximala tillväxten efter lång tid påverkas troligtvis inte i någon större omfattning av en temperaturändring.

Den relativa fuktigheten i säkerhetsrelaterade byggnader vid kärnkraftverk är generellt ganska låg, lägre än  $30\%$  (se t.ex. [23]). För att hydrationsprocessen skall fortgå förutsätts tillgång till vatten i fri form. Därför medför en omgivande relativ luftfuktighet som är lägre än referensvärden ( $\text{RF}=100\%$ ) en långsammare hållfasthetstillväxt. Det är främst de yttre delarna av betongkonstruktionen som påverkas av den omgivande luftfuktigheten. För grova betongkonstruktioner bibehålls en hög relativ fuktighet i de inre delarna av konstruktionen under mycket lång tid (se t.ex. [24]). Detta medför att hållfasthetsutvecklingen kan variera med djupet från ytan i konstruktionen. För grova konstruktioner påverkas medelhållfastheten över konstruktionen ganska lite av en låg omgivande fuktighet. För infästningar beror kapaciteten främst på betongens hållfasthet i de yttre delarna av konstruktionen och därmed kan en låg omgivande fuktighet vara viktig att beakta då kapaciteten för infästningar skall utvärderas. Den slutliga hållfasthetstillväxten efter lång tid påverkas troligtvis också ganska mycket av en låg omgivande luftfuktighet, speciellt då i konstruktionens yttre delar.

Försökstudier på betonghållfasthet över lång tid är relativt ovanliga. I [25] redovisas resultat från tryckttester på provkroppar som lagrats upp till 20 år. Resultaten baserat på data från provning på kuber och cylindrar med olika cementtyper, vattencementtal (vct) och klimatförhållanden (redovisas i detalj i [26]). Figur 3.2 redovisar hållfasthetsutvecklingen för provkroppar med vct = 0.4, 0.53 och 0.71 och cement Type I som lagrats under fuktiga förhållanden ( $\text{RF}=100\%$ ). Cement Type I motsvarar Portland standardcement.



**Figur 3.2 - Hållfasthetsutveckling för provkroppar (kuber och cylindrar) med olika vct över en period längre än 20 år, [25].**

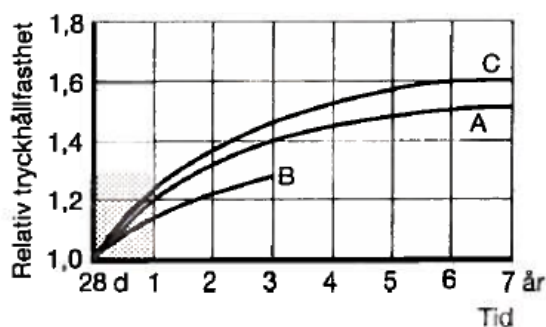
Tabell 3.1 presenteras i [26] och redovisar hållfastheten relativt 28 dagarhållfastheten från olika försöksstudier utförda i USA. Man kan konstatera att för olika typer av cement och lagringsmiljöer så erhållas en medelhållfasthetsökning som överstiger 30 % efter 20 år eller mer. För torrare klimat tenderar den totala hållfasthetsökningen och tillväxthastigheten att vara mindre. Man kan också konstatera att spridningen i mätresultat (standardavvikelsen) också ökar med tiden. Man bör tillägga att mätdata i Tabell 3.1 sammanställts från ett flera olika försöksupställningar vilket ökar osäkerheten i resultaten.

**Tabell 3.1 - Variation av tryckhållfasthet för betong provkroppar över tid, [26].**

	Type of cement											
	I			III			I			III		
	No.	Mean	Std. Dev.	No.	Mean	Std. Dev.	No.	Mean	Std. Dev.	No.	Mean	Std. Dev.
	Moist-curing						Air-curing					
1 day	46	0.18	0.07	10	0.30	0.11	10	0.16	0.08	6	0.24	0.08
3 days	46	0.46	0.10	24	0.62	0.11	19	0.44	0.10	15	0.56	0.13
7 days	64	0.70	0.09	28	0.81	0.08	19	0.67	0.09	15	0.78	0.10
28 days	64	1.0	-	28	1.0	-	19	1.0	-	15	1.0	-
3 months	55	1.14	0.05	19	1.08	0.04	19	1.08	0.04	15	1.05	0.07
1 year	64	1.22	0.07	28	1.10	0.07	19	1.02	0.10	15	0.98	0.12
3 years	31	1.28	0.08	13	1.18	0.05	13	1.02	0.04	9	0.98	0.09
5 years	42	1.33	0.09	24	1.15	0.11	15	1.02	0.06	15	0.98	0.09
10 years	40	1.33	0.11	22	1.24	0,07	4	1.11	0.05	-	-	-
20+ years <sup>1</sup>	35	1.44	0.11	22	1.32	0.12	4	1.34	0.12	-	-	-
Moist-curing: T=23°C, RH=100%												
Air-curing: T=23oC, RH~50% (moist-curing first five days)												

Även i Betonghandboken Material [27] presenteras resultat från utförda långtidsmätningar av tryckhållfasthet, se Figur 3.3. Tendenskurvor visar på hållfasthetsökningar efter 7 år på upp till 60 % för långsamhärdande cement och 50 % för standardcement.





**Figur 3.3 - Hållfasthetsutveckling för betong lagrad utomhus (oskyddad mot regn). A: standard cement, B: snabbhärdande cement och C: anläggningscement (vct=0.60) [27].**

Resultat från in-situ provning av tryckhållfasthet vid svenska kärnkraftsanläggningar redovisas i t.ex. [3], [24] och [28]. I dessa undersökningar har borrkärnor tagits ut från inneslutningens cylindervägg mellan 20 och 30 år efter inneslutningarna byggdes. I [3] redovisas provning från den övre delen av inneslutningsväggen vid Ringhals 3, i [24] redovisas provning för den yttre nedre delen av inneslutningsväggen vid Barsebäcks 2 och i [28] redovisas provning för den inre nedre delen av inneslutningsvägg vid Barsebäck 2 (i anslutning till kondensationsbassängen). I bilaga 1 i denna rapport utvärderas hållfasthetsklassen utifrån dessa provningsresultat. Från dessa mätningar kan man konstatera att den karakteristiska kubhållfastheten har ökat jämfört med den ursprungligen specificerade hållfastheten på ritningar. Ökningen jämfört med den specificerade hållfastheten som bedöms i bilaga 1 är minst 70 %. Utifrån denna jämförelse går dock ej att urskilja huruvida hela eller delar av denna ökning beror av hållfasthetsutveckling med tiden eller att den ursprungliga hållfastheten var högre än den specificerade.

### 3.3.2 Nedbrytningsmekanismer

En övergripande sammanställning av olika möjliga nedbrytningsmekanismer för betongkonstruktioner vid kärnkraftverk ges i t.ex. [29] eller [30]. I [31] ges en sammanställning av erfarenheter i USA gällande degradering för betonginneslutningar samt möjliga undersökningsmetoder. Miljöbetingad nedbrytning av betong kan delas in i fysikalisk och kemisk nedbrytning. Frostsprängning och saltsprängning är exempel på fysikalisk nedbrytning. Karbonatisering, kloridangrepp och alkali-ballast reaktioner är exempel på kemisk nedbrytning. Betongen påverkas också av olika laster som konstruktionen utsätts för, t.ex. uppkommer normalt sprickor i områden med dragpåkänningar.

I [3] diskuteras nedbrytning i samband med svenska reaktorinneslutningar och det konstateras att de förändringsprocesser i betongen som ökar risken för korrosion för armering och ingjutningsgods är viktigast att beakta (t.ex. karbonatisering och kloridinträngning).

Faktorer som kan påverka betongens hållfasthet i en kärnkraftsanläggning (under de förutsättningar som nämns i avsnitt 3.1) kan sammanfattas i nedbrytning orsakad av:

- förhöjd temperatur
- radioaktiv strålning
- alkalisilikareaktion
- laster (funktionsbetingad nedbrytning)

Det ingår ej i omfattningen av denna rapport att beskriva inverkan av dessa faktorer i detalj. Nedan ges emellertid en översiktlig beskrivning gällande mekanismerna samt under vilka förutsättningar som dessa kan förväntas.

Generellt ligger temperaturen i kärnkraftsanläggningar kring eller över normal rumstemperatur (20 – 60°C, se [9]). Dessa temperaturnivåer påverkar hydrationshastigheten (se avsnitt 3.3.1), men anses inte skadliga för betongen. Lokalt kan förhöjda temperaturer förekomma t.ex. kring rör genomföringar i inneslutningskonstruktioner. Mätningar vid svenska inneslutningar visar att temperaturen vid vissa genomföringar ligger betydligt över 100°C, se [9]. Långvarig inverkan av dessa temperaturnivåer kan ge negativ inverkan på betongens hållfasthet. Områden i konstruktionerna som påverkas av dessa temperaturnivåer bedöms vara lokala och bör normalt inte förekomma i områden med betonginfästningar.

Generellt har radioaktiv strålning på kärnkraftverk liten påverkan på betongens hållfasthets-egenskaper. De områden där det finns osäkerhet kring betongens påverkan av strålning är strålskyddskonstruktioner som är i anslutning till reaktortanken [9]. Strålningen påverkar konstruktionen både genom strålningen i sig, men också av den uppvärmning som följer, se [32]. I [29] nämns strålningsnivåer som kan ge skadliga effekter på betongens hållfasthet. Då skadliga effekter av strålning endast är aktuellt i områden närmast reaktortanken kan detta ses som ett begränsat problem för betonginfästningar generellt. Dock finns viktiga infästningar ofta placerade i anslutning till reaktortanken (som upplag av reaktortank samt infästningar av rörsystem). I [33] presenteras en litteraturstudie kring strålningsinducerad degradering av betong med inriktning mot förhållanden vid svenska kärnkraftverk. Det konstateras i [33] att publicerade rapporter inom området pekar på att strålning inte förväntas bli problem för betongen under den initialt avsedda drifttiden, men att det råder osäkerheter gällande effekter vid förlängd drifttid av kärnkraftverken.

Alkalisilikareaktioner uppkommer av att vissa ballasttyper (t.ex. flinta, opal och porfyr) reagerar med cement som har högt alkaliinnehåll (se t.ex. [34] och [35]). Skadan visar sig som ett tätt sprickmönster i betongens yta och kan ge kraftig nedsättning av hållfastheten vid allvarliga fall. Det finns olika grader av reaktiva ballastsorter och de ballasttyper som kan anses kraftigt reaktiva är sällsynta i Sverige. Även de vanligen använda cementtyperna i Sverige, som LH Limhamn och STD Degerhamn cement, anses vara lågreaktiva då de har låg alkalihalt (se [34]). I Skåne finns en del förekomst av flinta vilket kan ge skador. Enligt [9] visade tidigare undersökningar vid Barsebäcksverket indikationer på att alkalisilikareaktioner pågick, men dessa misstankar avskrevs senare. Förekomsten av skador från alkalisilikareaktioner är troligen sällsynta vid svenska kärnkraftverk då lågreaktiva cement- och ballastsorter generellt används i Sverige. I de flesta fall är betongrecepten med ballast- och cementtyper väl dokumenterade och man kan genom dessa i många fall utesluta problem. I annat fall kan analys av prover på betongen göras då misstanke om problem finns.

Laster som påverkar konstruktionerna kan förändra konstruktionens egenskaper, även vid normal användning. Vad gäller betongens hållfasthet i konstruktioner är det främst dragpåkänningar som medför uppsprickning som inverkar. Uppsprickning uppstår under normal användning (t.ex. av temperaturgradienter) och skall inte ses som en skada då uppställda krav på sprickvidder uppfylls. Vid provning av betonghållfastheten är det dock viktigt att beakta uppsprickning både orsakad av last och andra orsaker då detta kan påverka provningsresultatet.

## 4. Bedömning av in-situ hållfasthet utifrån provning

### 4.1 Allmänt

Provning av betongkonstruktioner kan utföras med flera olika syften som generellt kan delas in i; (1) utvärdering av kravuppfyllnad för betonghållfasthet i nya konstruktioner samt (2) utvärdering av betonghållfasthet då bärförmågan skall bestämmas för befintliga konstruktioner. I BS 6089 [36] anges 4 huvudsyften för provning av betongkonstruktioner:

- Förplanerad kontroll av in-situ hållfastheten (t.ex. för prefabricerade element).
- Utvärdering av befintliga konstruktioner.
- Tvister gällande betongkvalitet eller arbetsutförande under eller efter byggprojekt.
- Leverantören har bedömt att levererad betong ej uppfyller hållfasthetskraven.

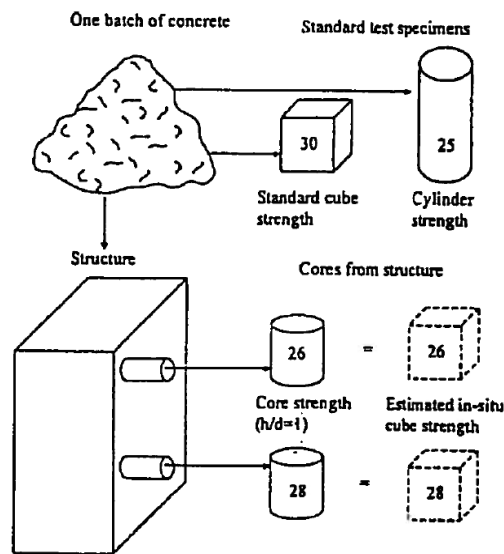
I denna rapport behandlas utvärdering av betonghållfasthet för befintliga konstruktioner där anledning till att provning utförs kan vara:

- Ändrad användning där laster ökat eller nya tillkommit.
- Ändrade normkrav.
- Misstanke om skadad betong (degradering, brand, överbelastning etc.).

Gällande infästningar vid kärnkraftverk kan samtliga anledningar ovan bli aktuella där t.ex. större laster på rörsystem förekommer då reaktorer uppgraderas. Detta kapitel behandlar främst de två första punkterna som avser att verifiera hållfastheten för kritiska delar av en konstruktion där misstanke om direkta skador på betongen ej föreligger.

Den vanligaste formen av provning gällande betongkonstruktioner är tryckprovning som ger ett mått på tryckhållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [37] beskrivs metoder för att bestämma tryckhållfastheten i färdiga betongkonstruktioner (in-situ tryckhållfastheten). Provningsresultaten kan utifrån SS-EN 13791 [37] relateras till en specifik hållfasthetsklass specificerade i SS-EN 206-1 [19]. Utifrån bedömd hållfasthetsklass kan sedan andra materialparametrar bestämmas via SS-EN 1992-1-1 [8].

Generellt skiljer sig in-situ tryckhållfastheten från den tryckhållfasthet som bestäms utifrån standardprovning av gjutna provkroppar och som definierar betongens specificerade hållfasthetsklass. In-situ provning ger generellt lägre provningsresultat än standardprovning vid samma ålder. Skillnader beror främst på skillnader i härdningsförhållanden, gjutteknik (t.ex. variation i kompaktering) och belastningshistorik. Figur 4.1 illustrerar inverkan av läge i konstruktionen och skillnad i hållfasthet mellan standard- och in-situ provning. Hållfasthetsvärdena som anges i Figur 4.1 är exempel på typiska variationer.



**Figur 4.1 - Exempel på förhållande mellan in-situ och standardhållfasthet, [1].**

Provning av befintliga konstruktioner kan generellt delas in i direkt provning av hållfasthet med borrkärnor eller indirekt provning med någon typ av oförstörande provningsmetod. Indirekta metoder ger ett mått på andra egenskaper än hållfasthet (t.ex. densitet eller elasticitetsmodul) som sedan under vissa förhållanden kan relateras till hållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [37] beskrivs metoder för att bedöma tryckhållfastheten utifrån indirekta metoder, där kalibrering utförs mot resultat från direkt provning av borrkärnor.

Draghållfastheten är en viktig materialparameter, inte minst vid verifiering av infästningar (se avsnitt 2.2.1). För befintliga konstruktioner har förändringsprocesser som hydratation ändrat betongens egenskaper med tiden (se avsnitt 3.3.1). Det är inte givet att alla materialparametrar utvecklas på samma sätt och därför bör viktiga materialparametrar bestämmas utifrån provning. Vid verifiering av infästningar bör därför utöver provning av tryckhållfastheten också draghållfasthet provas explicit, speciellt om en ökad hållfasthet av hydratation skall krediteras för konstruktionen.

Vid bestämning av hållfasthetsparametrar för en befintlig betongkonstruktion, utgör den ursprungliga dokumentationen gällande betongen basen för bedömningen. Den befintliga dokumentationen vid kärnkraftverk består av ursprunglig hållfasthet på ritning och ofta finns tillgång till data från ursprunglig provning. I vissa fall kan också data från senare in-situ provning finnas tillgänglig. Den ursprungliga dokumentationen utgör ett viktigt underlag för planeringen av provningen (se avsnitt 4.3), men kan också vägas in som ett statistiskt underlag (a priori information) då materialparametrar utvärderas utifrån in-situ provning. Så kallad Bayesiansk statistik ger möjlighet att på ett stringent sätt väga in a priori information vid statistisk utvärdering av provningsresultat. I [1] beskrivs och exemplifieras hur Bayesiansk teori kan användas vid utvärdering av betongkonstruktioner, främst baserat på metoder redovisade i [38]. Uppgifter gällande den ursprungliga hållfastheten (a priori informationen) måste relateras till in-situ hållfastheten vid tiden för provningstillfället. Uttryck för betongens hållfasthetsutveckling (se avsnitt 3.3.1) är förknippade med stora osäkerheter som måste beaktas då a priori informationen vägs in. För mer utförlig beskrivning av hållfasthetsutvärdering utifrån Bayesiansk teori hänvisas till avsnitt 3.5 i [1].

I nästa avsnitt (avsnitt 4.2) i detta kapitel behandlas olika anledningar till variation av hållfasthet inom en konstruktion. Avsnitt 4.3 behandlar planering och behov av omfattning gällande

provning. I avsnitt 4.4 beskrivs provning och utvärdering av tryckhållfasthet utifrån direkta provningsmetoder (borrkärnor) och indirekta provningsmetoder (oförstörande). Provning och utvärdering av draghållfasthet behandlas i avsnitt 4.5. Slutligen i avsnitt 4.6 behandlas bestämning dimensionerande materialparametrar.

## 4.2 Variation av in-situ hållfasthet i betongkonstruktioner

För att kunna planera ett provningsprogram krävs en bra uppfattning om hur olika faktorer påverkar hållfastheten i en betongkonstruktion. Urval av provningsområde samt utvärdering av data förenklas och rationaliseras om dessa faktorer identifieras på förhand. I avsnitt 3.3 beskrivs olika faktorer som kan ge variation av hållfasthet över tid tillsammans med olika typer av degraderingsmekanismer som kan vara aktuella. Här (avsnitt 4.2) beskrivs främst olika anledningar till variation inom en konstruktion beroende på gjutteknik, etappindelning, belastningshistoria och generell variabilitet.

En given anledning till skillnader i hållfasthet i betongkonstruktioner är att olika betongrecept och hållfasthetsklasser valts för olika delar av konstruktionen. Den ursprungliga hållfasthetsklassen är en viktig förhandsinformation och finns för kärnkraftsanläggningar tillgänglig på ritningar eller andra konstruktionshandlingar. Tolkning av ursprungliga hållfasthetsklasser samt förväntad hållfasthetsutveckling med tiden diskuteras i kapitel 3.

Den generella variabiliteten gällande hållfastheten i en betongkonstruktion beror av antalet konstruktionsdelar, hur många gjutetapper som ingår och om konstruktionen är platsgjuten eller prefabricerad. Den beror också på produktionskontroll och kvalitetskrav som gällde när byggnaden uppfördes. I Tabell 4.1 visas exempel på variationskoefficienten<sup>1</sup> i betongkonstruktioner enligt [39]. Värdena gäller för normal amerikansk industripraxis och kvalitetskontroll.

**Tabell 4.1 - Variationskoefficient för in-situ tryckhållfasthet inom betongkonstruktioner, [39].**

Structure composed of	One member	Many members
One batch of concrete	0.067	0.084
Many batches of concrete		
Cast in place	0.120	0.130
Precast	0.090	0.103

I [1] anges medelvärde och standardavvikelse (från [40]) för ett stort antal provningar under produktion för tiden 1965 till 1974. Resultaten motsvarar en variationskoefficient på 0.086 för betonghållfastheten K450 (K45). Dessa provkroppar ger inte ett mått på in-situ variation men visar på variabiliteten för industriproducerad betong vid den tidsperiod då flera av de svenska kärnkraftsanläggningarna byggdes.

I [41], som behandlar utvärdering av betonghållfasthet utifrån borrkärnor, anges olika anledningar till variationer av in-situ hållfasthet inom en konstruktion. Nedan beskrivs kortfattat dessa faktorer som främst relaterar till gjutningsmetoder och arbetsutförande.

### Blödning och separation

<sup>1</sup> variationskoefficient = standardavvikelse / medelvärde

Små luftfickor under grövre ballastkorn orsakade av vattenavgång (blödning) kan reducera tryckhållfastheten tvärs gjutningsriktningen, vilket typiskt är horisontellt för platsgjutna konstruktioner. Borrkärnor med axeln parallell med gjutriktningen kan därför ha högre hållfasthet än borrkärnor med axeln vinkelrätt mot gjutriktningen. Forskningsresultat kring denna faktor är inte helt entydiga enligt [41] och inverkan av denna faktor beror till stor del på betongrecept och ingående material.

### Komprimering

Betongen komprimeras generellt genom vibrering för att pressa ut den luft som finns efter gjutning. Luftporer i betongen reducerar betongens tryckhållfasthet och en fullgod komprimering är därför viktig för att uppnå rätt kvalitet. Komprimeringen av betong i de lägre delarna av väggar eller pelare ökas av trycket från den ovanliggande betongen. Den ökade komprimeringen ger generellt en högre hållfasthet i de undre delarna av vertikala konstruktionsdelar (denna effekt beskrivs också i Figur 4.2).

### Härdning

Betongens härdningsförhållande är viktiga för hållfasthetsutvecklingen och för en bra slutkvalitet. Grundläggande för god härdning är tillgång till fukt och kontrollerade temperatur för konstruktionen. Temperaturen har stor betydelse för hydratationshastigheten eller mognadsgraden hos betong. En låg temperatur kan ge en låg hållfasthet på kort sikt men en hög hållfasthet efter lång tid. För höga temperaturer vid härdning kan det motsatta uppkomma. För massiva konstruktionsdelar där fullgod kylning inte erhållits vid härdning kan de inre delarna av konstruktionsdelen få reducerad hållfasthet jämfört med de ytliga delarna. Tillgången till fukt påverkar härdningsförloppet starkt då vatten krävs för den fortsatta hydratationen (se även avsnitt 3.3.1). Uttorkning av betongen sker långsammare längre in i konstruktionen än vid ytan och för grova konstruktioner, speciellt i anslutning till torr miljö, kan därför hållfastheten vara större i de inre delarna av konstruktionen än i ytan. För grova konstruktioner, som ofta är fallet på kärnkraftverk, kan alltså både en ökning och en minskning av hållfastheten med djupet vara möjlig. Höga temperaturer vid gjutning kan påverka betongen negativt och ge en minskad hållfasthet med djupet medan beroendet av fukt kan ge en ökad hållfasthet med djupet för konstruktioner i torr miljö. Då gjutningsprocessen utförts på ett korrekt sätt är dock troligast att hållfastheten ökar med djupet in i konstruktionen.

### Mikrosprickor

Fina sprickor i betongkonstruktioner påverkar normalt inte konstruktionens funktion men i borrkärnor kan även fina sprickor ge reducerade resultat vid provtryckning. Sprickor kan uppkomma i områden där konstruktionen utsätts för dragpåkänningar från yttre laster och av tvång vid påtvingad deformation. Typiskt område med förväntade mikrosprickor är utsidan av inneslutningskonstruktionen, där tvång från temperaturgradient ger dragpåkänningar. Mikrosprickor kan också uppkomma i ytan av konstruktioner tidigt i härdningsförloppet då inre delen av konstruktionen värms mer än den yttre.

## **4.3 Planering av provning**

Planeringen av provning beror starkt på syftet med undersökningen. För undersökningar av existerande konstruktioner kan inga precisa riktlinjer gällande planeringen av provning ges. Varje undersökning måste beaktas i ljuset av den specifika situationen och ingenjörsmässiga bedömningar bör göras i varje enskilt fall. I planeringsskedet av undersökningen bör generellt följande faktorer beaktas:

- Syfte med undersökningen (kritiska konstruktionsdelar?)
- Provningsmetoder (tryck/draghållfasthet? komplettering indirekta metoder?)

- Generalisering (var i konstruktionen kan provningsresultaten anses gälla?)
- Möjliga provningsområden (var går att borra? bärförmåga och åtkomlighet)
- Antal prover (tillförlitlighet, kostnader och skador)
- Utvärdering (hur skall provningsresultaten utvärderas?)
- Ansvar (vem ansvarar för provning och utvärdering?)
- Dokumentation (vilka uppgifter skall rapporteras för provning och utvärdering?)

Exempel på litteratur där planering av provning gällande hållfasthet i befintliga konstruktioner behandlas är [42] (kapitel 1), [41] (kapitel 4), [36] (kapitel 5) och [37] (bilaga D).

När provningen av en befintlig konstruktion syftar till att bestämma bärförmåga, bör uppgifter gällande kritiska delar av konstruktionen finnas tillgänglig vid planering av provning. Omfattningen och inriktning av provningen beror starkt på om bärförmågan hos konstruktionen beror av lokala eller mer generella områden av konstruktionen. I många fall kan en viss brottmod eller konstruktionselement vara kritisk då lasteffekten ändrats (ökas) lokalt. I andra fall kan globala laster eller normkrav ha ändrats vilket medför att mer generella uppgifter gällande konstruktionens hållfasthet behövs. Gällande förankringar kan t.ex. lasterna för ett specifikt rörstöd ha ökat, men ofta krävs en mer generell uppgift då verifiering av ett stort antal förankringar utspridda över stora områden utförs. Även då verifiering av ett stort antal förankringar utförs kan i regel vissa förankringar pekats ut som kritiska.

Val av provningsmetoder beror också på syftet med provningen. Vid all provning som syftar till att bestämma betonghållfasthet bör tryckprovning av borrkärnor utföras (direkt provning). Tryckprovning är den vanligaste testmetoden och tryckhållfastheten definierar också betongens hållfasthetsklass (se avsnitt 4.4.1). Som komplement till tryckprovning kan oförstörande provningsmetoder användas (indirekt provning). I SS-EN 13791 [37] beskrivs provnings- och utvärderingsmetoder även gällande indirekta metoder (se även avsnitt 4.4.2). Dessa metoder bygger på att hållfastheten, som bestäms via direkt provning i ett visst område, kan relateras till andra delar av konstruktionen med hjälp av indirekta metoder. Detta kan vara till stor fördel när förstörande provning är begränsat till vissa områden. Gällande förankringar kan indirekta metoder vara fördelaktiga då det i regel inte är lämpligt att ta ut borrkärnor nära aktuella infästningar. Provningsresultat i andra, mindre kritiska områden, kan då relateras till området i anslutning till en förankring med hjälp av indirekta metoder. I BS 6089 [36] anges att om utvärderingen av en konstruktion baseras på mindre än 15 borrkärnor bör dessa resultat kompletteras med indirekt provning. Indirekt provning kan också användas i ett tidigt skede för att lokalisera potentiellt svaga områden för provning.

När hållfasthetsklassen för en konstruktion skall bedömas utifrån in-situ provning bör konstruktionen delas in i provningsområden inom vilka betonghållfastheten kan anses vara likvärdig, d.v.s. tillhöra samma population med gemensam statistisk fördelning. Inom ett provningsområde anses hållfastheten kunna generaliseras utifrån ett antal tester utförda för specifika provningsställ. Antal tester som utförs inom ett provningsområde påverkar tillförlitligheten av utvärderingen.

För att kunna generalisera provningsresultat inom provningsområden är det viktigt att beakta den ursprungliga dokumentationen och den omgivande miljön för konstruktionen. I den ursprungliga dokumentationen finns bl.a. uppgifter gällande hållfasthetsklass och gjutetappindelning för betongen i en viss del av konstruktionen. Då avgränsning görs för ett provningsområde bör detta område ej innefatta betong från mer än en hållfasthetsklass. Spridningen i resultatet ökar om flera gjutetapper inkluderas i ett provningsområde. Om provningsområdet som provningen är tänkt att gälla för innefattar flera gjutetapper bör också provningsställ inkluderas.

dera flera gjutetapper för att erhålla en representativ spridning i resultaten. Ett provningsområde bör också väljas utifrån fukt- och temperaturförhållanden kring en konstruktion. T.ex. bör ett provningsområde inte väljas så att den omfattar delar som både exponeras för inomhus- och utomhusklimat. Som beskrivs i avsnitt 4.2 har också nivån i gjutetappen, där provkroppar tas ut, betydelse för resultatet (hållfastheten minskar med nivån i gjutetappen). I BS 6089 [36] anges rekommendationer om var i höjddled som provning bör utföras (i övre tredjedelen för högre gjutetapper, ej närmare överkanten än 300 mm). Här anges också att 50 mm av borrhåll från ytan inte bör ingå i en provkropp som skall tryckprovas.

Då provningsställena planeras är det också viktigt att beakta var konstruktionen är åtkomlig för provning och hur borrhållena påverkar konstruktionens bärförmåga. Borring bör undvikas i armeringsjärn då detta både reducerar konstruktionens bärförmåga samt påverkas provningsresultaten då provkroppen inkluderar armeringsjärn. Givetvis bör det säkerställas att borring ej skadar spännkablar. På kärnkraftverk kan provtagningen också begränsas eller försvåras av att vissa utrymmen inte är åtkomliga p.g.a. av strålning samt att betongen i sig kan vara kontaminerad. Metoder för återställande av borrhåll i konstruktionen bör specificeras och planeras i förväg.

Antalet prover styrs av faktorer som tillförlitlighet, kostnad och skadeverkan på konstruktionen. Enligt SS-EN 13791 [37] skall minst 3 borrhåll (provingsställena) tas ut för att bedöma hållfastheten för ett visst provningsområde. Ökat antal borrhåll inom ett provningsområde ger ökad tillförlitlighet i bedömningen av provningsområdets hållfasthet. Om flera provkroppar testas från en borrhåll räknas detta enligt BS 6089 [36] som ett provningsställe, där medelvärdet för proverna från borrhåll utgör testresultat för detta specifika provningsställe. Spridningen i resultat beräknas mellan borrhåll (provingsställena) inom ett provningsområde. Anledningen till detta är att spridningen inom en borrhåll inte anses representativ för konstruktionen. Motsvarande gäller för oförstörande provning där upprepade mätningar i samma punkt endast ger ett mått på variabilitet i testmetoden och inte ett mått variationen av hållfasthet inom konstruktionen. I [41] ges följande uttryck för hur många test områden som behövs för att ej överstiga en viss felmarginal för det beräknade medelvärdet:

$$n = (2 \cdot V / e)^2$$

där,  $n$  är antal prover,  $e$  är maximalt tillåtet fel uttryckt i procent av medelvärdet och  $V$  är bedömd variationskoefficient (se t.ex. Tabell 4.1). Exempelvis, om variationskoefficienten är 15 % ( $V=15\%$ ) och om det beräknade medelvärdet utifrån tester ej skall avvika mer än 10 % från det faktiska medelvärdet ( $e = 10\%$ ) skall minst 9 provningar (borrhåll) utföras enligt uttrycket ovan.

Metoder för utvärdering av direkt och indirekt provning av tryckhållfasthet beskrivs i SS-EN 13791 [37] (se även avsnitt 4.4). I planeringen bör det bestämmas vilka metoder och standarder som skall gälla för utvärdering och vem som ansvarar för denna. Det bör också i ett tidigt stadium bestämmas vilka provningsmetoder och standarder som bör gälla samt vem som ansvarar för provningen. Dokumentationen av provning, resultat och utvärdering är viktig och bör utföras på ett tydligt och överskådligt sätt. I kapitel 10 i SS-EN 13791 [37] sammanfattas vad som bör inkluderas i en utvärderingsrapport. Mer detaljer kring vad som bör rapporteras från själva provningen anges i SS-EN 12390-3 [22] kapitel 8.

## 4.4 Provning och utvärdering av tryckhållfasthet

Detta avsnitt behandlar provning och utvärdering av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och baseras främst på den vägledning som ges i SS-EN 13791 [37]. I denna standard beskrivs hur tryckhållfastheten i en färdig konstruktion kan bestämmas både utifrån direkta metoder (borrhåll) och indirekta metoder (icke förstörande). Som tillhörande dokument till



EN 13791 [37] har British Standard givit ut standarden BS 6089 [36]. Detta är ingen EN standard men förtydligar och kompletterar vägledningen i EN 13791 [37].

#### 4.4.1 Direkta metoder (borrkärnor)

Enligt SS-EN 13791 [37] skall borrkärnor tas ut och undersökas enligt SS-EN 12504-1 [43] samt testas enligt SS-EN 12390-3 [22].

Enligt SS-EN 13791 [37] skall borrkärnorna lagras i inomhusmiljö minst tre dagar innan provning. Standardprovning av gjutna provkroppar utförs normalt på provkroppar som lagrats i vatten fram till provning. Torrlagrade provkroppar ger generellt högre hållfasthetsvärde än våtlagrade, se t.ex. [41]. Korrektionsfaktorer gällande förhållande mellan hållfasthet för våt- och torrlagrade finns angivna i SS 137207 [44].

Längd/bredd förhållande på provkroppar inverkar på hållfastheten vid provning. Anledningen till detta anses främst bero på att friktionen från tryckpressens ändplattor ger en omslutningseffekt som ökar hållfastheten (se t.ex. [41]). Standardprovkroppen, för vilken hållfastheten anses opåverkad av ändplattorna, utgörs av en cylinder med längden 300 mm och diametern 150 mm ( $l/d = 2.0$ ). Som standard används också kuber med sidlängden 150 mm. För hållfasthetsklasser angivna i europeiska standarder (SS EN 206-1 [19]) ligger förhållande mellan tryckhållfastheten för standardcylindrar ( $f_{c,cyl}$ ) och kuber ( $f_{c,kub}$ ) kring 0.8, d.v.s.  $f_{c,cyl}/f_{c,kub} \sim 0.8$ . Enligt SS-EN 13791 [37] motsvarar tryckhållfastheten för en borrkärna med längd och diameter på 100 mm ( $l/d = 1.0$ ) tryckhållfastheten för en 150 mm kub lagrad under samma förhållande. Vid andra längd/diameter förhållande kan korrektionsfaktorer enligt SS 137207 [44] tillämpas.

Storleken på provkroppen i sig inverkar också på resultatet. Enligt undersökningar beskrivna i [41] ger provtryckning av borrkärnor med diameter 50 mm något lägre medelhållfasthet och större spridning i resultaten än borrkärnor med diameter 100 mm. En anledning till detta skulle vara att det är svårt att borra små kärnor utan att dessa får mindre skador. Dock anses skillnaderna vara försumbara för diametrar mellan 100 och 150 mm. SS-EN 13791 [37] gäller endast för borrkärnor med diameter större än 50 mm. I SS-EN 13791 [37] anges att om borrkärnor mindre än 100 mm används, bör antalet prover ökas. För 50 mm kärnor rekommenderas att antalet prover ökas 3 gånger jämfört med 100 mm kärnor. I amerikanska standarder anges enligt [25] att diametern på en kärna ej bör understiga 3 gånger max stenstorlek för betongen.

Toleranser för provkropparna skall överensstämma med uppgifter i SS-EN 12390-1 [45]. Ojämnheter i ändytorna på provkropparna kan ge spänningskoncentrationer som påverkar provningsresultatet, se t.ex. [25]. Inverkan av tryckpressens utformning och egenskaper diskuteras översiktligt i [25]. Här anges t.ex. att axialstyvheten i maskinen påverkar provningsresultaten, där en vek provningsmaskin ger lägre testresultat än en styvare maskin. Tryckpressens utformning och kalibrering specificeras i SS-EN 12390-4 [46]. Pålastningshastigheten har stor påverkan på provningsresultaten, där en hög pålastningshastighet ger högre provningsresultat än låg pålastningshastighet. Enligt [25] ger en långsammare pålastning större kryptöjningar i provkroppen som medför att brottöjningen i materialet uppnås vid lägre last. Lämpliga pålastningshastigheter specificeras i SS-EN 12390-3 [22].

Utvärdering av den karakteristiska in-situ hållfastheten enligt SS-EN 13791 [37] görs utifrån två olika metoder (A och B) som beskrivs nedan. Val av metod beror på antalet borrkärnor som tagits ut för ett specifikt provningsområde.

##### Metod A (antal kärnor $\geq 15$ )

Bedömd karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta av följande värden,

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - 1,48*s$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4$$

där  $f_{m(n),is}$  är medelvärde för n st in-situ hållfasthetstest,  $f_{is, lowest}$  är det lägsta in-situ hållfasthetsvärdet och s är standardavvikelsen för testresultaten (dock minst 2 MPa).

#### Metod B (3 – 14 kärnor)

Bedömd karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta av följande värden,

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4$$

där k beror av antalet prover enligt nedan

$$n = 10 \text{ till } 14 \quad k = 5$$

$$n = 7 \text{ till } 9 \quad k = 6$$

$$n = 3 \text{ till } 6 \quad k = 7$$

Enligt EKS 9 [47] (avdelning D) anges en komplettering till SS-EN 13791 [37] som innebär att Metod B enligt ovan ej tillämpas. Metod B ersätts enligt EKS 9 [47] av en metod enligt SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4 som här tolkas enligt följande,

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s$$

där  $k_s$  beror av antalet prover. Med motsvarande indelning som ovan ges (från tabell 6 i [48])

$$n = 10 \text{ till } 14 \quad k_s = 1.70$$

$$n = 7 \text{ till } 9 \quad k_s = 1.73$$

$$n = 3 \text{ till } 6 \quad k_s = 1.94$$

Kompletteringen enligt EKS 9 [47] innebär att kravet på kontroll av lägsta värdet tas bort och att reduktionen av medelvärdet blir beroende av den beräknade standardavvikelsen. Vid få antal prover kan låga standardavvikelser erhållas från provning som inte motsvarar den verkliga standardavvikelsen. I denna rapport rekommenderas därför att inte ersätta metod B i SS-EN 13791 [37] med metod enligt SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4 utan att välja den metod som för det specifika fallet ger det lägsta värdet på den karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$ .

Enligt SS-EN 13791 [37] kan den karakteristiska in-situ hållfastheten relateras till tryckhållfasthetsklasser enligt SS-EN 206-1 [19]. I Tabell 4.2 anges värden för respektive hållfasthetsklass där förhållandet mellan karakteristisk in-situ hållfasthet och karakteristisk standardhållfasthet är satt till 0.85 för alla hållfasthetsklasser.

**Tabell 4.2 - Krav på in-situ tryckhållfasthet för ett urval av hållfasthetsklasser. Enligt SS-EN 13791 [37].**

Hållfasthetsklass Enligt SS-EN 206-1	Karakteristisk in-situ hållfasthet (MPa)	
	$f_{ck, is, cvl}$	$f_{ck, is, kub}$
C20/25	17	21
C25/30	21	26
C30/37	26	31
C35/45	30	38
C40/50	34	43
C45/55	38	47
C50/60	43	51
C55/67	47	57
C60/75	51	64
C70/85	60	72
C80/95	68	81
C90/105	77	89
C100/115	85	98

I bilaga 1 ges exempel på utvärdering av tryckhållfasthet utifrån provning av borrkärnor.

#### **4.4.2 In-direkta metoder (oförstörande provning)**

Indirekta metoder ger ett mått på andra egenskaper än hållfasthet som sedan under vissa förhållanden kan relateras till hållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [37] beskrivs metoder för att bedöma tryckhållfastheten utifrån indirekta metoder där kalibrering utförs mot resultat från direkt provning av borrkärnor. Två alternativa metoder beskrivs i SS-EN 13791 [37]:

1. Direkt korrelation med borrkärnor (avsnitt 8.2 i [37]).
2. Kalibrering mot ett begränsat antal borrkärnor utifrån etablerade samband (avsnitt 8.3 i [37]).

##### 1. Direkt korrelation med borrkärnor

Metoden bygger på att ett empiriskt samband mellan in-situ hållfasthet och indirekta testresultat tas fram för betongen i det specifika fallet. Sambandet skall baseras på resultat från omfattande direkt provning (minst 18 borrkärnor) av provningsområdet av intresse. SS-EN 13791 [37] ger en detaljerad beskrivning av metoden som baseras på en regressionsanalys av dataparen från utförd direkt och indirekt provning. Det slutliga sambandet skall baseras på 10 % fraktilen av hållfastheten. Sambandet skall endast användas för bedömning av betonghållfasthet för den typen av betong och omgivningsförhållanden som den skapats för.

##### 2. Kalibrering mot ett begränsat antal borrkärnor utifrån etablerade samband

Denna metod är specificerad för tre olika indirekta testmetoder, studshammartest (rebound hammer test), ultraljudstest och utdragstest. Grundläggande samband för respektive testmetod finns angivna i SS-EN 13791 [37]. De angivna sambanden skall kalibreras mot test på borrkärnor från minst 9 provningsställen inom aktuellt provningsområde. Resultaten från tryckproverna utvärderas och dessa resultat används för att korrigera de grundläggande sambanden i SS-

EN 13791 [37]. I Figur 4.2 visas principen för utvärdering med samband mellan in-situ hållfasthet och resultat från indirekta metoder.

För varje provningsställe beräknas en korrektionsfaktor  $\delta f$  enligt

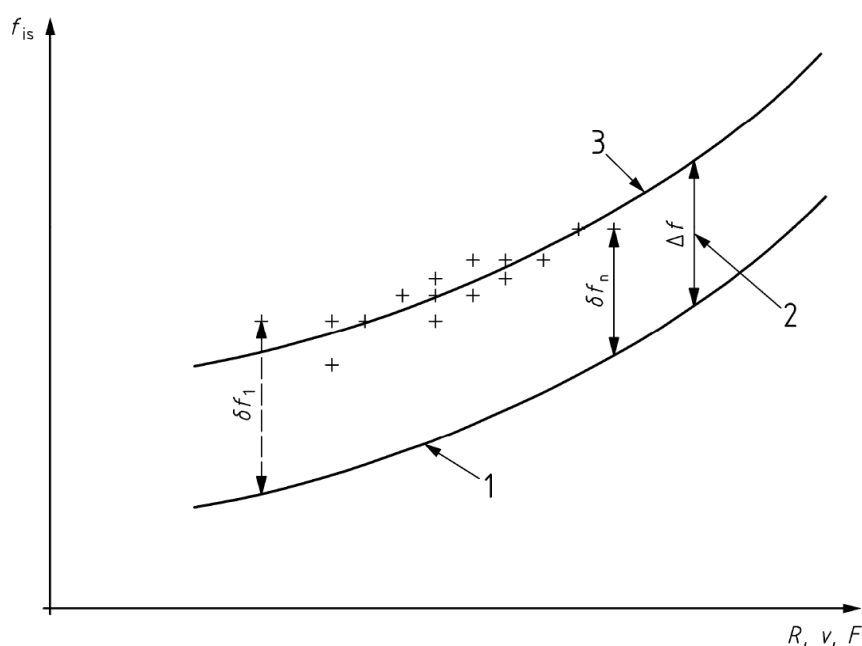
$$\delta f = f_{is} - f_v$$

där  $f_v$  bestäms från den grundläggande kurvan för respektive testmetod baserat på den indirekta mätningen och  $f_{is}$  är in-situ tryckhållfasthetsvärdet för motsvarande provningsställe.

Korrektionsfaktorn  $\Delta f$  för att precisera sambandet mellan resultat från den indirekta metoden och in-situ tryckhållfastheten beräknas enligt,

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k \cdot s$$

där  $\delta f_{m(n)}$  och  $s$  är medelvärdet respektive standardavvikelsen för korrektionsvärdena  $\delta f$  enligt ovan.  $k$  är en konstant som redovisas i tabell 3 i SS-EN 13791 [37].



Förklaringar:

1: Grundläggande samband för aktuell indirekt metod, enligt figur 2 till 4 i SS-EN 13791 [37].

$\delta f_{1..n}$  Skillnad mellan enskilt provningsresultat för borrhärd och hållfasthet enligt grundläggande samband (kurva 1).

$\Delta f$ : Förflyttning av grundläggande kurva.

3: Samband mellan indirekt testresultat och in-situ tryckhållfastheten för den specifika betongen i fråga.

R: Resultat från studshammartest

v: Resultat från ultraljudstest

F: Resultat från utdragstest

**Figur 4.2 - Princip för samband mellan in-situ tryckhållfasthet och indirekta testresultat, [37].**

Metoder nämnda i utvärderingsmetod 2 (SS-EN 13791 [37]) enligt ovan kan anses mest lämpliga för utvärdering av tryckhållfasthet och beskrivs i följande standarder:

- Studshammartest, enligt SS-EN 12504-2 [49]
- Utdragstest, enligt SS-EN 12504-4 [50]
- Ultraljudstest, enligt SS-EN 12504-3 [51]

I BS 6089 [36] behandlas lämpligheten och begränsningar för olika metoder att mäta tryckhållfastheten i betong. Studshammartest och utdragstest anses främst relatera till betongens egenskaper i ytan medan ultraljudstest anses kunna utföras så att även inre delar av betongen beaktas.

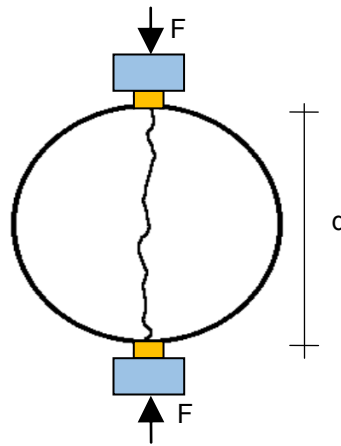
I denna rapport beskrivs ej indirekta provningsmetoder i detalj. Metodbeskrivningar för de tre indirekta metoderna som nämns ovan hittas t.ex. i [42] och [25].

## 4.5 Provning och utvärdering av draghållfasthet

I denna rapport behandlas främst metoder för att bestämma tryckhållfasthet och klassificering av betongen för existerande betongkonstruktioner enligt SS-EN 13791 [37]. Via tryckhållfastheten kan även andra materialparametrar hos betongen, som draghållfasthet, bestämmas genom empiriska samband som beskrivs t.ex. i SS-EN1992-1-1 [8]. För klassificering av hållfasthet för hårdnad betong via provkroppar vid produktion, enligt SS-EN 206-1 [19], ställs krav på provning av draghållfastheten (spräckhållfasthet), då denna behöver specificeras för betongen. Även gällande syftet för denna rapport, att bestämma betonghållfasthet vid verifiering av befintliga infästningar, anses det väsentligt att komplettera provning av tryckhållfasthet med provning av draghållfasthet. Främsta anledningen till detta är att flera viktiga brottmoder för infästningar beror av draghållfastheten hos betongen (se avsnitt 2.2.1) samt att hållfasthetsutveckling över tid kan vara olika beroende på om drag- eller tryckhållfasthet avses (se avsnitt 3.3.1). Man bör påpeka att draghållfastheten i betong är förknippad med större spridning än tryckhållfastheten. Provning av draghållfasthet bör därför ses som ett komplement till draghållfastheten bestämd via provning av tryckhållfasthet.

Det finns flera olika provningsmetoder för att bestämma draghållfasthet. I [25] redovisas tre typer, direkt draghållfasthetstest, böjdraghållfasthetstest och spräckhållfasthetstest. För direkt draghållfasthetstest test mäts draghållfastheten direkt medan för övriga metoder ges ett indirekt mätvärde som måste räknas om till draghållfasthet. Spräckhållfasthetstest kan anses vara den vanligaste metoden främst beroende på att denna metod är enkel samt möjlig att utföra med samma typ av provkroppar (cylindrar och kuber) och provningsutrustning som används för tryckprovning. Metoden för att mäta draghållfastheten direkt (direkt draghållfasthetstest) är svår att genomföra och kräver stor noggrannhet gällande provkroppar och utrustning. Böjdraghållfasthetstest kräver speciell utformning på provkroppar och är därför ofta inte praktiskt användbar för in-situ provning.

I SS-EN 12390-6 [52] beskrivs hur spräckhållfasthet hos provkroppar skall bestämmas. Principen för provning av spräckhållfasthet innebär att ett koncentrerat tryck appliceras i provkroppens över- och underkant vilket medför att provkroppen spräcks vid en viss lastnivå (se Figur 4.3).



**Figur 4.3 - Princip för spräckhållfasthetstest.**

Enligt SS-EN 12390-6 [52] bestäms spräckhållfastheten enligt följande uttryck,

$$f_{ct,sp} = 2 * F / (\pi * l * d)$$

där  $F$  är pålagd kraft,  $l$  är provkroppens längd och  $d$  är provkroppens höjd (diameter).

I SS-EN 1992-1-1 [8] avsnitt 3.1.2 anges ett approximativt förhållande mellan spräckhållfasthet  $f_{ct,sp}$  och draghållfastheten  $f_{ct}$  enligt  $f_{ct} = 0.90 * f_{ct,sp}$

Standard för att utvärdera karakteristisk in-situ draghållfasthet, motsvarande SS-EN 13791 [37] för tryckhållfasthet, finns inte tillgänglig som Europastandard. Gällande standardprovning för gjutna provkroppar anges i SS-EN 206-1 [19] (avsnitt 8.2) metoder för utvärdering av både tryckhållfasthet och spräckhållfasthet. Principerna gällande utvärdering av standard tryckhållfasthet enligt SS-EN 206-1 [19] överensstämmer i många delar med utvärdering av in-situ tryckhållfasthet enligt SS-EN 13791 [37]. Principerna för utvärderingen av in-situ spräckhållfastheten (draghållfasthet) anses därför kunna baseras på EN 206-1 [19].

I bilaga 1 ges exempel på utvärderingsmetodik gällande in-situ draghållfasthet.

## 4.6 Bestämning av dimensionerande materialparametrar

Dimensionerande materialparametrar bestäms enligt SS-EN 1990 [53] avsnitt 6.3.3. I generella termer erhålls dimensionerande materialparameter av uttrycket,

$$X_d = \eta * X_k / \gamma_m = X_k / \gamma_M$$

där  $\eta$  beaktar systematiska skillnader mellan hållfastheten vid test och in-situ hållfastheten i konstruktionen.  $X_k$  är den karakteristiska materialparametern och  $\gamma_m$  är en partialkoefficient som beaktar osäkerheter för materialparametern ifråga.

För betong anges i SS-EN 1992-1-1 [8] avsnitt 3.1.6 att dimensionerande tryckhållfasthet ( $f_{cd}$ ) respektive draghållfasthet ( $f_{ctd}$ ) skall bestämmas enligt följande uttryck,

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk} / \gamma_C$$

,där  $\alpha_{cc}$  och  $\alpha_{ct}$  beaktar långtidseffekter och kan sättas till 1.0 enligt EKS 9 [47].  $f_{ck}$  och  $f_{ctk}$  är karakteristiska hållfasthetsvärden och  $\gamma_C$  är partialkoefficienten för betong enligt Tabell 4.3 nedan.

**Tabell 4.3 - Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1992-1-1 [8] tabell 2.1N.**

Dimensioneringssituationer	$\gamma_C$ for betong
varaktiga & tillfälliga	1.5
exceptionella	1.2

$\gamma_C$  motsvarar  $\eta / \gamma_c$

Skillnaden mellan karakteristisk standardhållfasthet och in-situ hållfastheten beskrivs av faktorn  $\eta$ . Enligt SS-EN 13791 [37] är denna faktor 0.85. Man kan notera att för exceptionella dimensioneringssituationer är  $1 / \gamma_C = 1 / 1.2 = 0.83$ , vilket betyder att faktorn  $\gamma_C$  i princip endast beaktar skillnaden mellan in-situ och standardhållfasthet för exceptionella dimensioneringssituationer.

Då en ny byggnad konstrueras med betong enligt SS-EN 206-1 [19] kan betongens karakteristiska tryck- och draghållfasthet ( $f_{ck}$  och  $f_{ctk}$ ) hämtas ur SS-EN 1992-1-1 [8] Tabell 3.1. För befintliga äldre konstruktioner måste flera aspekter vägas in för att kunna bedöma de karakteristiska hållfastheterna på ett tillförlitligt sätt, vilket behandlas i denna rapport.

I bilaga 1 i denna rapport ges exempel på hur karakteristiska hållfastheter kan bestämmas utifrån provning.





## 5. Slutsatser

Förankring i betongkonstruktioner används i stor omfattning i samtliga svenska kärnkraftanläggningar. Förankringarna utgör ofta stöd för viktiga system och komponenter i anläggningarna som t.ex. rörsystem och lyftanordningar. Det är vanligt att kapaciteten för förankringar i befintliga kärnkraftverk verifieras på nytt, t.ex. då laster eller andra förutsättningar ändras. En viktig del gällande verifiering av en befintlig konstruktion är att bestämma materialegenskaperna på ett korrekt och konsekvent sätt. Syftet med denna rapport är att visa på möjligheter till att utföra en tillförlitlig utvärdering av betongens materialparametrar med fokus på planering, utförande och utvärdering av in-situ provning avseende verifiering av förankringar.

Tryckhållfastheten används generellt för att karakterisera betongens kvalitet. Betongens hållfasthetsklass bestäms av tryckhållfastheten och via hållfasthetsklassen kan sedan andra dimensionerande materialparametrar bestämmas utifrån normer. För befintliga konstruktioner är ursprunglig hållfasthetsklass en möjlig utgångspunkt för verifieringen. Denna ger dock en ganska oprecis bedömning av den faktiska hållfastheten, speciellt för gamla konstruktioner (som de idag mer än 30 år gamla svenska kärnkraftverken). Hållfasthet ökar generellt med tiden p.g.a. fortskridande hydratation och eventuella nedbrytningsmekanismer i betongen kan reducera hållfastheten. I många fall kan provning ge viktig kompletterande information för äldre befintliga betongkonstruktioner.

För att bedöma hur dagens hållfasthetsklasser förhåller sig till de hållfasthetsklasser som gällde då de svenska kärnkraftverken byggdes utförs en litteraturstudie av dåtidens och nu gällande regelverk för provning. Det konstateras att tillverkning av provkroppar och tryckprovning i stora drag överensstämmer mellan regelverken. Det finns dock skillnader i hur provkroppar lagras vilket bör kompenseras för. När det gäller utvärdering och fordrade värden för hållfasthetsklasser är det svårt att jämföra fullt ut, men utvärderingsmetodikerna är likvärdiga. Det bedöms utifrån denna översiktliga studie, att om ett försiktig antagande om ökad hållfasthet med tiden görs borde detta kunna kompensera för de relativt små skillnader i regelverk som föreligger.

Hållfasthetsutveckling i betongen beror på en fortskridande hydratation i betongens cementpasta. En litteraturstudie utförs angående förväntad hållfasthetsutveckling efter betongens standardiserade härdningsperiod. Det konstateras att faktorer som temperatur- och fuktnivå i anslutning till konstruktionen är viktig samt vilken cementtyp som används. Enligt uttryck i Eurokod 2 kan ökning av tryckhållfastheten mellan 20 och 40 % förväntas efter 30 år. Försöksstudier utförda i USA visar på hållfasthetsökningar på mer än 30 % efter 20 år. I exempel från in-situ provningar på svenska inneslutningskonstruktioner, redovisade i denna rapport, visar på ännu högre tillväxt. Hållfasthetsutveckling kan även påverkas av eventuella degraderingsmekanismer. För klimatförhållande som gäller inne i kärnkraftsanläggningar urskiljs fyra faktorer som kan ha negativ inverkan på betongens hållfasthet, förhöjd temperatur, radioaktiv strålning, alkalisilikareaktion samt laster (funktionsbetingad nedbrytning).

Provning av betongkonstruktioner kan utföras med flera olika syften som generellt kan delas in i utvärdering av kravuppfyllnad för betonghållfasthet samt utvärdering av betonghållfasthet för befintliga konstruktioner. I denna rapport redovisas en litteraturstudie kring planering, utförande och utvärdering av in-situ provning för befintliga betongkonstruktioner. Det konstateras att planeringen av provning beror starkt på syftet med undersökningen och för undersökningar av befintliga konstruktioner kan inga precisa riktlinjer gällande planeringen av provning ges. I planeringsskedet av undersökningen bör generellt följande beaktas:

- Syfte med undersökningen (kritiska konstruktionsdelar?)
- Provningsmetoder (tryck/draghållfasthet? komplettering indirekta metoder?)
- Generalisering (var i konstruktionen kan provningsresultaten anses gälla?)
- Möjliga provningsområden (var går att borra? bärförmåga och åtkomlighet)
- Antal prover (tillförlitlighet, kostnader och skador)
- Utvärdering (hur skall provningsresultaten utvärderas?)
- Ansvar (vem ansvarar för provning och utvärdering?)
- Dokumentation (vilka uppgifter skall rapporteras för provning och utvärdering?)

Man kan konstatera att kapaciteten hos betonginfästningar är starkt kopplade till betongens draghållfasthet. In-situ provning av tryckhållfasthet bör därför kompletteras med provning av draghållfasthet (spräckhållfasthet). Det konstateras också att komplettering med indirekta provningsmetoder (oförstörande) kan vara till stor hjälp vid verifiering av förankringar. Förankringar sitter utspridda över stora områden och därför kan indirekt provning bidra till att generalisera direkt in-situ provning på ett tillförlitligt sätt.

Sammanfattningsvis ges i denna rapport en överblick av olika faktorer som är viktiga att beakta vid provning och utvärdering av hållfasthetsparametrar för betong. Utvärdering är komplext och ett stort antal faktorer inverkar. Metoder och planering är starkt kopplade till syfte och konstruktionsutformning i det specifika fallet och måste därför utredas från fall till fall. Man kan konstatera att det är av stor vikt att den ursprungliga dokumentationen samt möjliga förändringsprocesser beaktas vid planering och utvärdering av provning. Standarder för provning och utvärdering gällande in-situ provning av betongkonstruktioner finns tillgängliga och bör beaktas.

## 6. Vidare studier

Huvudsyftet med denna rapport är att beskriva lämpliga angreppssätt gällande fastställande av betonghållfasthet utifrån in-situ provning. Det konstateras dock att ursprunglig uppgift gällande betonghållfasthetsklass på ritning tillsammans med kunskap om förändringsprocesser i betongen ger ett betydelsefullt underlag för bedömning av aktuell betonghållfasthet i befintliga betongkonstruktioner vid kärnkraftverk. För att kunna öka tillförlitlighet i bedömning av betonghållfasthet bedöms behov av vidare forskning inom följande områden:

- Utökad och mer ingående jämförelse av ursprungliga och nuvarande regelverk för bestämning av hållfasthetsklass utifrån standardprovning.
- Utökad studie av fortskridande hydratation hos betongkonstruktioner. Litteraturstudier samt mer detaljerad utvärdering av tillgängliga provningsresultat på kärntekniska anläggningar.
- Studier av degraderingsmekanismer aktuella för svenska kärntekniska anläggningar.

Genom mer ingående forskning inom dessa områden skulle mer tillförlitlig utvärdering av aktuell och framtida betonghållfasthet kunna utföras, speciellt för fall där resultat från in-situ provning ej finns tillgängligt.



## **7. Erkännanden**

Arbetet med denna rapport har finansierats av Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM). Prof. em. Sven Thelanderson vid Lunds Universitet har bidragit med värdefull rådgivning och har också granskat rapporten. Jan Gustavsson vid Ringhals AB har bidragit med viktig information gällande utförd provning vid Ringhals.



## 8. REFERENSER

- [1] Lund University, Division of Structural Engineering, S. Thelandersson, Assessment of material property data for structural analysis of nuclear containments, Report TVBK-3051, 2004.
- [2] Lund University, Division of Structural Engineering, P. Anderson, Structural Integrity of Prestressed Nuclear Reactor Containments, Report TVBK-1035, 2007.
- [3] Statens kärnkraftinspektion. T. Roth, J. Silfwerbrand and H. Sundquist, Utredning kring reaktorinneslutningar- Konstruktion, degraderingar och skador samt kontroller och provningar. SKI Rapport 02:59, 2002.
- [4] Strålsäkerhetsmyndigheten, Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB), SSM 2014:06, 2014.
- [5] OKG Aktiebolag: Structural design or structural verification of anchoring to concrete at nuclear facilities, Methodology Report. Doc id 09112/R-01, 2012-04-05, Rev. 3.
- [6] European Committee for Standardization, Technical Specification CEN/TS 1992-4-1 Design of fastenings for use in concrete - Part 4-1: General, 2009
- [7] American Concrete Institute, Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI-349) and Commentary.
- [8] SS-EN 1992-1-1:2005; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.
- [9] Statens kärnkraftinspektion. G. Barslivo, E. Österberg och B. Aghili, Utredning kring reaktorinneslutningar -konstruktion, skador samt kontroller och provningar. SKI Rapport 02:58, 2003.
- [10] Statens Planverk, Svensk byggnorm 67, 1967.
- [11] Statens betong kommitté, B5, Bestämmelser för betongkonstruktioner, material och utförande, Betong, 1968.
- [12] Statens betong kommitté, B6, Bestämmelser för betongkonstruktioner, material och utförande, Armering, 1968.
- [13] Statens betong kommitté, B7, Bestämmelser för betongkonstruktioner, Allmänna konstruktionsbestämmelser, 1968.
- [14] Statens betong kommitté, BBK 79, Bestämmelser för betongkonstruktioner, band 1 & 2.
- [15] Strålsäkerhetsmyndigheten, Utredning av regler om inneslutningar och andra byggnadskonstruktioner i kärntekniska anläggningar, SSM2013-2289-10, 2014.
- [16] SS 131111, Swedish Standard Institute, Betongprovning - Provkroppar - Form, mått och toleranser.
- [17] SS 137209, Swedish Standard Institute, Betongprovning - Hårdnad betong – Provningsålder.
- [18] SS 137210, Swedish Standard Institute, Betongprovning - Hårdnad betong – Kubhållfasthet.
- [19] SS-EN 206-1, Swedish Standard Institute, Betong - Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse

- [20] SS 137003, Swedish Standard Institute, Betong - Användning av EN 206-1 i Sverige.
- [21] SS-EN 12390-2, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 2: Tillverkning och härdning av provkroppar för hållfasthetsbestämning.
- [22] SS-EN 12390-3, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 3: Tryckhållfasthet hos provkroppar.
- [23] Elforsk, L.O. Nilsson, P. Johansson, Förändringsprocesser i reaktorinneslutningar. Klimatförhållanden och uttorkning, Elforsk 09:100, 2009.
- [24] Force, Oskar Klinghoffer, Barsebäck NPP - Material testing projekt, 2005
- [25] Pearson Education, A.M. Neville, Properties of concrete, fourth edition, 2003.
- [26] ACI Materials Journal, S. Wood, Evaluation of the Long-Term Properties of Concrete, Title no. 88-M65, 1991.
- [27] Svensk byggtjänst, Betonghanboken\_Material, utgåva 2, 1994.
- [28] Elforsk, B. Sederholm, M. Kalinowski, K Eistrat, Studie av vattenlinjekorrosion på tätplåt ingjuten i betong vid kondensationsbassäng, Elforsk rapport 09:20, 2008.
- [29] IAEA, Assessment and management of ageing of major nuclear power plant components important to safety: Concrete containment buildings, TECDOC-1025, 1998.
- [30] US.NRC, D. J. Naus, C. B. Oland, B. R. Ellingwood, Report on Aging of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures, NUREG/CR-6424, 1996.
- [31] Scanscot Technology AB, CONSAFESYS, D. J. Naus, U.S. Nuclear Power Plant Concrete Containments: Description, Testing and Inspection, Operating Experience, and License Renewal Considerations, no: SCTE/09416/DJN-14-01, 2014, (Draft).
- [32] ACI, H.K. Hilsdorf, J. Kropp, H.J. Koch, The Effects of Nuclear Radiation on the Mechanical Properties of Concrete, SP 55-10, 1978.
- [33] Strålsäkerhetsmyndigheten, Degradering i betong och armering med avseende på bestrålning och korrosion, SSM 2014:31, 2014.
- [34] Elforsk, M. Kalinowski, I. Fossenstrand, J. Trägårdh, Risker för alkalisilikareaktion i dammar av betong med lågalkaliska cement och ballast från fjällbergarter, Elforsk rapport 13:55, 2013.
- [35] CBI, B. Lagerblad, J. Trägårdh, Alkaliska reaktioner I svensk betong, CBI rapport 4:92, 1992.
- [36] BS 6089:2010, British Standards Institution, Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. Complementary guidance to that given in BS EN 13791, 2010.
- [37] SS-EN 13791, Swedish Standard Institute, Bedömning av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och förtillverkade betongelement.
- [38] JCSS, Probabilistic model code, 2001, Printed from [www.jcss.ethz.ch](http://www.jcss.ethz.ch).
- [39] Concrete International, M. Bartlett, J G Macgregor, Equivalent specified concrete strength from core test data, vol 17, nr 3, 1995.
- [40] Lund University, T. Degerman, Dimensionering av betongkonstruktioner enligt sannolikhetsteoretiska metoder, TVBK-1003, 1981.
- [41] ACI, Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results, ACI 214.4R-10, 2003.



- [42] Taylor and Francis, J.Bungey, S. Millard, M. Grantham, Testing of Concrete in Structures: Fourth Edition, 2006.
- [43] SS-EN 12504-1, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdiga konstruktioner - Del 1: Borrkärnor - Uttag, undersökning och tryckprovning.
- [44] SS 137207, Swedish Standard Institute, Betongprovning - Hårdnad betong - Tryckhållfasthet – Omräkningsfaktorer.
- [45] SS-EN 12390-1, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 1: Form, dimensioner och övriga krav på provkroppar och formar.
- [46] SS-EN 12390-4, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 4: Tryckhållfasthet - Fordringar på tryckpressar.
- [47] Boverket BFS 2011:10-EKS 8 Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder).
- [48] SS-ISO 12491, Swedish Standard Institute, Statistiska metoder för kvalitetsstyrning av byggmaterial och byggprodukter.
- [49] SS-EN 12504-2, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 2: Icke förstörande provning - Bestämning av studsvärden.
- [50] SS-EN 12504-3, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 3: Bestämning av utdragskraft.
- [51] SS-EN 12504-4, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 4: Bestämning av ultraljudshastighet.
- [52] SS-EN 12390-6, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 6: Spräckhållfasthet hos provkroppar.
- [53] SS-EN 1990, Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.





## Bilaga 1: Exempel, utvärdering av in-situ provning

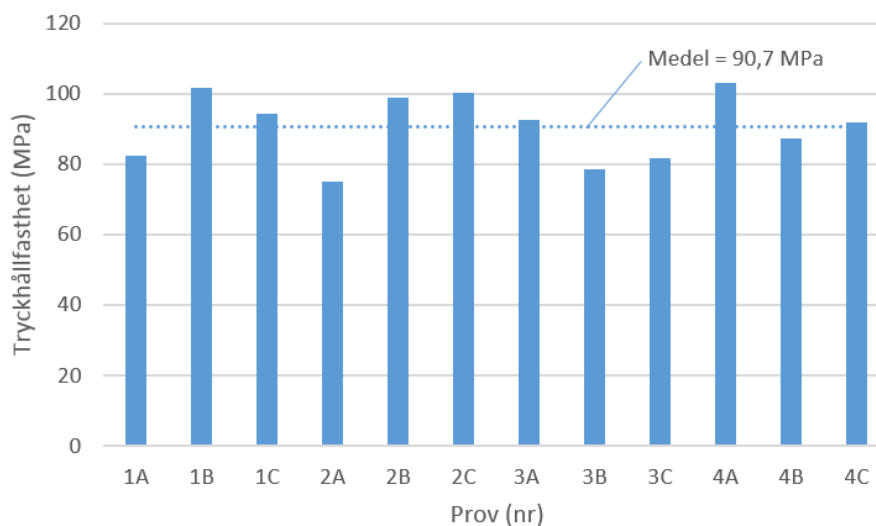
I denna bilaga visas exempel på utvärdering av in-situ provning där provningsvärdena hämtas från litteratur som beskriver utförd provning vid svenska reaktorinneslutningar. Fyra olika provningar redovisas.

- Inneslutningsväggen Ringhals 3 (1995), se [3].
- Inneslutningsväggen Ringhals 4 (2012).
- Yttre inneslutningsväggen vid Barsebäck 2 (2004), se [24].
- Inre inneslutningsväggen vid Barsebäck 2 (2008), se [28].

Referenslitteraturen inkluderar inte all nödvändig indata från provningstillfällena för att genomföra fullständiga utvärderingar. Resultaten skall tolkas därefter. Gällande utvärdering av resultaten från Ringhals 3 och 4 har provningsprotokoll funnits tillgängliga.

### Ringhals 3

I [3] finns mätresultat dokumenterade gällande provning på utborrade cylindrar från inneslutningskärlet vid Ringhals 3. Provnings utfördes då en öppning togs upp i inneslutningskärlet vid ånggeneratorbytet 1995. Betongens ålder vid provningstillfället var ca 20 år. I Figur A1.1 och Tabell A1.1 visas tryckprovningens resultat och i Tabell A1.2 visas spräckprovningens resultat. Totalt 4 borrkärnor har tagits ut (kärna 1 till 4), där 3 provkroppar (prov A till C) trycktestades för respektive kärna. För kärna 1, 3 och 4 har spräckprovning utförts.



**Figur A1.1 – Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbyte 1995. Från [3].**

**Tabell A1.1 – Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbytte 1995.**

Provning (nr)	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C	4A	4B	4C
Djup från utsida (mm)	35-130	200-300	300-410	30-140	200-310	310-420	30-130	130-240	240-350	50-160	160-270	270-380
Tryckhållfasthet (MPa)	82.6	102	94.3	75.2	98.8	101	92.7	78.5	81.8	103	87.4	92.1
Tryckhållfasthet <sup>1)</sup> (MPa)	-	-	92.9	-	-	91.5	-	-	84.3	-	-	94.2

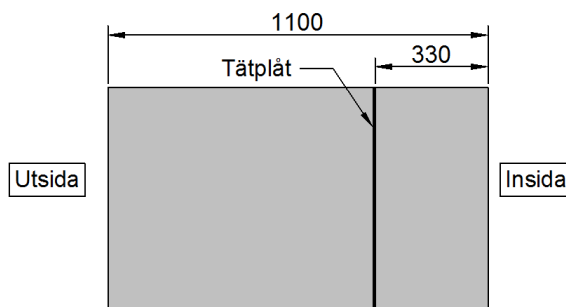
1) Medelhållfasthet för respektive kärna.

**Tabell A1.2 – Resultat från spräckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbytte 1995.**

Provning (nr)	1	3	4
Spräckhållfasthet (MPa)	6	6.6	4.8

Enligt [3] är betongen av urprunglig kvalitet K50 (cement LH Limhamn, max stenstorlek 32 mm).

Provningen är utförd i ett begränsat område i inneslutningsväggen (ca 8x7 m) kring nivå +115. Väggen är totalt 1100 mm tjock avdelad med en tätplåt ca 330 mm från insidan (Se Figur A1.2). Den inre delen av väggen exponeras för inomhusklimat medan den yttre delen exponeras för utomhusklimat.



**Figur A1.2 – Principiell vertikalsektion genom Ringhals 3 inneslutningsvägg.**

Fyra borrkärnor med total längd på 400 mm har tagits ut från utsidan. Från varje borrkärna sågas tre provkroppar för tryckprovning och en för spräckprovning. I [36] anges att de yttersta 50 mm från ytan av borrkärnorna bör exkluderas vid provning. De yttersta provkropparna har tagits 30 mm från ytan men inkluderas i utvärderingen. Diametern på provkropparna är ca 94 mm och längden ca 100 mm.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover. Om flera provningsresultat kommer från samma kärna skall medelvärdet från dessa betraktas som ett prov enligt vägledning i BS 6089 [36] (se avsnitt 4.3 i denna rapport). I detta exempel utförs två alternativa

utvärderingar av resultat: 1) utvärdering utifrån enskilda prover och 2) utvärdering utifrån medelvärde för respektive borrhärna.

### Utvärdering av tryckprover

Utvärderingen utförs enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 [47] (se avsnitt 4.4.1).

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

#### Medelvärde

$$1) f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 1089 / 12 = 90.7 \text{ MPa} \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 363 / 4 = 90.7 \text{ MPa} \quad (\text{kärnor})$$

#### Standardavvikelse

$$1) s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [1000 / 11]^{0.5} = 9.5 \text{ MPa} \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [58.0 / 3]^{0.5} = 4.4 \text{ MPa} \quad (\text{kärnor})$$

#### Variationskoefficient

$$1) V = s / f_{m(n),is} = 9.5 / 90.7 = 0.10 \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) V = s / f_{m(n),is} = 4.4 / 90.7 = 0.049 \quad (\text{kärnor})$$

#### Lägsta värdet

$$1) f_{is, \text{lowest}} = 75.2 \text{ MPa} \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) f_{is, \text{lowest}} = 84.4 \text{ MPa} \quad (\text{kärnor})$$

Den beräknade variationskoefficienten är 10 % för enskilda prover och 4.4 % för borrhärnor. Variationskoefficienten som gäller för enskilda prover motsvarar ungefär vad som kan förväntas om provkropparna kommer från olika gjutleveranser enligt värden angivna i [41] (se Tabell 4.1 i denna rapport). I utvärderingen av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet nedan görs utifrån enskilda prover, d.v.s. alternativ 1) enligt ovan.

#### Beräkning av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet ( $f_{ck,is}$ )

Då antalet prover understiger 15 gäller metod B enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 (hänvisning till SS-ISO 12491 [48]). Enligt resonemang i avsnitt 4.4.1 görs utvärdering enligt både SS-EN 13971 [37] och SS-ISO 12491 [48] där lägsta karakteristisk in-situ tryckhållfasthet väljs.

#### *SS-EN 13971 [37], metod B*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta värdet av följande ( $k = 5$  för 12 prover),

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 90.7 - 5 = 85.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,is} = f_{is, \text{lowest}} + 4 = 75.2 + 4 = 79.2 \text{ MPa}$$

#### *SS-ISO 12491 [37], avsnitt 7.4*

Enligt EKS 9 [47] (avdelning D) anges en kompletterande metod till SS-EN 13971 [37] metod B. Metod beskrivs i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4 och tolkas här enligt följande ( $k_s = 1.69$  för 12 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS [47]),

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 90.7 - 1.69 * 9.5 = 74.6 \text{ MPa}$$

Det lägsta karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is} = 74.6 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Borrkärnornas längd motsvarar ungefär diametern ( $d=1$ ) vilket medför att beräknad karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck, is}$  motsvarar kubhållfastheten d.v.s.  $f_{ck, is, kube}$ .

Utifrån provningsresultaten för tryckhållfasthets bedöms betongen minst motsvara hållfasthetsklass C70/85 (se Tabell 4.2).

Enligt provningsresultaten är kubhållfasthetsklassen minst K85 medan ursprunglig hållfasthetsklass enligt ritning är K50. Enligt SS-EN 1992-1-1 [8] motsvarar detta en ökning av den karakteristiska tryckhållfastheten  $f_{ck}$  på ca 75% (70/40).

### Utvärdering av spräckprover

Motsvarande standard som finns för tryckprovning (SS-EN 13971 [37]) finns ej tillgänglig gällande utvärdering av spräckprover (se avsnitt 4.5). Utvärdering av spräckhållfastheten utförs här enligt SS-EN 206-1 [19] avsnitt 8.2.2 som gäller standardprovning för gjutna provkroppar med kompletteringar enligt metod i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

*Medelvärde,*

$$f_{m(n), is} = \sum f_{is} / n = 17.4 / 3 = 5.8 \text{ MPa}$$

*Standardavvikelse,*

$$s = [(f_{is} - f_{m(n), is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [1.68 / 2]^{0.5} = 0.92 \text{ MPa}$$

*Variationskoefficient,*

$$V = s / f_{m(n), is} = 0.92 / 5.8 = 0.16$$

*Lägsta värdet,*

$$f_{is, lowest} = 4.8 \text{ MPa}$$

Ett begränsat antal prover medför stor osäkerhet i beräknad variationskoefficient. Variationskoefficienten är normalt högre för draghållfasthet, vilket överensstämmer med beräknad variationskoefficient ovan (16 %).

#### Beräkning av karakteristisk in-situ draghållfasthet ( $f_{ctk, is}$ )

Två alternativa metoder används vid utvärdering av spräckhållfasthet där det lägre värdet väljs.

*Enligt SS-EN 206-1 [19], avsnitt 8.2.2*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{tk, is}$  tas som det lägsta värdet av följande,

$$f_{ctk, sp, is} = f_{m(n), is} - 0.5 = 5.8 - 0.5 = 5.3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk, sp, is} = f_{is, lowest} + 0.5 = 4.8 + 0.5 = 5.3 \text{ MPa}$$

*SS-ISO 12491 [48], avsnitt 7.4*

$k_s = 1.94$  för 3 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS 9 [47].

$$f_{ctk, sp, is} \geq f_{m(n), is} - k_s * s = 5.8 - 1.93 * 0.92 = 4.0 \text{ MPa}$$

Det lägsta karakteristisk in-situ spräckhållfasthet  $f_{ct, sp, is} = 4.0 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Enligt SS-EN 1992-1-1 [8] avsnitt 3.1.2 motsvarar draghållfastheten ca 90 % av spräckhållfastheten, d.v.s.  $f_{ctk, is} = 0.9 * f_{ct, sp, is} = 0.9 * 4.0 = 3.6 \text{ MPa}$ .

För att relatera in-situ draghållfastheten till standarddraghållfastheten antas samma relation gälla som för tryck, d.v.s.  $f_{ck, is} / f_{ck} = 0.85$ . Därmed skulle beräknad in-situ draghållfasthet motsvara en karakteristisk standarddraghållfasthet på  $f_{ctk} = f_{ctk, is} / 0.85 = 3.6 / 0.85 = 4.2$  MPa.

Den utvärderade karakteristiska draghållfastheten ( $f_{ctk}$ ) enligt ovan är högre än den karakteristiska draghållfastheten som ges av hållfasthetsklassen C70/85, som bedömts utifrån tryckprovningen ( $f_{ctk} = 3.2$  MPa för C70/85 enligt SS-EN 1992-1-1 [8]).

Enligt resonemang i avsnitt 4.5 i denna rapport ses utvärdering av draghållfasthet som komplement till utvärdering av tryckhållfasthet. Då utvärderad draghållfasthet överstiger den som ges av utvärderad hållfasthetsklass från tryckprovning anses betongen i området minst motsvara C70/85.



## Ringhals 4

Dokumenterade mätresultat gällande provning på utborrade cylindrar från inneslutningskärlet vid Ringhals 4 finns tillgängliga. Provningsen utfördes då en öppning togs upp i inneslutningskärlet vid ånggeneratorbytet 2012. Betongens ålder vid provningstillfället var ca 35 år. Tabell A1.3 visas tryckprovningens resultat och i Tabell A1.4 visas spräckprovningens resultat.

**Tabell A1.3 – Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 4 ånggeneratorbyte 2012.**

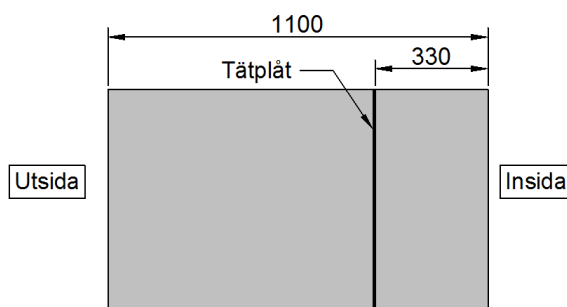
Provning (nr)	1	2	3	4	5
Djup från utsida (mm)	530	50	400	650	200
Tryckhållfasthet (MPa)	95.9	84.7	97.4	95.1	104.8

**Tabell A1.4 – Resultat från spräckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 4 ånggeneratorbyte 2012.**

Provning (nr)	1	2	3	4	5
Spräckhållfasthet (MPa)	4.85	5.50	4.65	4.95	4.40

Enligt [3] är betongen av urprunglig kvalitet K50 (cement LH Limhamn, max stenstorlek 32 mm).

Provningsen är utförd i ett begränsat område i inneslutningsväggen (ca 8x7 m) kring nivå +115. Väggen är totalt 1100 mm tjock avdelad med en tätplåt ca 330 mm från insidan (se Figur A1.3). Den inre delen av väggen exponeras för inomhusklimat medan den yttre delen exponeras för utomhusklimat.



**Figur A1.3 – Principiell vertikalsektion genom Ringhals 3 inneslutningsvägg.**

Fem borrhärnor har tagits ut från utsidan. Från varje borrhärna sågades två provkroppar en för tryckprovning och en för spräckprovning.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover. Provningsresultat kommer från olika kärnor.

## Utvärdering av tryckprover

Utvärderingen utförs enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 [47] (se avsnitt 4.4.1).

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

### Medelvärde

$$f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 478 / 5 = 95.6 \text{ MPa}$$

### Standardavvikelse

$$s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [207 / 4]^{0.5} = 7.2 \text{ MPa}$$

### Variationskoefficient

$$V = s / f_{m(n),is} = 7.2 / 95.6 = 0.075$$

### Lägsta värdet

$$f_{is, lowest} = 84.7 \text{ MPa}$$

Den beräknade variationskoefficienten är 7.5 %. Ett begränsat antal prover medför stor osäkerhet i beräknad variationskoefficient. Variationskoefficienten för enskilda prover motsvarar ungefär vad som anges för provning i produktion för tiden då inneslutningen gjöts, se [40].

### Beräkning av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet ( $f_{ck,is}$ )

Då antalet prover understiger 15 gäller metod B enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 (hänvisning till SS-ISO 12491 [48]). Enligt resonemang i avsnitt 4.4.1 görs utvärdering enligt både SS-EN 13971 [37] och SS-ISO 12491 [48] där lägsta karakteristisk in-situ tryckhållfasthet väljs.

#### *SS-EN 13971 [37], metod B*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta värdet av följande ( $k = 7$  för 5 prover),

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 95.6 - 7 = 88.6 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 = 84.7 + 4 = 88.7 \text{ MPa}$$

#### *SS-ISO 12491 [37], avsnitt 7.4*

Enligt EKS 9 [47] (avdelning D) anges en kompletterande metod till SS-EN 13971 [37] metod B. Metod beskrivs i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4 och tolkas här enligt följande ( $k_s = 1.78$  för 5 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS 9 [47]):

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 95.6 - 1.78 * 7.2 = 82.8 \text{ MPa}$$

Det lägsta värdet väljs som karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is} = 82.8 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Borrkärnornas längd motsvarar ungefär diametern ( $d=l$ ) vilket medför att beräknad karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  motsvarar kubhållfastheten d.v.s.  $f_{ck,is, cube}$ .

Utifrån provningsresultaten för tryckhållfasthets bedöms betongen minst motsvara hållfasthetsklass C80/95 (se Tabell 4.2).

Enligt provningsresultaten är kubhållfasthetsklassen minst K95 medan ursprunglig hållfasthetsklass enligt ritning är K50. Enligt SS-EN 1992-1-1 [8] motsvarar detta en ökning av den karakteristiska tryckhållfastheten  $f_{ck}$  på 100 % (80/40).

## Utvärdering av spräckprover

Motsvarande standard som finns för tryckprovning (SS-EN 13971 [37]) finns ej tillgänglig gällande utvärdering av spräckprover (se avsnitt 4.5). Utvärdering av spräckhållfatheten utförs här enligt SS-EN 206-1 [19] avsnitt 8.2.2 som gäller standardprovning för gjutna provkroppar med kompletteringar enligt metod i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

*Medelvärde,*

$$f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 24.4 / 5 = 4.9 \text{ MPa}$$

*Standardavvikelse,*

$$s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2] / (n-1)]^{0.5} = [0.67 / 4]^{0.5} = 0.41 \text{ MPa}$$

*Variationskoefficient,*

$$V = s / f_{m(n),is} = 0.40 / 4.9 = 0.084$$

*Lägsta värdet,*

$$f_{is, \text{lowest}} = 4.4 \text{ MPa}$$

Ett begränsat antal prover medför stor osäkerhet i beräknad variationskoefficient. Beräknad variationskoefficienten överensstämmer i detta fall ungefär med den som beräknas utifrån tryckprover (8 %).

### Beräkning av karakteristisk in-situ draghållfasthet ( $f_{ctk,is}$ )

Två alternativa metoder används vid utvärdering av spräckhållfasthet där det lägre värdet väljs.

*Enligt SS-EN 206-1 [19], avsnitt 8.22*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{tk,is}$  tas som det lägsta värdet av följande,

$$f_{ctk,sp,is} = f_{m(n),is} - 0.5 = 4.9 - 0.5 = 4.4 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,sp,is} = f_{is, \text{lowest}} + 0.5 = 4.4 + 0.5 = 4.9 \text{ MPa}$$

*SS-ISO 12491 [48], avsnitt 7.4*

$k_s = 1.78$  för 5 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS 9 [47].

$$f_{ctk,sp,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 4.9 - 1.78 * 0.41 = 4.2 \text{ MPa}$$

Det lägsta värdet väljs som karakteristisk in-situ spräckhållfasthet  $f_{ct,sp,is} = 4.2 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Enligt SS-EN 1992-1-1 [8] avsnitt 3.1.2 motsvarar draghållfastheten ca 90 % av spräckhållfastheten, d.v.s.  $f_{ctk, is} = 0.9 * f_{ctk,sp,is} = 0.9 * 4.2 = 3.8 \text{ MPa}$ .

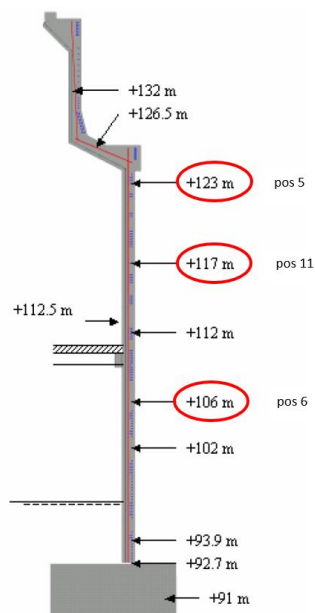
För att relatera in-situ draghållfastheten till standard draghållfastheten antas samma relation gälla som för tryck, d.v.s.  $f_{ck, is} / f_{ck} = 0.85$ . Därmed skulle beräknad in-situdraghållfasthet motsvara en karakteristisk standard draghållfasthet på  $f_{ctk} = f_{ctk, is} / 0.85 = 3.8 / 0.85 = 4.5 \text{ MPa}$ .

Den utvärderade karakteristiska draghållfastheten ( $f_{ctk}$ ) enligt ovan är högre än den karakteristiska draghållfasthet som ges av hållfasthetsklassen C80/95 som bedömts utifrån tryckprovningen ( $f_{ctk} = 3.4 \text{ MPa}$  för C80/95 enligt SS-EN 1992-1-1 [8]).

Enligt resonemang i avsnitt 4.5 i denna rapport ses utvärdering av draghållfasthet som komplement till utvärdering av tryckhållfasthet. Då utvärderad draghållfasthet överstiger den som ges av utvärderad hållfasthetsklass från tryckprovning anses betongen i området minst motsvara C80/95.

## **Barsebäck 2, yttre cylindervägg**

I [24] finns mätresultat dokumenterade gällande provning på utborrade cylindrar från inneslutningskärlet vid Barsebäck 2. Provningsen utfördes 2004 efter att driften avslutats. Betongens ålder vid provningstillfället var ca 30 år. I Tabell A1.5 nedan visas provningsresultaten gällande tryckprovning och i Tabell A1.6 gällande spräckprovning<sup>1</sup>. Provningsresultat redovisas för tre positioner (pos 5, pos 11 och pos 6) tagna från utsida av inneslutningens cylindervägg, se Figur A1.4.



**Figur A1.4 – Vertikalsektion av inneslutningskärlet vid Barsebäck 2. Från [24].**

**Tabell A1.5 – Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade 2004 från inneslutningskärlet vid Barsebäck 2 (värden från [24]).**

Provning	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Utförare <sup>3)</sup>	Force	Force	Force	Force	Force	LTH	LTH	LTH	LTH	LTH
Position (nr)	6	6	6	11	11	6	6	6	5	5
Kärna (nr)	3	3	3	1	1	6C5	6C5	6C5	5C4	5C4
Djup från utsida (mm)	297-401	513-617	127-297	127-297	407-557	210-310	360-460	540-640	285-385	160-260
Tryckhållfasthet <sup>1)</sup> (MPa)	82.4	94.3	73.1	72	81.5	91.9	89.6	89.4	87.2	72.8
Tryckhållfasthet <sup>2)</sup> (MPa)	-	-	83.3	-	76.8	-	-	90.3	-	80.0

1) Hållfasthetsvärde för respektive provning.

2) Medelhållfasthet för respektive kärna.

3) Provning utförd av, Force: Force Technology, LTH: Lunds Tekniska Högskola.

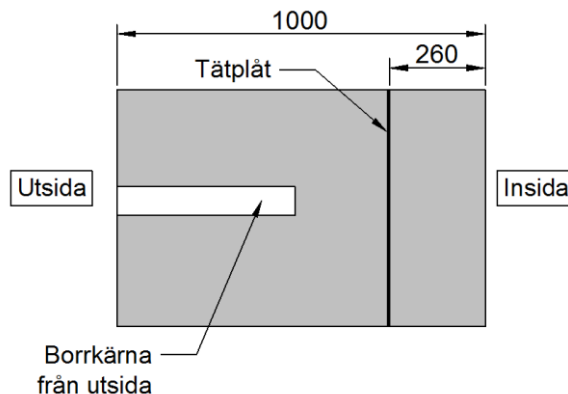
<sup>1</sup> Borrprover som inkluderar de yttersta 50 mm av betongväggen exkluderas enligt rekommendationer i [36]).

**Tabell A1.6 – Resultat från spräckprovning på cylindrar utborrade 2004 från inneslutningskärlet vid Barsebäck 2 (värden från [24]).**

Provning	1	2	3	4
Utförare	force	force	force	force
Position (nr)	6	6	6	11
Kärna (nr)	3	2	2	1
Djup (mm)	401-513	297-407	517-627	297-407
Tryckhållfasthet <sup>1)</sup> (MPa)	6.73	5.91	7.44	5.12

Enligt [3] är betongen av urprunglig kvalitet K40 (cement LH Limhamn).

Provningen är utförd i tre områden i inneslutningsväggen kring nivå +106, +117 och +123. Väggen är totalt 1000 mm tjock avdelad med en tätplåt ca 340 mm från insidan (Se Figur A1.5). Prover tas från utsidan av väggen som exponeras för inomhusklimat.



**Figur A1.5 – Principiell vertikalsektion genom inneslutningsvägg vid Barsebäck 2.**

### Utvärdering av tryckprover

Utvärderingen utförs enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 [47] (se avsnitt 4.4.1).

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover. Om flera provningsresultat kommer från samma kärna skall medelvärdet från dessa betraktas som ett prov enligt vägledning i [36] (se avsnitt 4.3 i denna rapport). I detta exempel utförs två alternativa utvärderingar av resultat: 1) utvärdering utifrån enskilda prover och 2) utvärdering utifrån medelvärde för respektive borrkärna.

*Medelvärde,*

$$1) f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 834 / 10 = 83.4 \text{ MPa}$$

$$2) f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 330 / 4 = 82.6 \text{ MPa}$$

*Standardavvikelse,*

$$1) s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [633 / 9]^{0.5} = 8.4 \text{ MPa}$$

$$2) s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [101 / 3]^{0.5} = 5.8 \text{ MPa}$$

Variationskoefficient,

$$1) V = s / f_{m(n),is} = 8.4 / 83.4 = 0.10$$

$$2) V = s / f_{m(n),is} = 5.8 / 82.6 = 0.07$$

Lägsta värdet,

$$1) f_{is, lowest} = 72.0 \text{ MPa}$$

$$2) f_{is, lowest} = 76.8 \text{ MPa}$$

Den beräknade variationskoefficienten är 10 % för enskilda prover och 7 % för borrkärnor. Hållfastheten tenderar att öka med djupet enligt provningsresultatet, vilket medför att spridningen blir större för enskilda prover än för borrkärnor. En trolig förklaring till att hållfastheten tenderar att öka med djupet kan vara snabbare uttorkning i de yttre delarna av väggen, men också den sprickbildning som påvisats uppkomma i de yttre delarna vid glidformsgjutning. Variationskoefficienten som gäller för enskilda prover motsvarar ungefär vad som kan förväntas om provkropparna kommer från olika gjutleveranser enligt värden angivna i [41] (se Tabell 4.1 i denna rapport). Utvärderingen av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet nedan görs utifrån enskilda prover, d.v.s. alternativ 1) enligt ovan.

#### Beräkning av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet ( $f_{ck,is}$ )

Då antalet prover understiger 15 gäller metod B enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 (hänvisning till SS-ISO 12491 [48]). Enligt resonemang i avsnitt 4.4.1 görs utvärdering enligt både SS-EN 13971 [37] och SS-ISO 12491 [48] där lägsta karakteristiska in-situ tryckhållfasthet väljs.

*SS-EN 13971 [37], metod B*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta värdet av följande ( $k = 5$  för 10 prover),

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 83.4 - 5 = 78.4 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 = 72.0 + 4 = 76 \text{ MPa}$$

*SS-ISO 12491 [48], avsnitt 7.4*

Enligt EKS 9 [47] (avdelning D) anges en kompletterande metod till SS-EN 13791 [37] metod B. Metod beskrivs i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4 och här tolkas enligt följande ( $k_s = 1.70$  för 10 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS 9 [46]):

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 83.4 - 1.70 * 8.4 = 69.1 \text{ MPa}$$

Det lägsta värdet väljs som karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is} = 69.1 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Borrkärnornas längd motsvarar ungefär diametern ( $d=1=100 \text{ mm}$ ), vilket medför att beräknad karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  motsvarar kubhållfastheten d.v.s.  $f_{ck,is, cube}$ .

Utifrån provningsresultaten för tryckhållfasthets bedöms betongen minst motsvara hållfasthets klass C60/75 (se Tabell 4.2).

Enligt provningsresultaten är kubhållfasthetsklassen minst K75 medan ursprunglig hållfasthetsklass enligt ritning är K40. Enligt SS-EN 1992-1-1 [8] motsvarar detta en ökning av den karakteristiska tryckhållfastheten  $f_{ck}$  på 100 % (60/32).

## Utvärdering av spräckprover

Motsvarande standard som finns för tryckprovning (SS-EN 13971 [37]) finns ej tillgänglig gällande utvärdering av spräckprover (se avsnitt 4.5). Utvärdering av spräckhållfastheten utförs här enligt SS-EN 206-1 [19] avsnitt 8.2.2 som gäller standardprovning för gjutna provkroppar med kompletteringar enligt metod i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

*Medelvärde,*

$$f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 25.2 / 4 = 6.3 \text{ MPa}$$

*Standardavvikelse,*

$$s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0.5} = [3.0 / 3]^{0.5} = 1.0 \text{ MPa}$$

*Variationskoefficient,*

$$V = s / f_{m(n),is} = 1 / 6.3 = 0.16$$

*Lägst värde,*

$$f_{is, \text{lowest}} = 5.1 \text{ MPa}$$

Ett begränsat antal prover medför stor osäkerhet i beräknad variationskoefficient. Variationskoefficienten är normal högre för draghållfasthet, vilket överensstämmer med beräknad variationskoefficient ovan (16 %).

### Beräkning av karakteristisk in-situ draghållfasthet ( $f_{ctk,is}$ )

Två alternativa metoder används vid utvärdering av spräckhållfasthet där det lägre värdet väljs.

*Enligt SS-EN 206-1 [19], avsnitt 8.22*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{tk,is}$  tas som det lägsta värdet av följande,

$$f_{ctk,sp,is} = f_{m(n),is} - 0.5 = 6.3 - 0.5 = 5.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,sp,is} = f_{is, \text{lowest}} + 0.5 = 5.1 + 0.5 = 5.6 \text{ MPa}$$

*SS-ISO 12491 [48], avsnitt 7.4*

$k_s = 1.83$  för 4 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS 9 [46].

$$f_{ctk,sp,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 6.3 - 1.83 * 1.0 = 4.5 \text{ MPa}$$

Det lägsta värdet väljs som karakteristisk in-situ spräckhållfasthet  $f_{ct,sp,is} = 4.5 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Enligt SS-EN 1992-1-1 [8] avsnitt 3.1.2 motsvarar draghållfastheten ca 90 % av spräckhållfastheten, d.v.s.  $f_{ctk, is} = 0.9 * f_{ctk,sp,is} = 0.9 * 4.5 = 4.1 \text{ MPa}$ .

För att relatera in-situ draghållfastheten till standarddraghållfasthet antas samma relation gälla som för tryck, d.v.s.  $f_{ck, is} / f_{ck} = 0.85$ . Därmed skulle beräknas in-situ draghållfasthet motsvara en karakteristisk standard draghållfasthet på  $f_{ctk} = f_{ctk, is} / 0.85 = 4.1 / 0.85 = 4.8 \text{ MPa}$ .

Den utvärderade karakteristiska draghållfastheten ( $f_{ctk}$ ) enligt ovan är högre än den karakteristiska draghållfasthet som ges av hållfasthetsklassen C60/75 som bedömts utifrån tryckprovningen ( $f_{ctk} = 3.1 \text{ MPa}$  för C60/75 enligt SS-EN 1992-1-1 [8]).

Enligt resonemang i avsnitt 4.5 i denna rapport ses utvärdering av draghållfasthet som komplement till utvärdering av tryckhållfasthet. Då utvärderad draghållfasthet överstiger den som ges av utvärderad hållfasthetsklass från tryckprovning anses betongen i området minst motsvara C60/75.

## **Barsebäck 2, inre cylindervägg (kondensationsbassäng)**

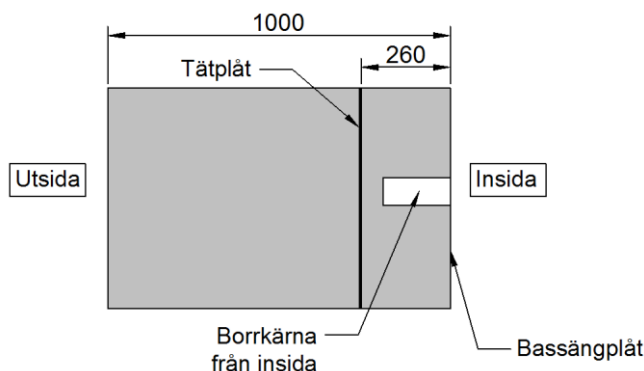
I [28] finns mätresultat dokumenterade gällande provning på utborrade cylindrar från inneslutningskärlet vid Barsebäck 2. Provnings utfördes 2008 efter att driften avslutats. Betongens ålder vid provningstillfället var ca 35 år. I Tabell A1.7 nedan visas provningsresultaten gällande tryckprovning<sup>1</sup>. Provnings har utförts på nivån kring +94 för kärna 4:0 och kring +99 för övriga kärnor. Samtliga borrhärdar är tagna från insidan av inneslutningens cylindervägg kring och under vattennivån för kondensationsbassängen, se Figur A1.4.

**Tabell A1.7 – Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade 2008 från inneslutningskärlet vid Barsebäck 2 (värden från [28]).**

Provning (nr)	1:1	1:2	1:3	1:4	1:6	2:1	2:2	2:3	3:3	4:0
Tryckhållfasthet (MPa)	77.5	72	63	66	65.5	66	66	62.5	80.5	78.5

Enligt [3] är betongen av urprunglig kvalitet K40 (cement LH Limhamn).

Väggen är totalt 1000 mm tjock avdelad med en tätplåt ca 340 mm från insidan (Se Figur A1.6). Prover tas från insidan av väggen som är täckt av en rostfri plåt. Denna plåt utgör tätskikt i kondensationsbassängen.



**Figur A1.6 – Principiell vertikalsektion genom inneslutningsvägg vid Barsebäck 2.**

### Utvärdering av tryckprover

Utvärderingen utförs enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 [47] (se avsnitt 4.4.1).

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

*Medelvärde,*

$$f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 698 / 10 = 69.8 \text{ MPa}$$

*Standardavvikelse,*

$$s = [(\Sigma (f_{is} - f_{m(n),is})^2) / (n-1)]^{0.5} = [416 / 9]^{0.5} = 6.8 \text{ MPa}$$

*Variationskoefficient,*

$$V = s / f_{m(n),is} = 6.8 / 69.8 = 0.10$$

<sup>1</sup> Borrhärdar som inkluderar armering exkluderas enligt rekommendationer i [36]).



Lägsta värdet,

$$f_{is, lowest} = 62.5 \text{ MPa}$$

En variationskoefficient på 10 % motsvarar ungefär vad som kan förväntas om provkropparna kommer från olika gjutleveranser enligt värden angivna i [41] (se Tabell 4.1 i denna rapport). Det är dock oklart om provningarna är tagna på olika djup i väggsektionen.

#### Beräkning av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet ( $f_{ck, is}$ )

Då antalet prover understiger 15 gäller metod B enligt SS-EN 13971 [37] med kompletteringar enligt EKS 9 (hänvisning till SS-ISO 12491 [48]). Enligt resonemang i avsnitt 4.4.1 görs utvärdering enligt både SS-EN 13971 [37] och SS-ISO 12491 [48] där lägsta karakteristisk in-situ tryckhållfasthet väljs.

#### *SS-EN 13971 [37], metod B*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck, is}$  tas som det lägsta värdet av följande ( $k = 5$  för 10 prover),

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k = 69.8 - 5 = 64.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 = 62.5 + 4 = 66.5 \text{ MPa}$$

#### *SS-ISO 12491 [48], avsnitt 7.4*

Enligt EKS 9 [47] (avdelning D) anges en kompletterande metod till SS-EN 13971 [37] metod B. Metod beskrivs i SS-ISO 12491 [48] avsnitt 7.4 och tolkas här enligt följande ( $k_s = 1.70$  för 10 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [48] där  $\gamma=0.5$  och  $p=0.95$  enligt EKS 9 [47]),

$$f_{ck, is} \geq f_{m(n), is} - k_s * s = 69.8 - 1.70 * 6.8 = 58.2 \text{ MPa}$$

Den lägsta karakteristiska in-situ hållfastheten är  $f_{ck, is} = 58.2 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [48]).

Borrkärnornas längd motsvarar ungefär diametern ( $d=l=100 \text{ mm}$ ), vilket medför att beräknad karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck, is}$  motsvarar kubhållfastheten d.v.s.  $f_{ck, is, cube}$ .

Utifrån provningsresultaten för tryckhållfasthets bedöms betongen minst motsvara hållfasthetsklass C55/67 (se Tabell 4.2).

Enligt provningsresultaten är kubhållfasthetsklassen minst K67 medan ursprunglig hållfasthetsklass enligt ritning är K40. Enligt SS-EN 1992-1-1 motsvarar detta en ökning av den karakteristiska tryckhållfastheten  $f_{ck}$  på ca 70 % (55/32).



## Bilaga 2: Lista över figurer

	Sida
Figur 2.1 - Typiska rektorinneslutningar och intilliggande byggnadskonstruktioner. Vänster: PWR (Ringhals 4), höger: BWR (Ringhals 1), [2].	9
Figur 2.2 - Typisk betongförankring, [5]	10
Figur 2.3 - Ingjutna infästningar: a) ingjuten skruv, två typer av stång med ändkrok och svetsbult. b) ingjutet kamstång, [5].	10
Figur 2.4 - Eftermonterade infästningar: (a) olika typer av expanderskruvar, (b) kemiskt ankare, [5].	11
Figur 3.1 - Hållfasthetsökning efter 28 dagar för olika cementtyp (R, N och S) enligt uttryck 3.2 och 3.4 i SS-EN 1992-1-1, [8].	17
Figur 3.2 - Hållfasthetsutveckling för provkroppar (kuber och cylindrar) med olika vct över en period längre än 20 år, [25].	18
Figur 3.3 - Hållfasthetsutveckling för betong lagrad utomhus (oskyddad mot regn). A: standard cement, B: snabbhärdande cement och C: anläggningscement (vct=0.60) [27].	19
Figur 4.1 - Exempel på förhållande mellan in-situ och standardhållfasthet, [1].	22
Figur 4.2 - Princip för samband mellan in-situ tryckhållfasthet och indirekta testresultat, [37].	30
Figur 4.3 - Princip för spräckhållfasthetstest.	32



## Bilaga 3: List över tabeller

	Sida
Tabell 3.1 - Variation av tryckhållfasthet för betong provkroppar över tid, [26].	18
Tabell 4.1 - Variationskoefficient för in-situ tryckhållfasthet inom betongkonstruktioner, [39].	23
Tabell 4.2 - Krav på in-situ tryckhållfasthet för ett urval av hållfasthetsklasser. Enligt SS-EN 13791 [37].	29
Tabell 4.3 - Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1992-1-1 [8] tabell 2.1N.	33



## Bilaga 4: Definitioner och beteckningar

Generellt används definitioner och beteckningar i överensstämmelse med SS-EN 13791 [37], kapitel 3.

### Definitioner

Förankring	Hela stödkonstruktionen inkluderande balken/konsol som utgör upplag (för t.ex. rörsystem), stålplattan som ligger an mot betongen samt själva infästningen som fixeras i betongen
Infästning	Bult, armeringsjärn etc. som utgör infästning i betongen.
In-situ provning	Test utfört på befintlig konstruktion.
Provkropp	Bearbetad betongdel färdig för provning, gjuten i form från färsk betong eller utborrad från färdig konstruktion.
Borrkärna	Betongcylinder utborrad från färdig konstruktion. En borrkärna kan utgöra flera provkroppar.
Direkt provningsmetod	Provningsmetod relaterar direkt till sökt hållfasthetsparametern. T.ex. tryckprovning eller spräckprovning av betong.
Indirekt provningsmetod	Provningsmetod ger mått på annan materialparameter (t.ex. styvhet eller densitet) som under vissa förutsättningar kan relateras till sökt hållfasthetsparameter.
Standard tryckhållfasthet	Tryckhållfasthet bestämd för standardprovkroppar som samplas, tillverkas, lagras och provas enligt SS-EN 12350-1, SS-EN 12390-2 and SS-EN 12390-3.
Tryckhållfasthet för borrkärna	Tryckhållfasthet för borrkärna bestämd enligt SS-EN12504-1.
In-situ tryckhållfasthet:	Tryckhållfasthet i konstruktion uttryckt som ekvivalent hållfasthet för standardmått på kub eller cylinder.
Provningsställe (test location):	Utvald yta för att skatta in-situ hållfastheten.
Provningsområde (test region):	En eller flera delar av strukturen som antas tillhöra samma population, d.v.s. samma statistiska fördelning. En region skall ha producerats på samma sätt och exponerats för liknande miljöförhållanden. Ett provningsområde består av flera provningsställen.

### **Beteckningar**

$h_{ef}$	Förankringsdjup.
$f_{is}$	In-situ provningsresultat (hållfasthet).
$f_{is, lowest}$	Lägsta in-situ provningsresultat (hållfasthet).
$f_{m(n), is}$	Medelvärde för n st in-situ provningsresultat (hållfasthet).
$f_{ck}$	Karakteristisk tryckhållfasthet från standardprovning.
$f_{ck, is}$	Karakteristisk in-situ tryckhållfasthet.
$f_{ck, is, cube}$	Karakteristisk in-situ tryckhållfasthet uttryckta som ekvivalent hållfasthet för en kub med sidlängd 150 mm.
$f_{ck, is, cyl}$	Karakteristisk in-situ tryckhållfasthet uttryckta som ekvivalent hållfasthet för en cylinder med längden 300 mm och diametern 150 mm.
$n$	Antal provningsresultat.
$s$	Standardavvikelse.
$V$	Variationskoefficient.
$k$	Marginal förknippad med ett litet antal provningsresultat.
$\gamma_c$	Partialkoefficient för betong.







2015:28

Strålsäkerhetsmyndigheten har ett samlat ansvar för att samhället är strålsäkert. Vi arbetar för att uppnå strålsäkerhet inom en rad områden: kärnkraft, sjukvård samt kommersiella produkter och tjänster. Dessutom arbetar vi med skydd mot naturlig strålning och för att höja strålsäkerheten internationellt.

Myndigheten verkar pådrivande och förebyggande för att skydda människor och miljö från oönskade effekter av strålning, nu och i framtiden. Vi ger ut föreskrifter och kontrollerar genom tillsyn att de efterlevs, vi stödjer forskning, utbildar, informerar och ger råd. Verksamheter med strålning kräver i många fall tillstånd från myndigheten. Vi har krisberedskap dygnet runt för att kunna begränsa effekterna av olyckor med strålning och av avsiktlig spridning av radioaktiva ämnen. Vi deltar i internationella samarbeten för att öka strålsäkerheten och finansierar projekt som syftar till att höja strålsäkerheten i vissa östeuropeiska länder.

Strålsäkerhetsmyndigheten sorterar under Miljödepartementet. Hos oss arbetar drygt 300 personer med kompetens inom teknik, naturvetenskap, beteendevetenskap, juridik, ekonomi och kommunikation. Myndigheten är certifierad inom kvalitet, miljö och arbetsmiljö.

Strålsäkerhetsmyndigheten  
Swedish Radiation Safety Authority

SE-17116 Stockholm  
Solna strandväg 96

Tel: +46 8 799 40 00  
Fax: +46 8 799 40 10

E-mail: [registrator@ssm.se](mailto:registrator@ssm.se)  
Web: [stralsakerhetsmyndigheten.se](http://stralsakerhetsmyndigheten.se)