



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Patrick Anderson

Forskning

2016:13

Spännarmerade betongkonstruktioner
vid kärntekniska anläggningar

SSM:s perspektiv

Bakgrund

Projektet omfattar en litteraturstudie och inventering av byggteknik, dimensionering, degradering och inspektionsmetoder för spännkabelsystem i reaktorinneslutningar och bassängkonstruktioner. Kunskap om spännkabelsystemen är av stor betydelse för bedömning av konstruktionernas täthet och uppfyllande av gällande säkerhetskrav.

Syfte

Syftet med projektet var att undersöka olika aspekter för att belysa risker gällande funktionen hos spännkabelsystemen vid svenska kärntekniska anläggningar.

Resultat

Rörande inspektion och provning visar projektet på att man vid de regelbundet genomförda integrala täthetsproverna, vid de trycknivåer som används i Sverige, endast kan få en indikation på om stora brister föreligger i spännkabelsystemet. Vidare är det i dagsläget enbart möjligt att okulärt inspektera de icke vidhäftande spännkablar.

Det har konstaterats i två internationella benchmarking-projekt att den slutliga globala brottmoden för inneslutningen är starkt kopplad till spännkabelkapaciteten. Dessa två projekt visade också att spännkraften är en mycket viktig faktor för att begränsa deformationen av inneslutningen, som är avgörande för när tätplåtsrevor uppstår och läckage initieras.

Det framgår vad gäller spännkraftsförluster att det är viktigt att beakta betongens ålder vid uppspanning, den långsamma uttorkningen av inneslutningsväggen, hög omgivande temperatur samt relaxationsegenskaper för spännkabeln.

Angående korrosion på spännkablar konstaterar projektet bl.a. att en väl genomförd cementinjektering ger ett bra korrosionsskydd, men att risk för korrosion föreligger vid eventuella hålrum och brister i cementinjekteringen. Korrosionsskador orsakade av dålig utfyllnad av fett samt inträngning av vatten har för fettinjekterade spännkablar upptäckts i områden kring spännkabelns förankring. För torrluftventilerade spännkablar är det för att undvika eventuell korrosion viktigt att övervaka ventilationssystemet vid alla tidpunkter.

Behov av ytterligare forskning

Behov av ytterligare forskning inom spännkabelområdet är bl.a. OFP-metoder för cementinjekterade spännkablar samt studier av struktureffekter då en eller flera spännkablar förlorar sin spännkraft.

Projektinformation

Kontaktperson SSM: Sofia Lillhök

Referens: SSM2014-1909



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Patrick Anderson
Scanscot Technology AB, Lund

2016:13

Spännarmerade betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar

Datum: April 2016

Rapportnummer: 2016:13 ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på 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.

Spännarmerade betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar

Innehåll

SAMMANFATTNING.....	5
ENGLISH SUMMARY	7
1. INLEDNING.....	9
1.1 Bakgrund.....	9
1.2 Syfte.....	9
2. REAKTORINNESLUTNINGAR.....	11
2.1 Allmänt.....	11
2.2 Funktion.....	11
2.3 Utformning	12
2.4 Belastning och krav.....	15
3. SPÄNNARMERING.....	17
3.1 Allmänt.....	17
3.2 Funktion.....	18
3.3 Utformning	20
3.4 Spännkabelsystem	22
3.5 Uppspänning och kraftmätning.....	25
3.6 Spännkraftsförluster.....	28
3.7 Korrosionsskydd	30
4. ANALYS OCH DIMENSIONERING	35
4.1 Allmänt.....	35
4.2 Inom design.....	35
4.3 Utanför design	37
5. ÅLDRANDE	45
5.1 Allmänt.....	45
5.2 Miljöförhållanden kring inneslutningar.....	45
5.3 Långtidsförluster	46
5.4 Korrosion.....	53
6. INSPEKTION OCH PROVNING.....	61
6.1 Allmänt.....	61
6.2 Provtryckning.....	61
6.3 Spännkabelinspektion.....	61
6.4 Annan provning och instrumentering.....	64
7. SAMMANFATTNING OCH SLUTSATSER.....	67
8. REFERENSER.....	71

BILAGA 1: EXEMPEL: BEDÖMNING AV SPÄNNKRAFTSFÖRLUSTER ENLIGT EUROKOD.....	75
BILAGA 2: LISTA PÅ FIGURER.....	83
BILAGA 3: LISTA PÅ TABELLER.....	85

Sammanfattning

Spännarmerade betongkonstruktioner förekommer på samtliga svenska kärnkraftverk, där främst reaktorinneslutningarna och vissa reaktor-/bränslebassänger är kraftigt spännarmerade. Spännarmeringens primära uppgift är att begränsa uppsprickning och deformation i betongkonstruktionen. För reaktorinneslutningar, där höga krav ställs på konstruktionernas täthet, är en fullgod funktion hos spännkabelsystemet av stor vikt. Syftet med denna rapport är att utifrån tillgänglig information belysa olika aspekter gällande funktion och risker för spännkabelsystem använda vid svenska anläggningar.

Den kommersiella användningen av spännarmerade konstruktioner tog fart efter andra världskrigets slut och tekniken kan anses ha varit etablerad och beprövad då de första svenska inneslutningarna konstruerades på sent sextiotalet. För svenska inneslutningar används två olika typer av spännkabelsystem, BBRV- och VSL-system. En inneslutningskonstruktion är normalt spänd med hundratals spännkablar fördelat på olika delar av konstruktionen. Tre olika metoder används vid svenska inneslutningar för att skydda spännkablar mot korrosion, foderrör med cementinjektering, fettinjektering eller torrluftsventilering. En fördel med cementinjektering är att spännkabeln blir mindre känslig för lokala skador eftersom vidhäftningen kan överföra spännkraft till betongkonstruktionen. Nackdelen med vidhäftande spännarmering är att det inte går, eller är mycket svårt, att verifiera statusen hos spännsystemet.

Spännarmeringen i inneslutningskonstruktioner är avgörande för att kunna påvisa hög strukturell integritet med ett i huvudsak linjärelastiskt beteende för konstruktionsstyrande händelser. Spännarmeringens funktion är även viktig för mycket osannolika händelser, där dimensionerande laster överskrids. Utifrån försök och jämförande analyser kan man konstatera att både lasten då inneslutningens globala brottmod uppkommer (strukturbrott) samt lasten då inneslutningen blir otät (revor i tätplåt) avgörs av mängden spännarmering och nivån på spännkraft.

Spännkraften minskar med tiden på grund av krympning och krypning i betongen samt relaxation i spännarmeringen (långtidsförluster). Långtidsförlusterna är av komplex natur, där ett stort antal miljö- och materialfaktorer påverkar. För de svenska inneslutningarna med ej vidhäftande spännarmering har mätning av spännkraft utförts vid återkommande inspektionstillfällen. En generell slutsats från dessa inspektioner är att uppmätt långtidsförlusten av spännkraft är mindre än vad som bedömts vid den ursprungliga dimensioneringen. Mätningarna visar också på en relativt god överensstämmelse med beräkningar utförda med dagens beräkningsmodeller. Metoden för mätning av spännkraft är dock förknippad med osäkerheter samt kan variationer i material och miljöparametrar medföra att skillnaden i spännkraftsförlust kan vara betydande mellan olika anläggningar.

Spännarmeringens konstant höga dragpåckningstillstånd gör spännkabeln känslig för korrosion. Generellt konstateras att en väl utförd cementinjektering ger ett bra skydd mot korrosion och att skador som upptäckts för brokonstruktioner i de flesta fall är relaterade till brister och hålrum i injekteringen. Gällande system som skyddas av fettinjektering finns rapporterade korrosionsskador för amerikanska inneslutningar. I dessa fall har korrosion påträffats främst i områden kring spännkabelns förankringar där dålig utfyllnad av fett eller inträngning av vatten har angetts som orsak. Gällande torrluftsventilering, är svenska kärnkraftsanläggningar troligen unika med att använda denna metod. Det konstateras att övervakningen av ventilationssystemet är viktig för att försäkra att skyddet är fullständigt vid alla tidpunkter.

English summary

Prestressed concrete structures are present at all Swedish nuclear power plants, where mainly the reactor containments and fuel pool structures are heavily prestressed. The primary object of the prestressing system is to limit the concrete cracking and the deformation of the structure. For reactor containments, where high demands of structural tightness exists, a reliable function of the prestressing system is highly important. The main purpose of this report is to, based on public information, highlight different aspects regarding function and risk factors for the prestressing system at Swedish nuclear facilities.

The commercial use of prestressed concrete structures was accelerated after the end of world war two and the prestressing technique can be considered to have been well-established when the first Swedish reactors containments were constructed in the late sixties. For Swedish containments two different prestressing tendon systems are used, BBRV- and VSL. A typical containment structure is prestressed with hundreds of tendons distributed in different parts of the structure. Three different methods are used for protecting the tendons against corrosion, ducts filled with cement grout, ducts filled with grease/wax or ducts ventilated with dry air. Cement grout creates a bond between the tendon and the concrete structure which makes the prestressing system less sensitive to local tendon failure. The disadvantage of bonded tendons (cement grout) is the difficulties of verifying the prestress level and the status of the tendons.

The prestressing system is a crucial component to demonstrate a high structural integrity with an essentially linear elastic behavior for design basis accidents. The prestressing system is also very important considering beyond design accidents. Based on containment scale model tests and comparative analyses, it can be concluded that both the load level connected to global structural failure and containment leakage are highly dependent on the prestressing system.

The prestress decreases with time due to creep and shrinkage in the concrete and relaxation in the tendons (long-term loss). Long-term losses are of a complex nature, where a large number of material and environmental factors are involved. For Swedish containments which have unbonded tendons (ducts with grease/wax or dry air ventilation) the prestress has been measured at regular tendon inspections. A general conclusion from these measurements is that the loss of prestress is less than the loss predicted at the design of the containments. The measurements also shows a fairly good agreement with predictions made according to models available today. The measuring method is, however, afflicted with uncertainties and the variation in material properties and environmental factor can result in significant differences in prestress loss between different structures.

The high constant tensile stress state makes the tendons vulnerable for corrosion. In general it is concluded that a proper cement grouting gives a good protection against corrosion. It is also concluded that corrosion damage detected on bridge structures in most cases are related to defects and voids in the cement grout. Regarding tendons protected by grease or wax, some cases of corrosion have been reported considering American containment structures. In these cases corrosion has mainly been found close to the tendon anchors and the main cause has been poor filling of grease and / or ingress of water. Regarding tendons protected by dry air ventilation, the Swedish plants are probably unique in using this method for containment structures. It is concluded that the monitoring of the ventilation system is important to ensure that the corrosion protection is complete at all times.

1. Inledning

1.1 Bakgrund

Spännarmerade betongkonstruktioner förekommer på samtliga svenska kärnkraftverk, där främst reaktorinneslutningarna och vissa reaktor-/bränslebassänger är kraftigt spännarmerade. Spännarmerade konstruktioner förekommer också för mer konventionella byggnadsdelar vid kärnkraftverk, t.ex. för prefabricerade bjälklag och balkelement. Spännarmering används frekvent även för andra typer av anläggningskonstruktioner. Brokonstruktioner är den dominerande tillämpningen för spännarmering, där den kommersiella användningen tog fart efter andra världskriget.

Spännkabelsystemet består av kablar som inkluderar ett stort antal ställinor eller trådar som löper i ingjutna rör i betongkonstruktionen. Spännkablarna spänns i kablarnas ändpunkter till en nivå som motsvarar efterfrågad förspänningsnivå i betongkonstruktionen.

Reaktorinneslutningen utgör den yttersta barriären för att förhindra spridning av radioaktiva ämnen till omgivningen. För reaktorinneslutningar, där höga krav ställs på konstruktionernas täthet, är en fullgod funktion hos spännkabelsystemet av stor vikt.

1.2 Syfte

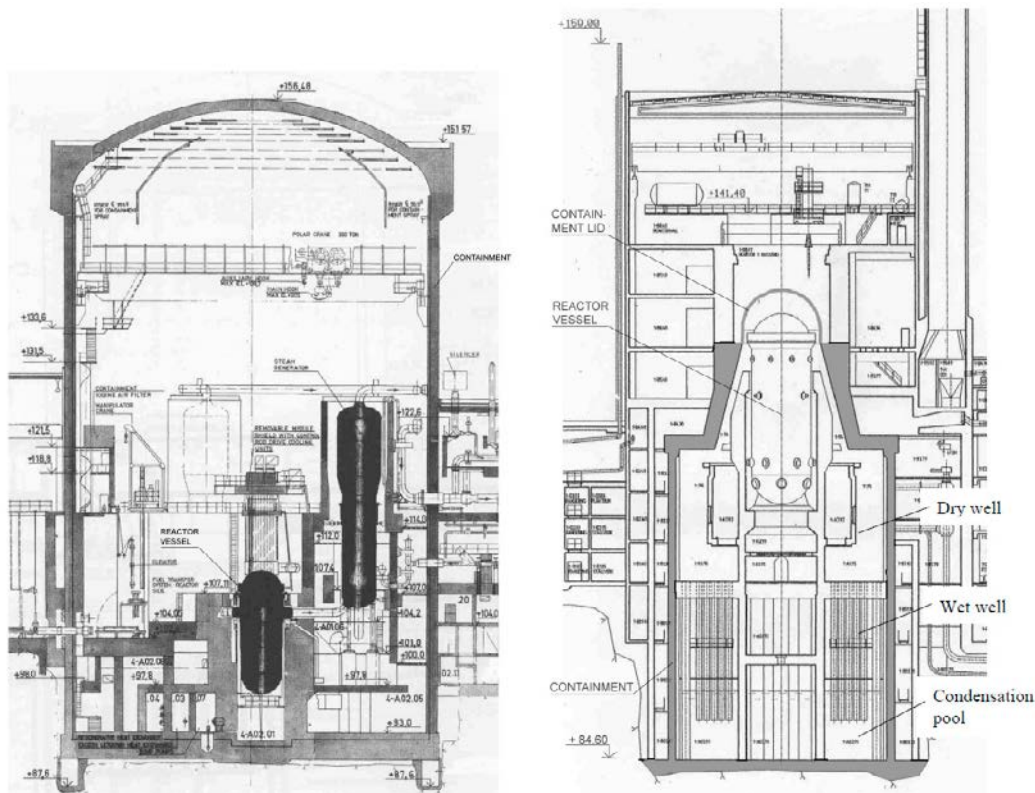
Utifrån tillgänglig information genomförs en litteraturstudie och inventering på området med fokus på spännkabelsystem för reaktorinneslutningar och bassängkonstruktioner. I rapporten beskrivs olika aspekter för att belysa funktion, beständighet och risker för spännkabelsystem använda vid svenska kärntekniska anläggningar.

I Kapitel 2 beskrivs utformningen, funktion och krav för svenska reaktorinneslutningar. Vidare behandlas utformning och funktion specifikt för spännkabelsystemet i Kapitel 3. Olika aspekter gällande analys och dimensionering behandlas i Kapitel 4 medan beständighetsfrågor gällande långtidsförlust och korrosion diskuteras i Kapitel 5. I Kapitel 6 belyses frågor och möjligheter gällande provning och inspektion och slutligen i Kapitel 7 ges en sammanfattning med slutsatser kring aktuell studie.

2. Reaktorinneslutningar

2.1 Allmänt

I Sverige finns idag tio elproducerande kärnkraftsreaktorer, sju kokvattenreaktorer (BWR¹) och tre tryckvattenreaktorer (PWR²), se Figur 2.1. Alla svenska reaktorer är byggda under sextio-, sjuttio- och åttiotalet och den första reaktorn sattes i drift 1972 (Oskarshamn 1).



Figur 2.1: Typiska reaktorinneslutningar och intilliggande byggnads-konstruktioner. Vänster:PWR (Ringhals 4), höger: BWR (Ringhals 1) [23].

I detta kapitel beskrivs spännarmerade reaktorinneslutningars generella funktion, utformning samt aktuella belastningar och krav. Beskrivningen görs med utgångspunkt från vad som berör och är av intresse gällande inneslutningens spännarmering.

2.2 Funktion

Ett kärnkraftverk är försett med ett omfattande skydd avsett att förhindra spridning av radioaktiva ämnen till omgivningen. Skyddet är uppbyggt av barriärer och skyddssystem i

¹ Boiling Water Reactor.

² Pressurized Water Reactor.

olika nivåer enligt den så kallade djupförvarsprincipen. I skyddet ingår fyra oberoende barriärer där reaktorinneslutningen utgör den yttersta barriären mot omgivningen.

Inneslutningen primära säkerhetsfunktion är att:

- Förhindra spridning av radioaktivt material under drift såväl som vid olyckshändelser.

Vidare ska inneslutningen:

- Skydda reaktorn från yttre händelser som kan uppstå på grund av naturliga orsaker eller som orsakas av mänsklig aktivitet (flygplanskrasch, explosion, orkan, etc.);

- Utgöra strålskydd vid normal drift och vid olyckshändelser.

Inneslutningen utgör ett tryckkärl som omsluter reaktorn och kan i princip ses som en passiv konstruktion som endast belastas vid en olyckshändelse. Inneslutningens primära funktion, att innesluta radioaktivt material vid en olycka, specificeras med krav på maximalt tillåtet läckage för en specifik inneslutning. Enligt djupförvarsprincipen inkluderas inneslutningens funktion vid en olycka i säkerhetsnivå tre till fem. Nivå 3 avser så kallade konstruktionsstyrande händelser medan nivå 4 och 5 avser olika nivåer av svåra haverier.

En av de viktigaste konstruktionsstyrande händelserna för reaktorinneslutningen är en så kallad "loss of coolant accident" (LOCA), som initieras av ett postulerat ångledningbrott inne i inneslutningen. Den frigjorda ångan medför ett ökat tryck och temperatur i inneslutningen. För den dimensionerande belastningen som ges av denna typ av händelse avses inneslutningskonstruktionen i huvudsak uppträda linjärelastiskt. För en spännarmerad inneslutning innebär detta t.ex. att endast en begränsad uppsprickning av betongen får uppkomma. För att uppnå detta utformas spännarmeringen generellt så att spännkraften balanserar det dimensionerande inre övertrycket (konstruktionstrycket).

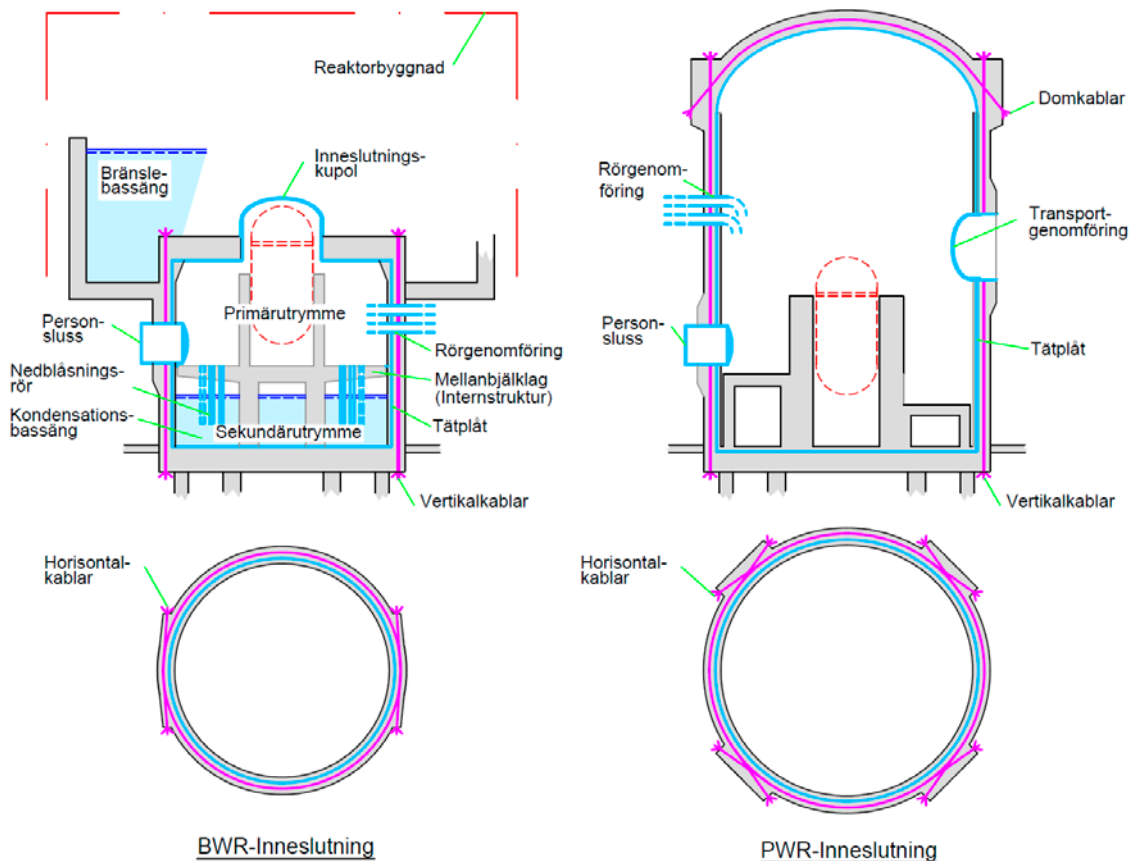
Multipla fel i säkerhetsystemet, som har väldigt låg sannolikhet att inträffa, kan leda till belastningsnivåer som överskrider de som ges av konstruktionsstyrande händelser (svåra haverier). Ett exempel på en sådan händelse är ett totalt elbortfall som i värsta fall kan leda till en härdsmälta. Vid ett svårt haveri, med höga belastningsnivåer, uppträder en spännarmerad inneslutningskonstruktion i regel olinjärt med t.ex. omfattande uppsprickning av betongen som följd.

En mer omfattande och djupgående beskrivning av inneslutningens funktion och uppgift ges i [1].

2.3 Utformning

Här beskrivs den generella utformningen av spännarmerade betonginneslutningar. Beskrivningen avser befintliga svenska BWR- och PWR-inneslutningar och dessa skiljer sig inte avsevärt från inneslutningar internationellt.

Inneslutningens primära funktion, att innesluta radioaktivt material vid ett reaktorhaveri, upprätthålls generellt av en yttre bärande konstruktion av betong samt en invändning tätsvetsad stålplåt (tätplåt), se Figur 2.2.



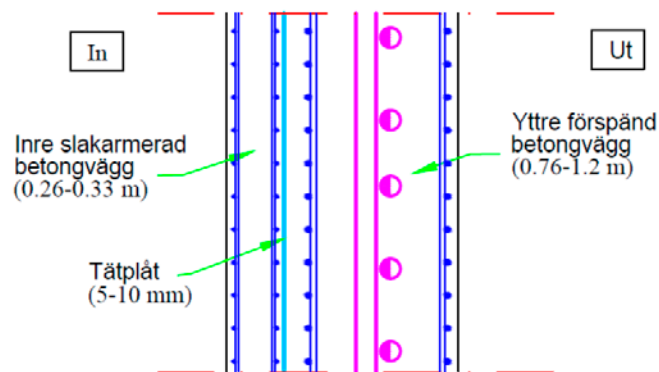
Figur 2.2: Principiell konstruktionsutformning gällande svenska inneslutningar för kokvatten- (BWR) och tryckvattenreaktorer (PWR) [1].

Den bärande betongkonstruktionen för alla svenska och merparten av inneslutningarna internationellt är spännarmerade¹. Spännarmeringen främsta uppgift är att reducera uppsprickning och deformation då strukturen belastas av ett inre övertryck. Spännarmeringens funktion beskrivs vidare i kapitel 3.2.

Alla svenska och merparten av inneslutningarna internationellt är förseglade med en tätplåt på insidan av den bärande betongkonstruktionen. Tätplåten utgör den primära täthetsbarriären medan betongen bildar en extra täthetsbarriär upp till dimensionerande belastningar (konstruktionstrycket). Vid belastning som överstiger konstruktionstrycket, då betongen spricker och blir otät, utgör tätplåten ensam täthetsbarriären för inneslutningen. Internationellt är tätplåten placerad innerst i väggsektionen och är då exponerad inne i inneslutningen. För svenska och för vissa finska inneslutningar är tätplåten helt eller delvis skyddad av ett inre betongskal, se Figur 2.2. Detta inre betongskal är inte spännarmerat och inkluderas inte i den primärt bärande konstruktionen. Det inre betongskalet avser främst att skydda tätplåten mot missiler (t.ex. rörlag).

Den principiella utformningen av cylinderväggen för en svensk inneslutning visas i Figur 2.2.

¹ Vissa delar av inneslutningskärllet är normalt inte spännarmerade, t.ex. bottenplattan.



Figur 2.3: Principiell utformning av inneslutningsvägg för en svensk inneslutningskonstruktion (vertikalsnitt) [1].

Inneslutningen är försedd med ett stort antal genomföringar som inkluderas i täthetsbarriären. Stora genomföringar används för att transportera installationer, material och personal in och ut ur inneslutningen. Mindre genomföringar används för olika typer av rör (t.ex. primärkretsar för vatten och ånga), men också elgenomföringar för driften av installationer inne i inneslutningen. BWR-inneslutningen är ensam om en stor genomföring i inneslutningens tak (inneslutningskupol), som bl.a. används vid bränslebyte. PWR-inneslutningen är ofta utrustade med en stor genomföring för in- och utförsel av utrustning (transportgenomföring)¹.

BWR-inneslutningar är generellt utrustade med en trycknedtagningsfunktion (PS-funktion), vilket medför att BWR-inneslutningen kan konstrueras med en mindre volym än PWR-inneslutningen. PS-funktionen innebär att utrymmen inom inneslutningen (primärutrymme och sekundärutrymme) skiljs och att stora tryckskillnader mellan dessa utrymmen uppkommer vid en olycka. Den tryckavskiljande konstruktionsdelen (mellanbjälklaget) ingår i BWR-inneslutningens inre struktur och är primär för inneslutningens funktion.

BWR-inneslutningen är generellt kringbyggd och omsluten av yttre byggnader (reaktorbyggnad) medan PWR-inneslutningen generellt inte är det (vissa byggnader ansluter mot). Detta medför att miljön kring en BWR-inneslutning kan ses som kontrollerad inomhusmiljö medan PWR-inneslutningen i vissa delar utsätts för utomhusmiljö.

Befintliga inneslutningskonstruktioner i Sverige är generellt åtskilda konstruktivt från anslutande byggnader. Dilatationsfogar finns i anslutningar mellan inneslutning och kringliggande byggnader, medan grundkonstruktionerna kan vara sammankopplade. För spännarmerade inneslutningar är fristående inneslutningskonstruktioner ett krav för att spännarmeringens funktion skall upprätthållas. Fristående inneslutningskonstruktioner medför också enklare beräkningsmodeller vid analys och dimensionering. Betongkonstruktionen för bränslebassänger i den över delen av BWR-inneslutningar är i många fall integrerade med inneslutningskärlets takkonstruktion (se Figur 2.2).

Den generella utformningen av svenska inneslutningskonstruktioner beskrivs mer ingående i [1] och [2]. En översikt av inneslutningskonstruktioner internationellt ges i [3].

¹ Svenska PWR-inneslutningar är inte försedda med transportgenomföring, vilket inneburit att håll har tagits genom inneslutningsväggen då byte av stora komponenter utförts (ånggeneratorbyten).

2.4 Belastning och krav

En reaktorinneslutning dimensioneras för att motstå belastningar genererade av ett antal olika typer av olyckshändelser. Den viktigaste typen av belastning utgörs av ett ökat tryck och temperatur inne i inneslutningen vilken också är primär för dimensionering av spännarmeringen samt behovet av spännkraft. Olika typer av händelser som här bedöms vara av betydelse för inneslutningar och specifikt för utformningen av spännarmering är:

- Haveri till följd av rörbrott (inre tryck och temperatur)
- Svåra haverier (inre tryck och temperatur)
- Jordbävningsslast
- Missiler och påflygning

De två senare händelsetyperna har inte ingått i belastningsunderlaget för samtliga svenska inneslutningar utan har tillkommit efter anläggningarnas driftsättning.

För befintliga svenska inneslutningar har olika regelverk åberopats för inneslutningens dimensionering, se [4]. För de äldre anläggningarna fanns inga föreskrivna krav eller etablerad praxis för dimensionering av reaktorinneslutningar. Den ursprungliga dimensioneringen för merparten av de äldre anläggningarna baserades på Svensk byggnorm (SBN) 67 [5] tillsammans med Statens betongkommitté, bestämmelser för betongkonstruktioner, B5 [6], B6 [7], och B7 [8] (se [9]). Utformning och dimensionering av spännarmeringen baserades för de äldre anläggningarna på Spännbetongnormer S-25:21 (publikation nr 17) [10] eller Kungliga Väg- och vattenbyggnadsstyrelsens Brobyggnadsanvisningar [11]. Vid dimensioneringsarbetet av de senast uppförda anläggningarna (Oskarshamn 3 och Forsmark 3) tillämpades enligt [4] dimensioneringsprinciper i enlighet med den amerikanska normen ASME Section III Division 2 [14] och de då gällande svenska bestämmelserna för betongkonstruktioner BBK 79 [12].

Generellt för byggnadskonstruktioner i Sverige i dag gäller Eurokoderna. I DNB [13] har ändringar och tillägg till Eurokoderna införts så att dessa kan tillämpas för kärntekniska anläggningar. Vad gäller reaktorinneslutningar anges i [13] som tillägg till Eurokoderna att även ASME Section III Division 2 [14] ska visas vara uppfylld med vissa anpassningar till svenska förhållanden. Kraven i [13] innebär i princip att två dimensioneringar genomförs, en för Eurokoderna och en för ASME-normen.

Ett grundläggande krav som traditionellt ställs på spännarmerade inneslutningar är att inga resulterande normaldrapåkänningar skall uppstå vid det specificerade konstruktionstrycket (se DNB [13] avsnitt 5.6.2). Detta krav är direkt relaterat till aktuell spännkraftsnivå i inneslutningskonstruktionen. Utöver detta krav ställs även krav gällande armeringsspanning, tvärkrafter, tätplåtspåkänning etc. där spännkraftsnivån kan ha stor betydelse. Mer ingående beskrivning av normkrav och dimensioneringsprocess för inneslutningar ges i [1].

3. Spännarmering

3.1 Allmänt

I detta kapitel beskrivs spännarmering generellt samt mer specifikt för svenska inneslutningskonstruktioner. Funktion och utformning beskrivs i avsnitt 3.2 - 3.4 samt behandlas uppspanning och spännkraftsförluster i avsnitt 3.5 och 3.6.

Den grundläggande idén att förspänna konstruktioner med låg draghållfasthet är mycket gammal. Idén med att spännarmera betongkonstruktioner härrör från början av 1900 talet. Huvudsyftet med att införa en förspänning är att reducera betongens uppsprickning och deformation vid belastning. Vid tidiga försök och tester utfördes spännarmerade konstruktioner med samma betong- och armeringsmaterial som slakarmerade konstruktioner. Dessa försök misslyckades främst beroende på att den tidsberoende deformationen i betongen (krypning och krympning) gav stora förspänningsförluster. I början av 1930 talet presenterade fransmannen Eugene Freyssinet undersökningar som påvisade vikten av att använda betong av hög kvalitet för att minska långtidsdeformationen, men kanske främst vikten av att använda höghållfast armering. Den höghållfasta armeringen åstadkoms genom kallbearbetning som medförde att en avsevärt högre förspänningsnivå i armeringen kunde utnyttjas. Detta medförde i sin tur att den relativa förspänningsförlusten från långtidsdeformation i betongen blev betydligt lägre. Efter andra världskriget tog den kommersiella användningen av spännarmerade konstruktioner fart.

Två principiellt olika metoder för spännarmering används,

- förespänd och
- efterspänd armering.

Förespänd armering används främst för fabriksstillverkade betongelement. Metoden innebär att armeringen spänns i formen innan gjutning och fixeras genom vidhäftning då betongen härdat. För platsgjutna konstruktioner används främst efterspänd armering. För dessa konstruktioner placeras armeringen i ursparingsrör som placeras i gjutformen. När betongen härdat spänns armeringen med domkrafter och förankras därefter mot ingjutna stödplattor i betongen. Reaktorinneslutningar är uteslutande platsgjutna konstruktioner med efterspänd armering och därför behandlas vidare bara denna typ av spännarmering. Då de första svenska inneslutningarna konstruerades och byggdes (sent sextiotal) kan tekniken att spännarmera betongkonstruktioner med efterspänd armering anses varit etablerad och beprövad. Mer ingående beskrivning av historik och utvecklingen av spännarmeringsteknik hittas i t.ex. [15] och [16].

Efterspänd armering används för många olika typer av konstruktioner. I [15] görs följande indelning gällande efterspända konstruktionstyper i Nordamerika:

- Broar
- Byggnader
- Olika typer av cisterner
- Kärnkraft (inneslutningar)
- Geotekniska konstruktioner
- ”Off-shore” konstruktioner (t.ex. oljeplattformar)

I Nordamerika anges i [15] (publicerad 1991) att spännstålet i broar utgjorde ca 1/4 av den totala mängden spännstål medan övriga tillämpningar utgjorde resterande 3/4. I resten av världen var fördelningen annorlunda, där spännstålet i broar utgjorde ca 2/3 av den totala användningen (enligt [15]).

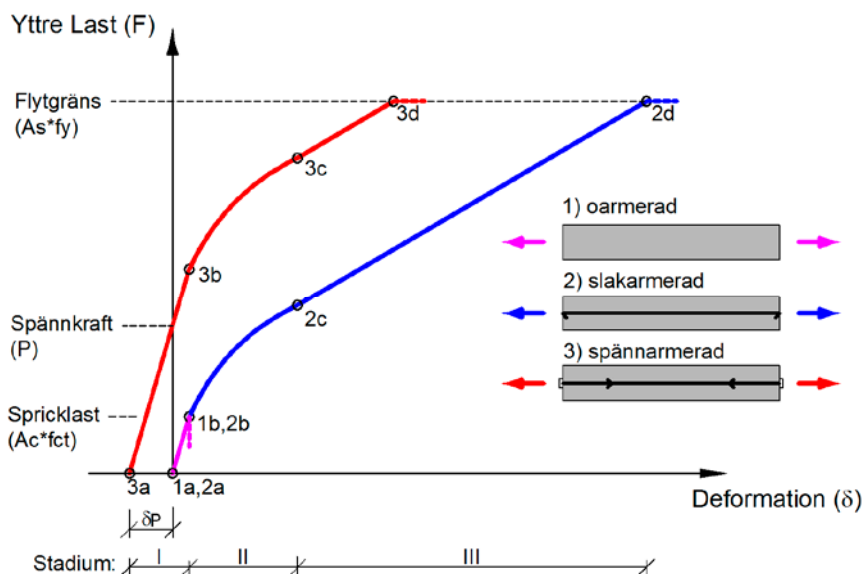
Spännarmeringen används för att minska dragspänningen i betongen, vilket medför begränsad uppsprickning och deformationer i konstruktionen. Spännarmeringen kan användas i konstruktioner som utsätts för ren drag- eller böjpåkänning eller en kombination av dessa belastningstyper. Exempel på spännarmerade konstruktioner som utsätts för betydande dragpåkänningar är väggar i cisterner och tryckkärl (t.ex. inneslutningar). I balk och plattkonstruktioner, t.ex. längsgående huvudbalkar i en bro, tas lasten primärt som böjning.

3.2 Funktion

I Figur 3.1 nedan visas det principiella sambandet mellan yttre last (F) och deformation (δ) för en oarmerad, slakarmerad och spännarmerad betongkonstruktion som belastas med axiell dragkraft. Följande händelseförlopp kan noteras för de tre olika konstruktionerna vid ökande yttre last:

- a) Obelastad konstruktion ($F=0$): Den spännarmerade konstruktionen (3) erhåller en initial deformation av spännkraften (δ_p) medan konstruktionen utan armering (1) och den slakarmerade (2) är odeformerade.
- b) Initial uppsprickning. Konstruktionen spricker då spänningen överstiger betongens draghållfasthet (f_{ct}). För konstruktionen utan armering (1) och konstruktionen med slakarmering (2) inträffar detta för $F = A_c * f_{ct}$ (där A_c är betongens tvärsnittsarea). Den spännarmerade konstruktionen (3) spricker först då $F = A_c * f_{ct} + P$ (där P är spännkraften). Gällande konstruktionen utan armering kan denna inte ta ytterligare last.
- c) Fullt utvecklad uppsprickning. Då de armerade konstruktionerna (1 och 2) belastas ytterligare ökar uppsprickningen gradvis och styvheten sjunker. Vid fullt utvecklad uppsprickning kan konstruktionens axialstyvhet likställas med armeringsjärnets axialstyvhet, d.v.s. armeringsstålet tar all last. För den spännarmerade konstruktionen (3) sker detta vid en lastnivå som är P större än motsvarande last för den slakarmerade konstruktionen (2).
- d) Flytgränsen uppnås i armeringsstålet. Flytgränsen uppnås vid samma lastnivå $F = A_s * f_y$ (där A_s är armeringens tvärsnittsarea) för både den spännarmerade (3) och den slakarmerade (2) konstruktionen (vid antagandet om samma flytspänning). Den slakarmerade konstruktionen (2) erhåller dock större deformation än den spännarmerade (3) då flytgränslasten uppnås.

Tre olika faser definieras vid ökande last (se Figur 3.1) där fas I avser osprucken konstruktion, fas II avser en konstruktion med ökande grad av uppsprickning och fas III avser helt osprucken konstruktion där armeringen tar all last.



Figur 3.1: Principiellt samband mellan yttre last och deformation för en oarmerad (1), slakarmerad (2) och vidhäftande spännarmerad (3) konstruktion som belastas med en axiell dragkraft.

Från Figur 3.1 kan man konstatera att den stora skillnaden mellan spänn- och slakarmerade konstruktioner är deformationens storlek vid lastnivåer som överstiger spricklasten ($F \geq A_c \cdot f_{ct}$). Reaktorinneslutningars cylinderväggar belastas i stora områden endast av axiallast och sambandet som visas i Figur 3.1 beskriver därför det principiella beteendet för en inneslutningsvägg. Dock inkluderar inneslutningsväggen utöver spännarmeringen andra lastupptagande stålkomponenter (slakarmering och tätplåt¹) vilket ger ett mer komplext last-deformation samband (jämför avsnitt 4.3 och Figur 4.9 där axialkraften i väggen kan anses linjärt beroende av det inre övertrycket).

Två huvudtyper av efterspänd armering kan särskiljas,

- vidhäftande och
- Icke vidhäftande spännarmering.

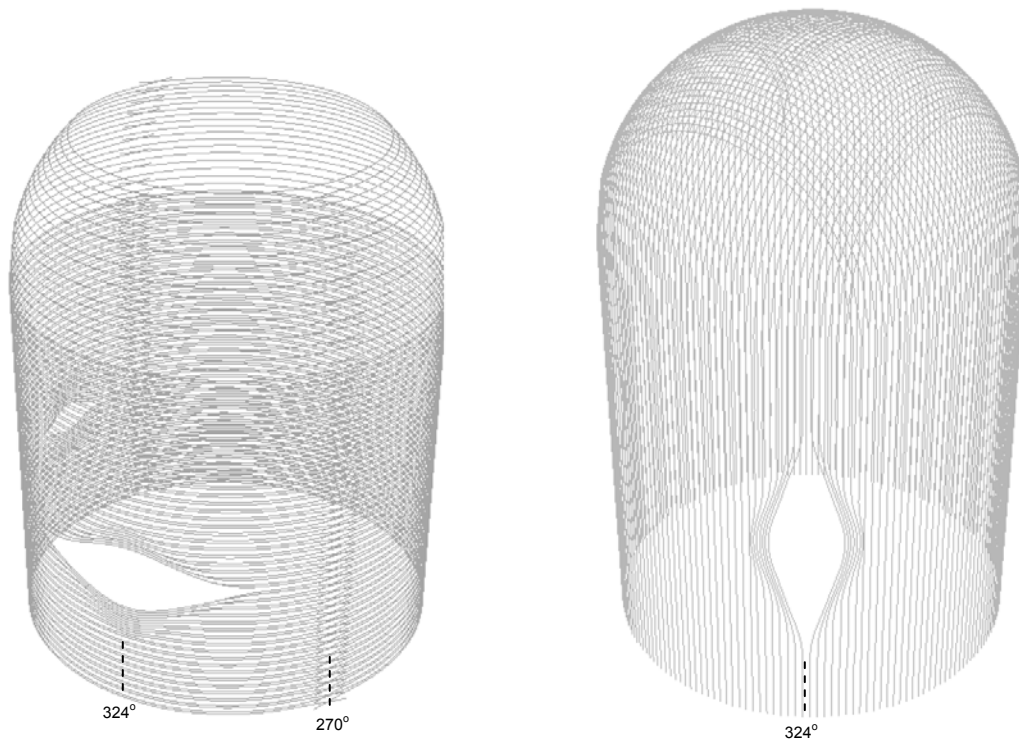
Skillnaden avser främst hur man väljer att skydda spännarmeringen mot korrosion, vilket behandlas vidare i avsnitt 3.7. De två olika typerna skiljer sig också angående funktionen i flera avseende. Gällande vidhäftande spännarmering skyddas spännarmeringen mot korrosion genom att spännkabelrören fylls med cementinjektering. Gällande icke vidhäftande spännarmering korrosionsskyddas spännarmeringen genom att rören fylls med t.ex. fett. Båda dessa typer av spännarmering används för inneslutningskonstruktioner både i Sverige och internationellt. För brokonstruktioner i Sverige används nästan uteslutande vidhäftande armering. Cementinjekteringen ger vidhäftning mellan spännkabel och betongkonstruktion vilket medför att kraft kan överföras längs spännkabeln och inte bara vid ändförankringen, vilket annars är fallet (exemplet i Figur 3.1 förutsätter vidhäftande spännarmering). I [17] behandlas olika för- och nackdelar med vidhäftande och icke vidhäftande spännarmering, där filosofin bakom samt olika praktiska och tekniska aspekter diskuteras.

¹ Tätplåten räknas normalt ej som lastupptagande vid dimensionering.

3.3 Utformning

Spännarmeringen i inneslutningskonstruktioner är viktig för att upprätthålla en hög strukturell integritet. Samtliga cylinderväggar för svenska inneslutningar är kraftigt spännarmerade i två riktningar.

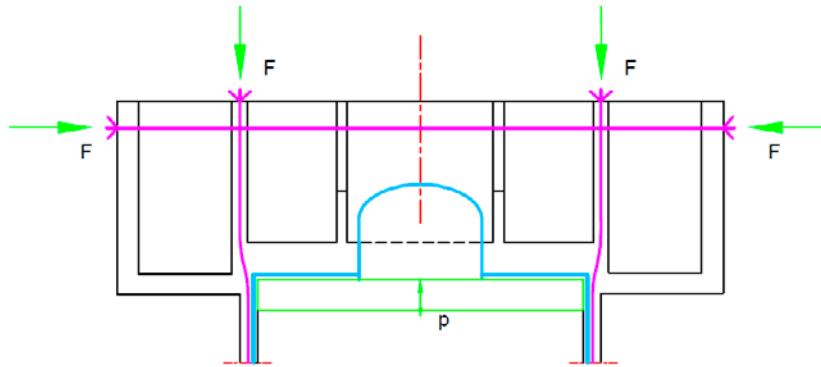
För svenska PWR-inneslutningar (Ringhals 2-4) inkluderas tre typer av spännkablar, vertikal-, horisontal- och domkablar (se Figur 2.2). De horisontella spännkablarna för dessa inneslutningar går 180° runt inneslutningen och förankras i 4 olika kontreforer, där kablarna förskjuts 90° . De vertikala kablarna förankras i utrymmen under bottenplattan samt i anslutning mellan cylinderväggen och domen (ovankant domringen). Internationellt finns stor variation av spännkabelutformning gällande PWR-inneslutningar (se t.ex. [3]). Ett exempel är utformningen för försöksmodellen Sandia $1/4$ (se [18]) som är en $1/4$ modell av en japansk PWR-inneslutning. Denna inneslutning har horisontella helvarvskablar som förankras med 180° förskjutning samt kombinerade vertikal-/domkablar (s.k. hårnålskablar) som löper från ena sidan av cylinderväggen upp över domen och ner på andra sidan, se Figur 3.2. I Figur 3.2 kan man också urskilja krökningen av spännkablar som ligger nära en större genomföring (vid 324°).



Figur 3.2: Spännkabelutformning för inneslutningsmodellen Sandia 1/4 (PWR-inneslutning). Horisontella helvarvskablar (vänster) och kombinerade vertikal-/domkablar (höger), [19].

Konstruktionsutformningen för BWR-inneslutningar är generellt mer komplex med en stor variation gällande spännkabelutformningen. I Figur 2.2 visas vertikal- och horisontalkablar som förekommer i samtliga svenska BWR-inneslutningar. För att upprätthålla den strukturella integriteten för vissa svenska BWR-inneslutningar inkluderas även spännkablar i konstruktionen för bränslebassänger, i takkonstruktionen och i bottenplattan. För t.ex. Forsmark 1 och 2 (se [20]), används horisontella spännkablar i de längsgående väggarna för bränslebassängen. Dessa spännkablar

tillsammans med vertikala spännkablar som förankras i ovankant av bassängväggarna upprätthåller integriteten i inneslutningens takkonstruktion (se Figur 3.3).



Figur 3.3: Principfigur gällande funktionen av spännkablar i längsgående väggar i bränslebassänger för BWR-inneslutning (p: inre övertryck i inneslutning, F: spännkraft) [1].

Foderrör och förankringsenhet (ankarplatta) monteras i gjutformen tillsammans med slakarmering och andra ingjutningsgods innan gjutning (se exempel i Figur 3.4). Foderrören består normalt av spiralfalsad plåt som kan formas efter behov.



Figur 3.4: Foto av monterad slakarmering och foderrör i inneslutningsvägg [3].

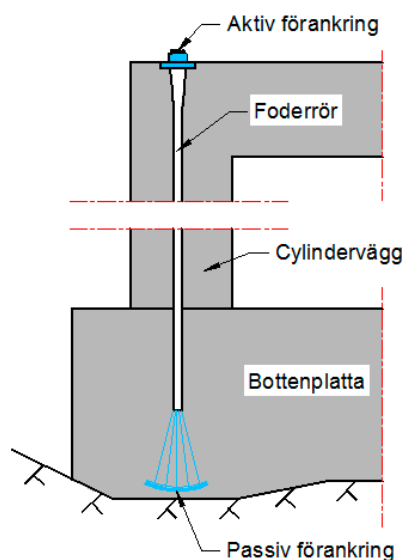
Cylinderväggen i svenska inneslutningar har vanligtvis gjutits med så kallad glidform. Vid glidformsgjutning lyfts gjutformen kontinuerligt där foderrör, slakarmering, etc. monteras efterhand som formen lyfts. I många fall applicerades spännkabeln i foderröret innan gjutning (ett måste i de fall blinda förankringar används, se nästa avsnitt). Ett kritiskt moment i spännkabelarbetet är att erhålla en säker och tät upphängning av foderrör och förankringsplattor i gjutformen. Om skarvar mellan rör eller avslutningar vid förankringar ej håller tätt eller kabelrör skadas riskerar avsedd funktion att inte kunna uppnås.

Efter att gjutningsarbetena färdigställts påbörjades arbetena med att spänna upp kablarna. Kablarna späades i en viss ordning för att minimera skadliga påkänningar i

konstruktionen. För svenska inneslutningskonstruktioner späades kablarna ganska lång tid efter att betongkonstruktionen gjutits (i vissa fall mer än 2 år efter gjutning, se [21]).

3.4 Spännkabelsystem

För inneslutningskonstruktioner används uteslutande efterspäda spännkabelsystem där spännkablarna löper i ursparingsrör (foderrör) som gjuts in i betongkonstruktionen. Spännkabelrören och förankringsenheter appliceras tillsammans med slakarmering och andra ingjutningsgods i gjutformen innan gjutning. En spännkabelförankring där kraften appliceras vid uppspänning benämns som aktiv förankring. Uppspänningen kan göras från båda ändar, vilket främst gäller spännkablarna med stor krökning (t.ex. horisontella spännkablarna i cylinderväggen). Vissa spännkablarna späas endast från en ände (t.ex. vertikala spännkablarna i inneslutningsväggen, se Figur 3.5), där änden som inte späas benämns som passiv förankring. Aktiva förankringsenheter görs åtkomliga för applicering av domkraft och består generellt av en ankarplatta i stål samt ett konformat rör som ansluts mot foderröret (se Figur 3.6). En passiv förankring gjuts in i betongkonstruktionen och består generellt av en grov krökt stålplåt där spännkabeltrådarna förankras (t.ex. nedre förankring av vertikal kabel Figur 3.5). Speciellt utformad armering läggs in kring förankringen för att förhindra spjälkning.



Figur 3.5: Principfigur gällande förankring av vertikal spännkabel i svenska inneslutningar.

För svenska inneslutningar används två olika typer av spännkabelsystem, BBRV- och VSL-system (se Tabell 3.1 och Figur 3.6). BBRV-kabeln består av ett stort antal enskilda trådar med fixerad längd. Uppspänningen av denna typ av kablar görs genom att en domkraft appliceras på det gängade ankarstycket som lyfts från ankarplattan. När erforderlig kraft uppnått i kabeln appliceras mellanlägg för att fixera ankarstycket. VSL-kabeln består av ett antal linor (varje lina består normalt av 7 tvinnade trådar) där spännkabeln späas genom att domkraften appliceras direkt på linorna. Linorna dras tills erforderlig kraft uppnått i kabeln och fixeras därefter via kilar i ankarstycket, som är i direkt kontakt med ankarplattan. En typiskt BBRV kabel i svenska inneslutningar har en brottlast på 7.1 MN (139 trådar, $\phi=6$ mm) medan en typisk VSL kabel har en brottlast på 3.4 MN (19 linor, 7 trådar $\phi=4$ mm). En mer utförlig beskrivning av

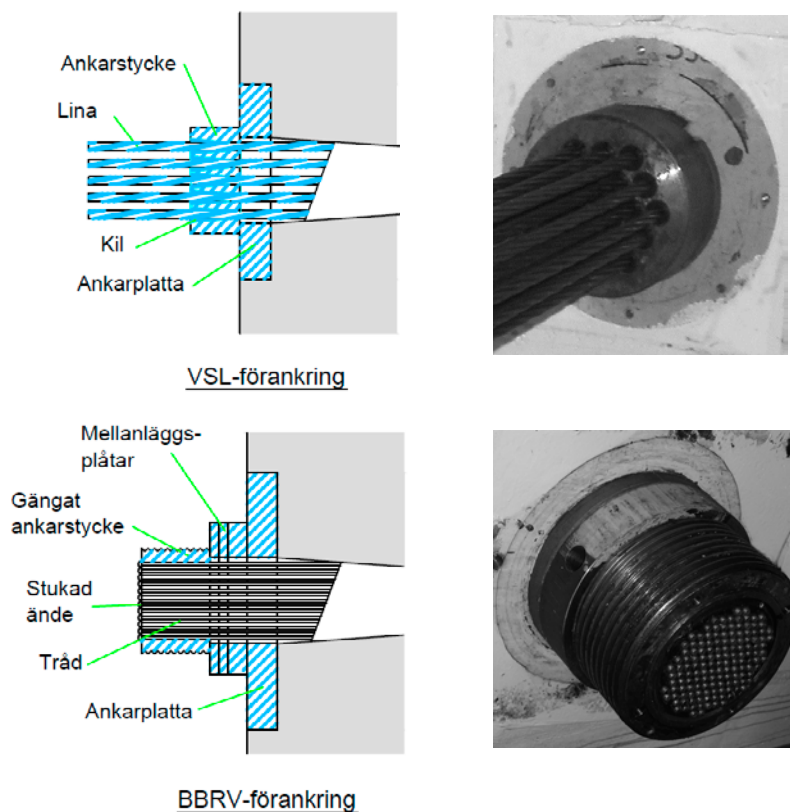
uppspänningsprocessen samt mätmetoder för att säkerställa att erforderlig spännkraft uppnås ges i avsnitt 3.5.

Foderrören utgörs av korrugerade metallrör för svenska inneslutningar. Denna typ av rör vara den dominerande typen av foderrör då svenska inneslutningar byggdes. Tjockleken på foderrör är generellt mellan 0,2 och 0,7 mm beroende på rördiameter samt gjuttryck och annan belastning under byggskedet, se [22]. Rören skarvas normalt med en hylsa som förseglas med tejp vid ändarna. Foderrören skall vara flexibla för att kunna krökas utan att skadas, vara förbeständiga (styvhet och hållfasthet) vid belastning samt vara täta mot inträngning av cementslam under gjutningsarbetet. Idag används även foderrör av plast som har större täthet och därmed även kan ses som en barriär gällande spännkabelns korrosionsskydd.

Tabell 3.1: Typ av spännkablär för svenska reaktorinneslutningar.

Reaktor	Spännkabelsystem	Korrosionsskydd	Funktion
Barsebäck 1 ¹⁾	VSL	Cementinjektering	Vidhäftande
Barsebäck 2 ¹⁾	VSL	Cementinjektering	Vidhäftande
Oskarshamn 1	BBRV	Cementinjektering	Vidhäftande
Oskarshamn 2	BBRV	Cementinjektering	Vidhäftande
Oskarshamn 3	VSL	Cementinjektering	Vidhäftande
Forsmark 1	VSL	Torrluftventilerade	ej vidhäftande
Forsmark 2	VSL	Torrluftventilerade	ej vidhäftande
Forsmark 3	BBRV	Torrluftventilerade	ej vidhäftande
Ringhals 1	BBRV	Cementinjektering	Vidhäftande
Ringhals 2	BBRV	Fettinjektering	ej vidhäftande
Ringhals 3	BBRV	Fettinjektering	ej vidhäftande
Ringhals 4	BBRV	Fettinjektering	ej vidhäftande

1) Tagna ur drift



Figur 3.6: Principfigur gällande förankring av spännkabelsystem i svenska inneslutningar.

Internationellt har för befintliga kärnkraftverk ofta spännkabelsystemet Freyssinet använts, se [3]. En översikt gällande utformning och uppspanning av Freyssinet systemet och andra typer av spännsystem ges i [16].

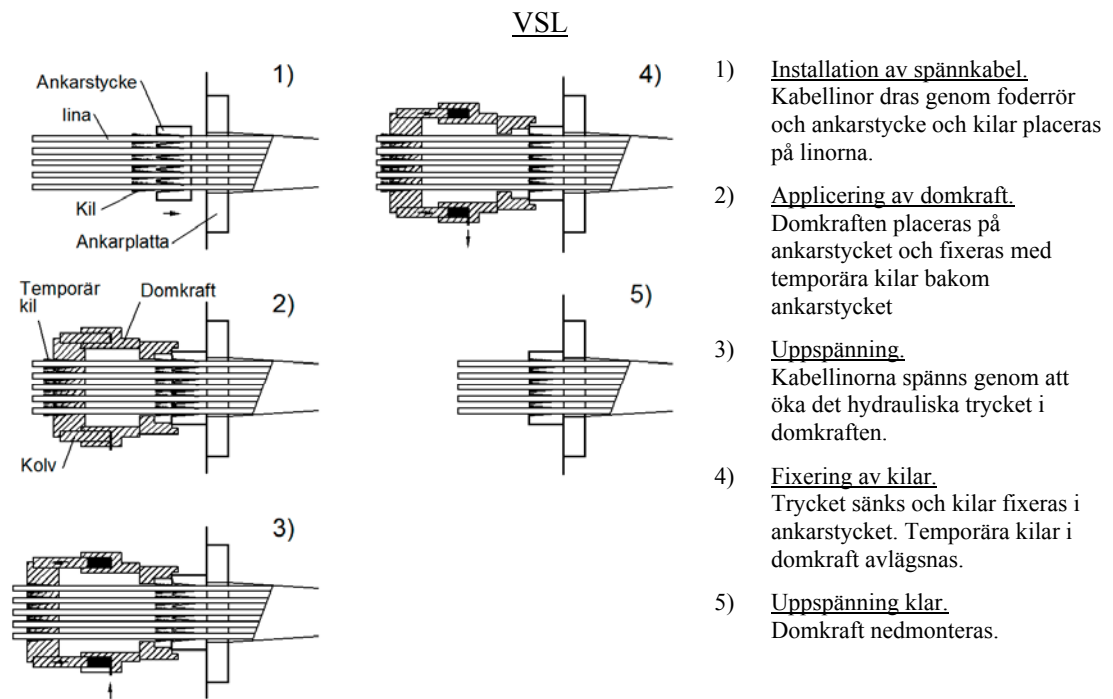
För svenska inneslutningar används både vidhäftande och icke vidhäftande spännkabelsystem (se Tabell 3.1). För svenska inneslutningar med vidhäftande spännarmering har utrymmet mellan spännkabel och foderrör fyllts med cementinjektering där injekteringen skyddar spännkabeln mot korrosion. För svenska inneslutningar med icke vidhäftande spännarmering skyddas spännkabeln mot korrosion genom att utrymmet mellan spännkabel och foderrör fylls med fett eller ventileras med torrluft. Gällande icke vidhäftande spännarmering används internationellt vanligtvis fettinjektering (se [3]).

Vid korrekt utfört injekteringsarbete utgör cementinjektering ett tillförlitligt skydd mot korrosion. En annan fördel med cementinjektering är att spännkabeln blir mindre känslig för lokala skador eftersom vidhäftningen kan överföra spännkraft till betongkonstruktionen. Nackdelen med vidhäftande spännarmering är att det är mycket svårt att verifiera statusen hos spännsystemet. Det är inte möjligt, som för icke vidhäftande armering, att mäta kvarvarande kraft eller att spänna ner kablarna för visuell inspektion. För icke vidhäftande spännkablar där fettinjektering används som korrosionsskydd erhålls också lägre friktion längs spännkabeln vilket möjliggör längre spännkablar och färre förankringspositioner.

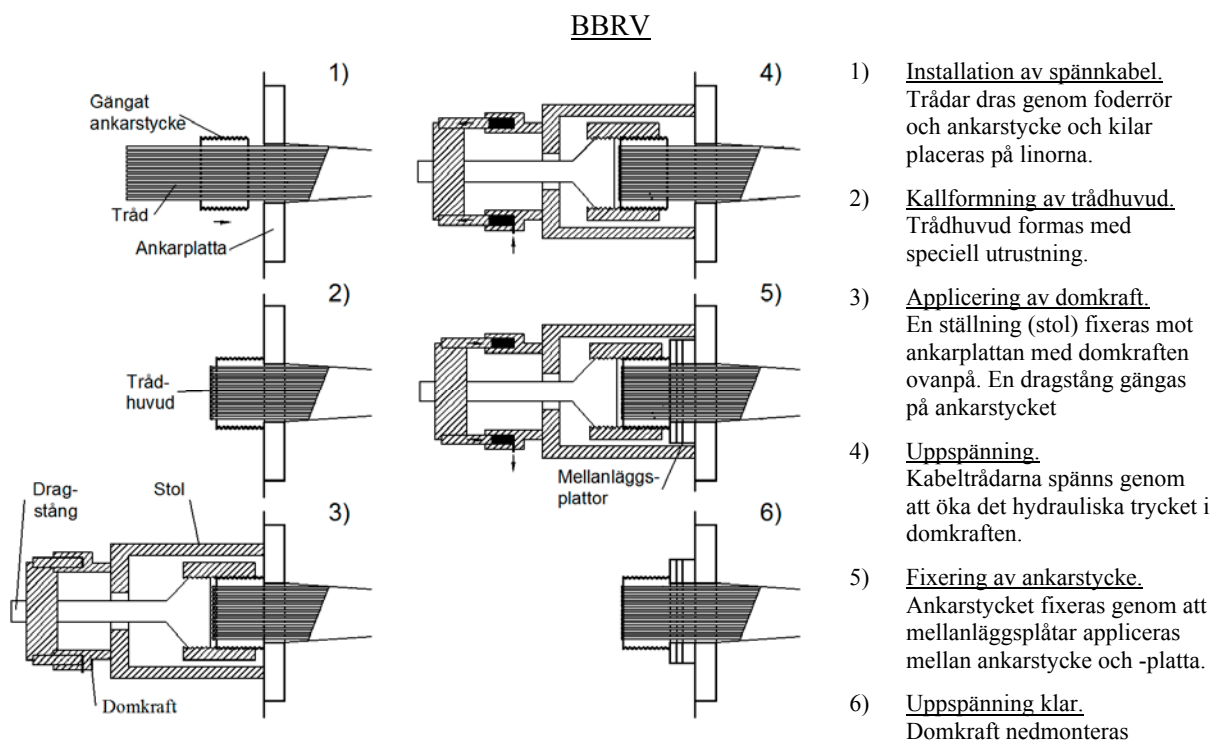
3.5 Uppspänning och kraftmätning

I detta avsnitt beskrivs uppspännings och kraftmätningsteknik som använts vid svenska befintliga reaktorinneslutningar. Beskrivningen baseras främst på kapitel 5 i [23] och avser typiska förhållanden gällande uppspänning och kraftmätning för svenska inneslutningar.

Uppspänningen av spännkablar utfördes med hydrauliska domkrafter med typiska kapaciteter på 285 ton för VSL- och 500 ton för BBRV-systemen. I Figur 3.7 och Figur 3.8 beskrivs arbetsmoment som ingår i uppspänning av VSL- och BBRV-kablar.



Figur 3.7: Principschema gällande uppspänning av VSL-kablar.



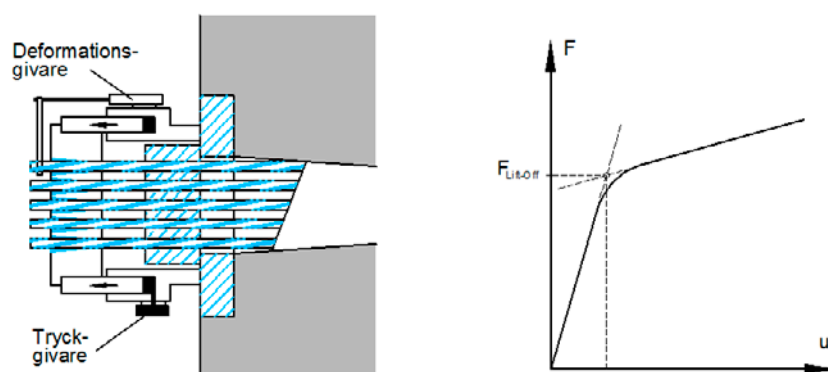
Figur 3.8: Principschema gällande uppspanning av BBRV-kablar.

Kraft och förskjutning av ankarstycket mäts under uppsägningsprocessen. Kraften i spännkabeln bestäms primärt utifrån trycket i hydrauloljan och domkraftskolvens tvärsnittsarea. För att göra detta krävs även uppgifter om domkraftens friktion vilket bestäms vid kalibrering av utrustningen. Parallellt mättes kraften vid svenska verk i vissa fall även med kraftgivare bestående av stålringar med applicerade töjningsgivare. Förskjutningen av ankarstycket (förlängning av kabel) bestäms med någon typ av linjal och i vissa fall även en elektronisk förskjutningsgivare. Förskjutningen mättes primärt under uppspanningen för att avgöra om avsedd kraft förts in längs hela spännkabeln och inte enbart i änden där kraften mäts. En avvikelse från de beräknade förskjutningarna kan t.ex. tyda på att spännkabeln fastnat någonstans längs forderröret eller att friktionen mellan kabel och foderrör avviker från den förväntade.

Dokumentationen från uppspanningsarbetena vid svenska verk består normalt av uppspanningsscheman (spännlistor) och ibland även uppspanningsdiagram. Spännlistor innehåller uppgifter om domkraften (individnummer, kolvarea, kalibreringskonstant, etc.) och spännkabel (E-modul, tvärsnittsarea, etc.) samt beräknad och uppmätt kraft/förskjutning vid olika nivåer av uppspanningen. Uppspanningsdiagram finns dokumenterade i de fall kontinuerlig avläsning av förskjutningar gjorts. Dessa diagram kan vara till hjälp för att utreda fördelning av kraft längs kablar samt avgöra vilken spännkraft som slutligen erhöles vid uppspanningen (se exempel på diagram i [23]).

Mätning av inlåst kraft har utförts direkt efter den ursprungliga uppspanningen samt vid återkommande spännkabelinspektioner för icke vidhäftande spännkablar (se kapitel 6). Mätning av inlåst kraft görs med så kallad "lift-off" metod, där utrustning i princip överensstämmer med den utrustning som används vid uppspanning (se ovan). Avsikten med lift-off metoden är att mäta kraften som överförs mellan ankarstycke och ankarplatta.

I princip registreras storleken på kraften i domkraften i det ögonblick då ankarstycket lättar från ankarplattan. Det svåraste momentet i denna metod är att avgöra när ankarstycket lättar. Metoden är mindre känslig för långa kablar eftersom en viss förlängning av spännkabeln ger en mindre kraftändring för långa än för korta kablar. Det enklaste sättet är att rent visuellt avgöra när ankaret lättar från ankarplattan. En mer förfinad metod är att mäta kraft och deformation kontinuerligt och därefter avgöra lift-off kraften från ett diagram (se Figur 3.9). I [20] konstateras att för långa spännkablar med stor krökning medför friktionen längs kabeln att kraften som mäts i änden av kabeln inte alltid är representativ för hela spännkabeln. Friktionen tillsammans med ett så kallat eftersläpp medför dessutom att lift-off kraften blir svårare att tolka från uppspanningsdiagram.



Figur 3.9: Lift-off test för VSL-kabel.

Mätfelet för domkrafterna anges normalt till mellan 1 och 2 %. Den totala spridningen av inlåst kraft är större p.g.a. omständigheter kring uppspanningen (t.ex. kilglidning för VSL-kablar) och fel kopplade till avläsning av lift-off kraft. Variationskoefficienten (standardavvikelse / medelvärde) för kraft uppmätt i anslutning till uppspanning för svenska inneslutningar är kring 1,5 % för BBRV-kablar och kring 3 % för VSL-kablar (se [24]). Spridningen av kraft kan förväntas öka med tiden bland annat p.g.a. tidsberoende förluster. Enligt mätningar presenterade i [24] har variationskoefficienten nästan fördubblats efter 15-20 år.

För en inneslutning (Forsmark 1) finns fasta givare applicerade på 8 vertikala och 5 horisontella spännkablar. För dessa har förankringskraften mätts kontinuerligt efter uppspanning med lastceller som applicerats mellan ankarstycke och ankarplatta.

3.6 Spännkraftsförluster

Olika typer av förluster som kan påverka spännkraften i en inneslutningskonstruktion är:

- Initiala förluster (låsglidning, friktionsförluster och elastisk deformation i betong);
- Tidsberoende förlust (krypning och krympning i betong samt relaxation i spännkabel);
- Andra effekter (skador i form av korrosion och defekter samt effekter av temperaturrelaxation).

Nedan i detta avsnitt beskrivs inverkan av de initiala förlusterna. Tidsberoende förlusterna samt riskfaktorer gällande korrosion på spännkablar behandlas i Kapitel 5. Ett beräkningsexempel för total beräknad förlust för en horisontell spännkabel i en inneslutning ges i Bilaga 1.

3.6.1 Låsglidning

Då kabeluppspänningen avslutas uppkommer någon typ av kraftminskning vid inlåsning av förankringen (låsglidning). Normalt för svenska inneslutningskonstruktioner är att spännkabeln först spänns upp enligt instruktioner för att uppnå erforderlig spännkraft, därefter utförs mätning av förankringskraften via ett så kallat lift-off test, se avsnitt 3.5. Uppmätt kraft från lift-off testet registreras som ursprungligt inlåst kraft för spännkabeln, d.v.s. förlust av låsglidning inkluderas normalt i registrerad ursprunglig kraft.

Storleken på förlusten vid förankring beror främst på vilken typ av förankring som används (mellanlägg eller kilar). För system som förankras med kilar (t.ex. VSL-system) motsvarar förankringsförlusten kring 6 mm förskjutning (se [15]). Motsvarande värde för BBRV-system beror av passformen för mellanläggen som appliceras vid förankring (se Figur 3.8). Förskjutningen vid förankring beror alltså på tillgången till olika tjocklekar på mellanläggen, vilket normalt borde vara mindre än kilglidningen för VSL-kablar. I SS-EN1992-1-1 [25] anges att låsglidningsvärdet för konstruktioner som uppförs idag skall hämtas från det europeiska tekniska godkännande dokumentet (ETA).

3.6.2 Friktionsförlust

Storleken på friktionsförlusten beror av spännkabelns krökning samt ytråheten för spännkabel och foderrör. Även spännkablar i nominellt raka spännkabelrör påverkas av friktion pga. toleranser i arbetsutförandet. Variationen av kraft längs en spännkabel kan beräknas med följande exponentialfunktion (se t.ex. [16]).

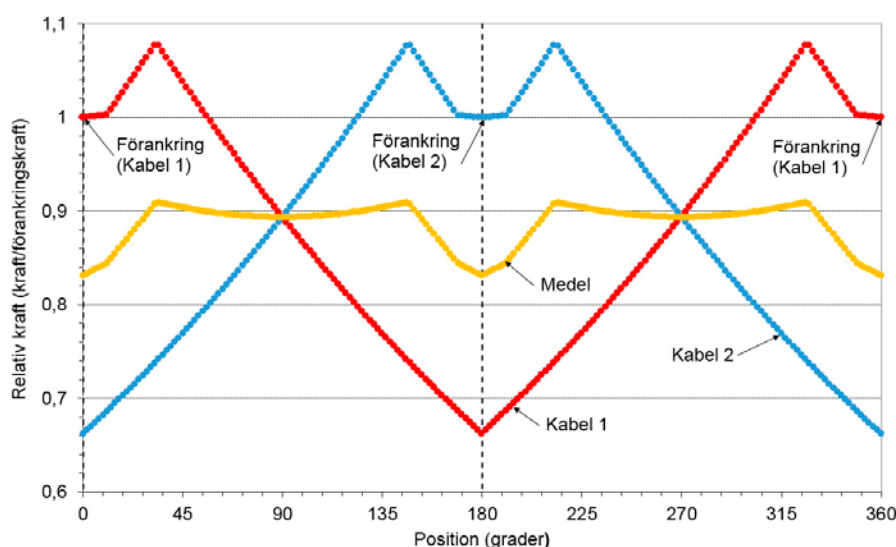
$$F(x) = F_0 e^{-(\mu \alpha + Kx)}$$

där F_0 är kraften vid förankringen, μ är friktionskoefficienten mellan kabel och rör, α är absolutvärdet av summerad vinkeländring, K är koefficienten som beaktar toleranser¹ och x är avstånd mellan uppspänningsände och betraktat snitt. I BRO 94 anges friktionskoefficienterna till $\mu = 0,18$ och $K = 0,0022$ /m (se [16]) och enligt SS-EN1992-1-1 [25] anges att om godkända intyg från leverantören ej finns kan $\mu = 0,18$ och $0,0009$

¹ Faktorn K uttrycks ofta som k där k är oavsiktlig krökning per meter.

$< K < 0,0018$ /m användas¹. För befintliga svenska inneslutningar användes troligen uppgifter från leverantören gällande uppskattad friktion vid dimensionering. I [23] anges att för Forsmark 1 och 2 användes friktionskoefficienterna $\mu = 0,15$ och $K = 0,0015$ /m vid dimensionering. Den faktiska friktionen uppskattades i vissa fall genom mätning vid uppspänning. Enligt [23] konstaterades vid Forsmark 1 att den faktiska medelfriktionen var något lägre än den som uppskattats vid dimensionering.

För långa spännkablar med stor krökning utgör friktionsförlusterna en betydande reduktion av den kabelkraft som appliceras i änden av kabeln (förankringskraft). Som exempel erhåller en helvarvskabel i en inneslutning (total krökning på 360°), som spänns från båda ändar, en maximal friktionsförlust som ungefär motsvarar halva uppspänningskraften i kabeländarna. För att utjämna spännkraften i konstruktionen används olika metoder. Långa spännkablar med stor krökning spänns oftast i båda ändar. Ett annat sätt att minska variationen är att ”överspänna” kabeln och sedan göra ett avsiktligt eftersläpp vid inlåsning. Slutligen förskjuts förankringarna för horisontella spännkablar. I Figur 3.10 visas ett exempel på spännkraftfördelning för horisontella spännkablar med total krökning på 360° och som spänns i båda ändar. Förankringspositionen för Kabel 2 i exemplet är förskjuten 180° jämfört med Kabel 1 vilket gör att den lägsta effektiva spännkraften (medelkraften) längs inneslutningens omkrets ökar markant.

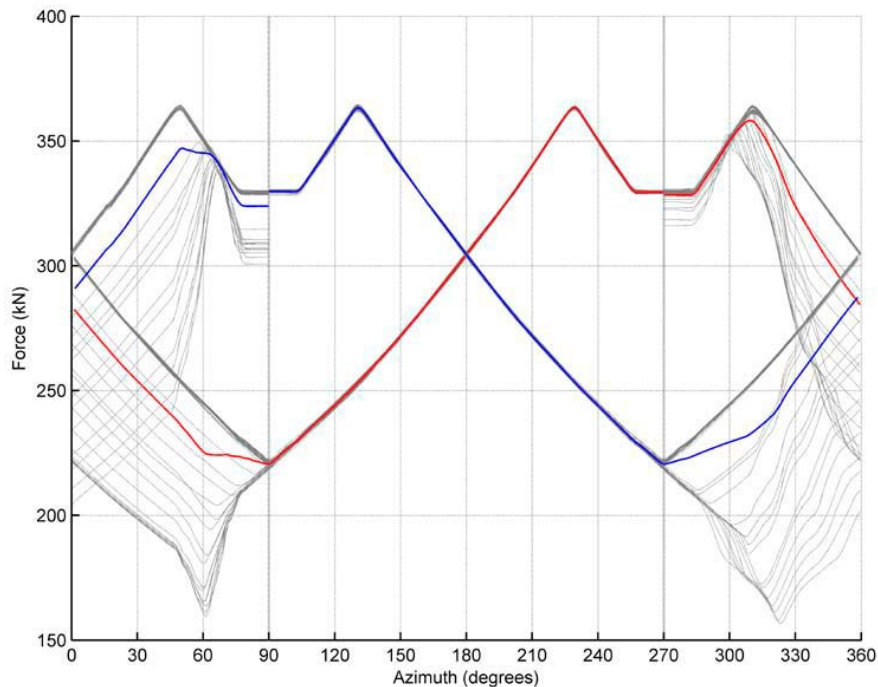


Figur 3.10: Exempel på spännkabelfördelning för spännkablar med 360 graders krökning. Förankring för Kabel 1 är förskjuten 180 grader jämfört med Kabel 2, [1].

Inverkan av krökning kring genomföringar kan ge ett betydande bidrag till friktionsförlusten. I Figur 3.11 visas ett exempel på kraft i horisontella helvarvskablar på olika avstånd från en stor genomföring. Krafterna motsvarar beräknade värden för inneslutningsmodellen Sandia $\frac{1}{4}$ [18], där kabelföringen visas översiktligt i Figur 3.2. I Figur 3.11 kan även en variation i förankringskraft noteras. Detta beror på att eftersläppet (förskjutning) är konstant medan krökningen och därmed friktionskraften intill

¹ Angivna värden i SS-EN1992-1-1 [25] gäller för kalldragna linor som löper i insmorda foderrör av stål.

förankringen varierar beroende läget i förhållande till genomföringarna. En ökad inverkan av friktion ger en större kraftsänkning av ett eftersläpp med konstant förskjutning.



Figur 3.11: Kraft längs horisontella spännkablarna i inneslutningsvägg. Grå kurvor visar kraft i enskilda spännkablarna. Blå kurva visar medelvärde för spännkablarna förankrade vid 90°. Röd kurva visar medelvärde för spännkablarna förankrade vid 270°. Se [19].

3.6.3 Elastisk deformation i betong

Initialt kommer även kraften att minska p.g.a. att betongen deformeras elastiskt då spännkraften appliceras. Storleken på denna kraftförlust beror på när en specifik kabel spänns i förhållande till andra spännkablarna. Den först spända spännkabeln i en konstruktion får maximal förlust medan den sist uppspända kabeln inte får någon förlust alls. Medelförlusten av elastisk sammantryckning för en typisk inneslutning är relativt liten (mellan 1 och 2 % enligt [23]). I avsnitt 5.10.5.1 i SS-EN1992-1-1 [25] ges ett uttryck för beräkning av spännkraftsförlust av betongens elastiska deformation. Medelförlusten för ett antal identiska spännkablarna kan beräknas enligt följande:

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * I / 2 * \Delta \sigma_c / E_{cm}$$

där A_p är spännkabelns tvärsnittsarea, E_p är spännkabelns E-modul, $\Delta \sigma_c$ spänningsökningen i betongen (av pålagd spännkraft) och E_{cm} är betongens E-modul.

3.7 Korrosionsskydd

Tre olika typer av korrosionsskydd för spännkablarna används i svenska inneslutningskonstruktioner (se Tabell 3.1), där foderrören inkluderar följande typer av korrosionsskydd:

- Cementinjektering
- Fettinjektering

- Torrluftsventilering

I SS-EN1992-1-1 [25] (avsnitt 3.3.7) anges endast kort att spännarmering i foderrör skall ha tillfredställande och varaktigt korrosionsskydd.

3.7.1 Cementinjektering

För spännarmerade konstruktioner i allmänhet är cementinjektering det vanligast korrosionsskyddet och då speciellt för brokonstruktioner. Den höga alkalihalten i cementinjekteringen utgör ett bra skydd mot korrosion. Den vanligaste orsaken till korrosionsproblem i spännarmerade konstruktioner är ofullständigt injekterade kabelrör, se avsnitt 5.4. Arbetsutförandet av cementinjekteringen är avgörande för huruvida spännkablarna får ett fullgott skydd eller inte. Viktiga detaljer i utförandet är,

- Säkerställande av rena rör utan kvarstående vatten innan påbörjad injektering;
- Säkerställande av täta rör genom trycksättning;
- Injekteringsarbetet skall genomföras utan avbrott;
- Luftning av hög- och ändpunkter i kabelföringen;
- Observation av genomströmning i luftningsvägar;
- Korrekt trycksättning då injektering avslutas.

Enligt [17] finns speciella problem gällande injekteringsarbetet för vertikala spännkablar alternativt kablar med stora nivåskillnader. Stora tryckskillnader på olika nivåer i rören kan ge en typ av separation vilket ger små hålrum mellan spänntrådar / linor. Olika metoder har utvecklats för att undvika dessa problem. Metoderna beskrivs mer ingående i [26] men bygger på att rören sätts i undertryck (vacuum) före injektering eller att en slutlig injektering utförs i den övre änden av kabeln.

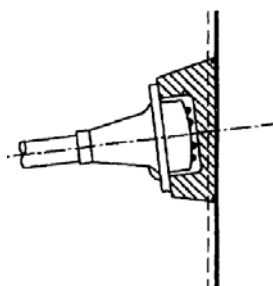
Även injekteringsbrukets sammansättning är väsentlig för att ge ett fullgott skydd. Följande är viktigt att uppfylla för cementbruket:

- Lågt innehåll av skadliga substanser, t.ex. lågt innehåll av klorider;
- Högt pH värde;
- Korrekt konsistens/arbetsbarhet (löst \Rightarrow separation, styvt \Rightarrow dålig utfyllnad);
- Tillsatser som ger expansion som kompenserar för krympning.

Olika typer av tester finns för att visa att cementbruket är lämpligt för injektering. Enligt [26] anges att ett minimum (baserat på EN 447) är tester av:

- Viskositet
- Separation
- Volymändring
- Hållfasthet

De aktiva förankringarna för cementinjekterade kabelsystem skyddas normalt genom att förankringarna, efter färdigställd uppspänning, injekteras genom en kåpa som monteras över ankarstycket. slutligen gjuts kåpan och förankringen in i konstruktionen, se Figur 3.12 nedan.



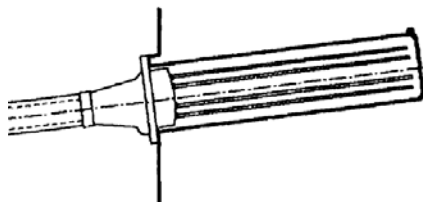
Figur 3.12: Principutförning för cementinjekterad spännkabelförankring.

Mer ingående beskrivningar kring utförande, tester och krav på cementinjektering ges i [26] och [17] (kapitel 7).

3.7.2 Fettinjektering

För denna metod fylls rören med fett, vax eller annan typ av petroleumprodukt. Denna metod att skydda spännablarna mot korrosion är vanlig för reaktorinneslutningar internationellt, t.ex. i USA. Enligt ASME, Section III, Division 2 [14] skall injekteringen som används som permanent korrosionsskydd vara ett petroleum baserat material som inkluderar tillsatser för att förbättra korrosionsskyddet. Injekteringsmaterialet bör vara trögflytande eller fast vid driftstemperatur för att minska risken för läckage. Fettet värms vid arbetet med injektering för att ge god utfyllnad.

Förankringarna skyddas normalt genom att en huv monterats över förankringen som fylls med fett efter att uppspanning- och injekteringsarbeten färdigställts.



Figur 3.13: Principutförning för fettinjekterad spännkabelförankring.

Metoden ger möjlighet att inspektera, byta spännablarna samt mäta och ändra förspänningsnivån i konstruktionen.

3.7.3 Torrluftsventilering

Att skydda spännablar mot korrosion genom att ventilera spännabelrören med torrluft är en mindre vanlig metod än de två ovanstående beskrivna metoderna (cement- och fettinjektering), speciellt gällande inneslutningskonstruktioner¹. Metoden baseras på att korrosion ej uppkommer i torra miljöer. Generellt anses risken för korrosion försumbar då den relativa fuktigheten (RF) understiger 70% (se [28]). I [29] beskrivs metoden som används vid Forsmark 1 till 3 kortfattat. Här anges att torrluft trycks in i spännabelrören och specifikt för Forsmark 1 anges att en fläkt blåser luft från rektorbyggnaden in i rören.

¹ Baserat på studerad litteratur är metoden som används vid Forsmarks kärnkraftverk unik för inneslutningskonstruktioner.

I [30] anges att ett specialutformat ventilationssystem med avfuktare används vid Forsmark. För att skydda spännkablarnas förankringar mot korrosion leds torrluften genom huvar som är placerade över spännkabelns ändförankringar.

Liknande system för att skydda spännkablarna mot korrosion används för hängbroar i t.ex. Danmark (se [31]). Enligt [31] ingår tre huvuddelar i dessa system ventilation/avfuktning, inblås och utblås. Övervakningen av systemen är viktig för att försäkra att skyddet är fullständigt vid alla tidpunkter. Enligt [31] bör följande följas upp för att säkra funktionaliteten hos systemet:

- Relativ fuktighet
- Temperatur
- Flöde
- Tryck

4. Analys och dimensionering

4.1 Allmänt

Inneslutningskonstruktionens grundläggande funktion är att förhindra eller begränsa utsläpp av radioaktiva partiklar i atmosfären. För att uppnå detta ställs krav på både inneslutningens bärförmåga och dess täthet. Spännarmeringen bidrar med att öka bärförmågan hos inneslutningskonstruktionen men det främsta syftet med spännarmering framför slakarmering är att förspänningen begränsar uppsprickning och deformationer vid höga inre trycknivåer.

För inneslutningar utan tätplåt är den positiva effekten av förspänningen uppenbar, då sprickor i betongväggen direkt medför en otäthet i inneslutningen. För inneslutningar med tätplåt bidrar förspänningen till att minska risken för otätheter (revor) i tätplåten genom att deformationen reduceras (se principiellt samband i Figur 3.1).

Den last då inneslutningens globala bärförmåga överskrids (gränslasten) bestäms i många fall av ett dragbrott horisontellt i inneslutningsväggen. Denna typ av brottmod kan anses oberoende av förspänningsnivån i strukturen. Ett dragbrott i inneslutningsväggen bestäms av den samlade kapaciteten hos slakarmering, spännkablar och tätplåt¹. Däremot kommer inneslutningens deformation då gränslasten uppnås avgöras av spännkraftsnivån i spännkablarna.

Belastningskrav för inneslutningen kan principiellt delas upp i krav för händelser inom design (konstruktionsstyrande) och utanför design (svåra haverier), se avsnitt 2.2 och 2.3. Händelser inom design har högre sannolikhet att inträffa och för dessa händelser gäller generellt striktare acceptanskriterier än för händelser utanför design. Dimensionering och utformning baseras generellt på händelser inom design, där antagande om i huvudsak linjärelastiskt beteende görs. För händelser utanför design accepteras normalt olinjärt beteende och plastisk omlagring i strukturen.

I detta kapitel beskrivs aspekter gällande analys och dimensionering för inneslutningskonstruktioners spännkabelsystem. Hantering av händelser inom- respektive utanför design behandlas i avsnitt 4.2 respektive 4.3. I [1] ges en mer generell beskrivning av dimensionering och analys av reaktorinneslutningar.

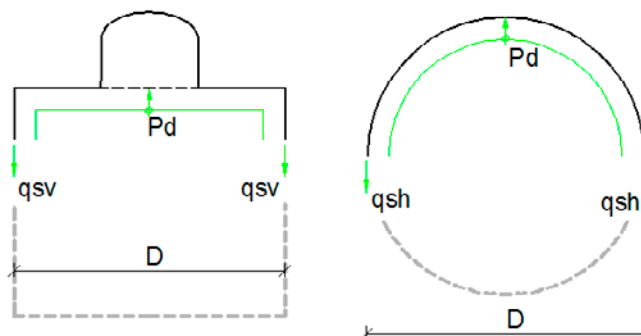
4.2 Inom design

Ett grundläggande krav som traditionellt ställs på spännarmerade inneslutningar är att inga resulterande normaldragpåkänningar skall uppstå i inneslutningskärlet vid det specificerade konstruktionstrycket (se avsnitt 2.4). Denna praxis säkerställer ett i huvudsak elastiskt strukturbeteende inom design och detta krav blir i många fall styrande vad gäller behovet av spännkraft för spännarmerade inneslutningar. Även andra krav beror av spännkraften som t.ex. konstruktionens tvärkraftskapacitet och spänningsnivån i slakarmering. I dessa fall finns dock andra alternativ att öka kapaciteten, t.ex. genom att öka vägg tjockleken alternativt lägga in mer tvärkraftsarmering eller längsgående slakarmering.

¹ Tätplåten inkluderas inte i kapaciteten för dimensionering inom design.

Behovet av spännkraft kan i generella områden utan inverkan från diskontinuiteter bestämmas med enkla överslag baserat på kraftjämvikt. För cylinderväggen i en inneslutning med konstruktionsövertryck P_d och diametern D kan behovet av spännkraft (per längdenhet) q_s beräknas genom (se Figur 4.1);

- $q_{s,h} = D \cdot P_d / 2$ horisontellt och
- $q_{s,v} = D \cdot P_d / 4$ vertikalt.



Figur 4.1: Principskiss jämvikt spännkraft (q_s) / inre tryck (P_d).

För en inneslutning med $P_d = 0,6$ MPa och $D = 30$ m och erhålls ett behov av spännkraft på;

- $q_{s,h} = 9,0$ MN/m horisontellt och
- $q_{s,v} = 4,5$ MN/m vertikalt (egenvikt ej inkluderad).

Motsvarande kraftjämvikt kan ställas upp även för andra konstruktionsdelar som inneslutningens dom (PWR-inneslutning). Kring genomföringar eller andra diskontinuiteter är spänningsfördelningen av inre övertryck mer komplex och spännkraftsbehovet i dessa områden kan behöva analyseras med mer detaljerade strukturmodeller. Vid ränder, som i anslutning mot bottenplattan, minskar normalt spännkraften för att minska det tvång som uppstår. I dessa områden krävs också mer detaljerade beräkningar för att utreda behov av spännkraft samt de tvångseffekter som uppstår.

För att dimensionera spännkraften och utformningen av spännkabelsystemet måste ett antal faktorer beaktas enligt nedan:

- Initiala förluster (se avsnitt 3.6) som förluster vid förankring, friktion samt elastisk sammantryckning av betong.
- Långtidsförluster (se avsnitt 5.3) som betongens krypning och krympning samt spännkabelns relaxation.
- Geometrisk placering som avstånd mellan kablar, utformning kring genomföringar, placering av förankring, etc..
- Val av spännkabelsystem (se avsnitt 3.3) vilket kan relateras till behov av spännkraft, geometriska begränsningar, erfarenhet och kunskaper hos utförare, etc..

- Beständighet (se avsnitt 3.7 och 5.4). Dimensioneringen skall resultera i genomarbetade instruktioner och program för hur spännkablar och förankringar skyddas mot korrosion.

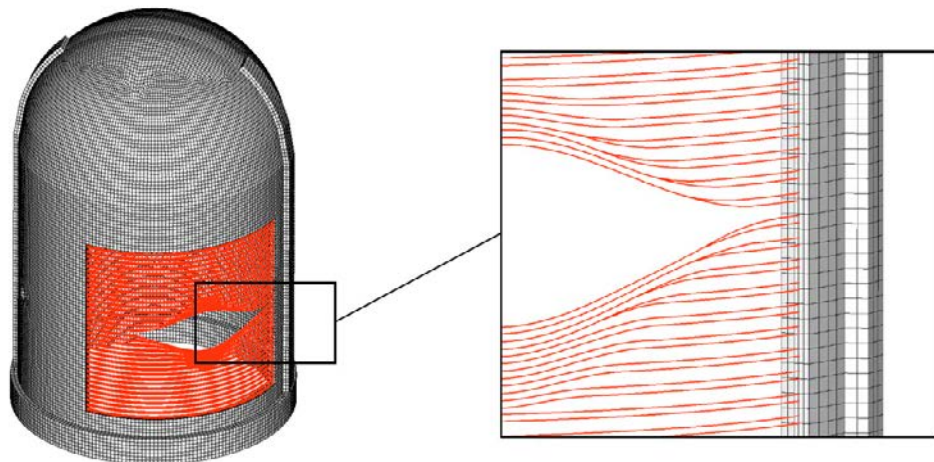
Utformning och dimensionering av spännkabelsystemet är självklart starkt integrerat med andra delar av dimensioneringsarbetet för reaktorinneslutningar. Det är mycket viktigt att utformningen av spännkabelsystemet beaktas tidigt i dimensioneringsprocessen då principer för det bärande systemet, geometrisk utformning, materialval, etc. fastställs.

Dimensioneringen baseras huvudsakligen på linjärelastiska antaganden gällande strukturmodellering. Strukturmodellering i dag utförs i de flesta fall med någon typ av finita element (FE) modell. FE-modelleringen kan utgöras av både globala och lokala modeller av inneslutningskonstruktionen. I områden kring diskontinuiteter som t.ex. genomföringar kan behovet av upplösning i analyserna medföra att globala modeller måste kompletteras med lokala modeller. Beroende på strukturdelen utformning kan olika typer av element användas i modelleringen. Ofta kan skalelement vara lämpligt för att beskriva inneslutningskärllets globala beteende medan solidelement kan behövas för att beskriva responsen lokalt kring diskontinuiteter. Beskrivningen av spännkabelsystemet för linjära analyser kan införas som ytter laster vilka motsvarar spännkablaras inverkan på betongstrukturen. En annan metod är att beskriva spännkablar med stånelement som kopplas fixt till elementen som beskriver betongstrukturen. Gällande denna metod beskrivs förspänningen genom en deformationslast för stånelementen (t.ex. temperaturlast). Fördelen med den senare metoden är att spänningsökning i spännkabeln vid belastning av inneslutningen erhålls. Mer sofistikerade metoder för att modellera spännkablar kan användas, där t.ex. uppspänning och friktion beskrivs direkt i analysen. Denna typ av metoder är främst av intresse då inneslutningens olinjära beteende skall beskrivas, vilket främst gäller studier av händelser utanför design (se nedan).

4.3 Utanför design

Den för spännkabelsystemet viktigaste händelsen utanför design, vad gäller inneslutningens integritet, är tryck- och temperaturökning vid svårt haveri. Ett svårt haveri har mycket låg sannolikhet att inträffa och uppkommer efter multipla fel i säkerhetssystemet (se avsnitt 2.2). Verifiering utanför design kan utföras för specifika händelser eller för ökande last upp till brott (gränslastanalys). Resultat från en gränslastanalys kan användas som indata till probabilistiska säkerhetsanalyser (PSA) där den totala sannolikheten för radiologisk omgivningspåverkan utvärderas.

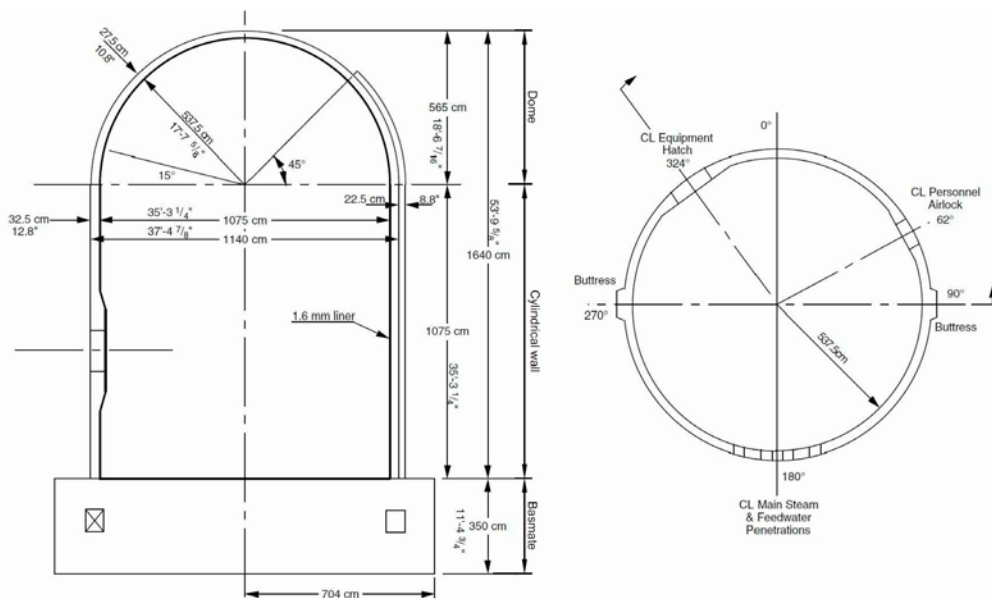
Vid studier av händelser där konstruktionsstyrande lastnivåer överskrids (svåra haverier) kan en icke-linjär strukturrespons förväntas och därför används normalt olinjära FE-modeller för denna typ av analyser (se exempel i Figur 4.2). Olika ingående komponenter beskrivs för denna typ av modeller med separata element som kopplas samman genom gemensamma noder eller kontaktbeskrivningar. Betongen kan ges en olinjär beskrivning för såväl betongtryck vid krossning som uppsprickning vid dragbelastning. För stålkomponenter kan materialmodeller beskriva elasto-plastiska beteende samt dess brottegenskaper. Gällande spännkablar ges möjlighet att beskriva interaktionen mellan spännkabel och betongkonstruktion genom kontaktvillkor som beskriver friktionsegenskaper.



Figur 4.2: Global modell för analys av tryck- och temperaturökning vid svåra haverier (betong-, slakarmerings- och tätplåtelement släckta för att visa spännkabelement kring transportgenomföring), från [17].

För att genomföra denna typ av olinjära analyser krävs ett stort kunnande och erfarenhet för att tillförsäkra att korrekta analysresultat erhålls. Vanligtvis krävs att programvara och analysmodeller men också de metoder som används vid analys och utvärdering valideras via jämförelser med provningsresultat.

En försöksmodell av en spännarmerad inneslutning uppfördes vid Sandia National Laboratories i USA och provtrycktes till brott år 2000 (Sandia 1:4), se [18]. Försöksmodellen var en skalenlig fjärdedelskopia av en japansk PWR-inneslutning med tätplåt på betongkonstruktionens insida och oinjekterade spännkablar, se Figur 4.3 nedan. Syftet med modellförsöket var att studera strukturens respons vid olika trycknivåer upp till globalt brott. Utmätt respons var avsedd att jämföras med analys- och utvärderingsresultat.



Figur 4.3: Försöksmodell Sandia 1:4, huvudsektioner och mått [18].

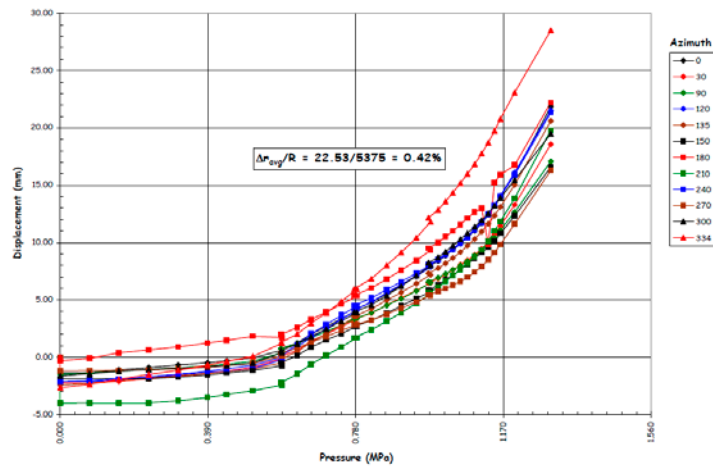
Strukturen var instrumenterad med ett stort antal givare avsedda att registrera strukturens respons vid belastning. Gällande spännkablar monterades kraftgivare (lastcell) vid ett antal förankringar, se Figur 4.4. Längs vissa utvalda spännkablar applicerades också trådtöjningsgivare samt registrerades modellens globala deformation i ett stort antal positioner.



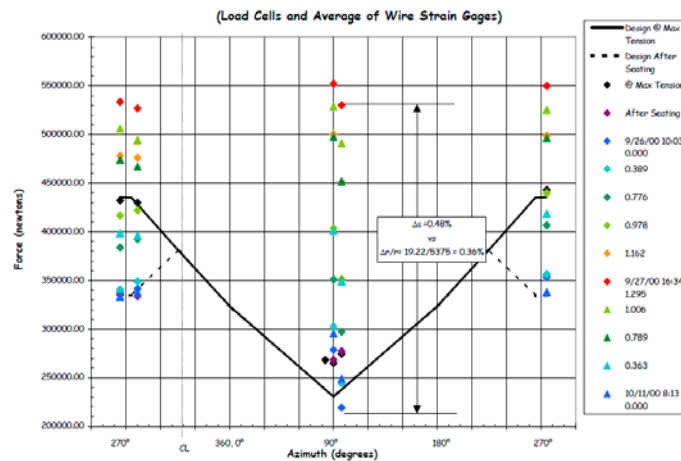
Figur 4.4: Lastcell applicerad vid Sandia 1:4 [18].

Figur 4.5 och Figur 4.6 visar exempel på resultat från försöket. Resultaten refererar till provryckning upp till ca 3,3 gånger konstruktionstrycket ($3,3P_d$)¹. Figur 4.5 visar radiell deformation vid mitthöjd av inneslutningens cylindervägg. En tydlig brytpunkt vid $1,5P_d$ kan urskiljas, vilket konstateras bero på den styvhetsändring som sker då betongen spricker. Vid högsta trycknivå ($3,3P_d$) konstaterades cylinderväggens radie i medeltal ökat med 0,42%. Inneslutningens gränslastkapacitet konstateras vid senare försök ligga kring $3,6P_d$. Figur 4.6 visar spännkabelkraft för olika positioner för en horisontell spännkabel där de heldragna linjerna visar beräknade värden för den ursprungliga uppspänningen. Ändkraften är uppmätt direkt via lastceller vid ändförankringen medan kraften mitt på spännkabeln är beräknade utifrån uppmätt töjning. En slutsats från uppmätt spännkabelkraft är att spännkraften tenderar att jämnas ut vid höga trycknivåer i inneslutningen.

¹ Vid detta tryck var läckaget genom inneslutningsväggen så stort (pga. uppkomna revor i tätplåten) att provningen fick avslutas. Eftersom globalt brott ej uppnåddes trycksattes modellen en andra gång (vattenfylld) för att erhålla globalt brott.



Figur 4.5: Radiell deformation i olika positioner i mitthöjd av cylinderväggen [18].



Figur 4.6: Uppmätt änd- och mittkraft för horisontell spännkabel i cylinderväggen [18].

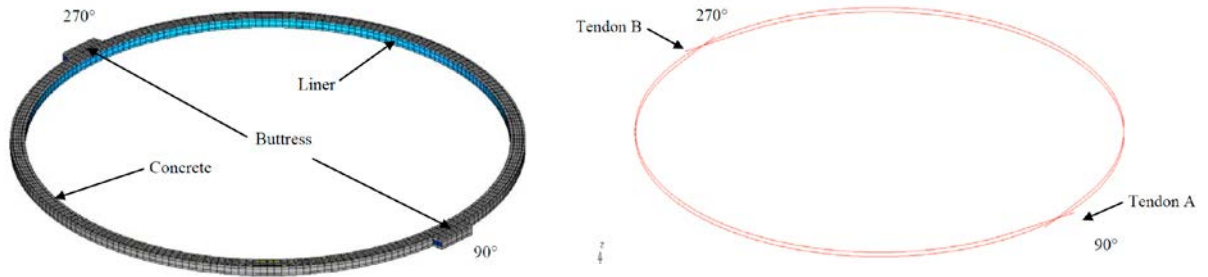
Två internationella benchmark projekt med jämförande beräkningar gällande Sandia 1:4 har genomförts, ISP48¹ samt SPE3². Inom projektet ISP48 (se [32]) fokuserades på den globala responsen hos inneslutningen samt slutlig global brottmod (gränslast). Projektet SPE3 (se [19]) kan ses som en fortsättning på ISP48 med fokus på lokalt beteende för viktiga delar (som spännkablar, tätplåt och genomföringar) samt bedömning av läckage för inneslutningen.

Inom projektet SPE3 utfördes ingående delstudier gällande modellering och funktion för horisontella spännkablar vid höga tryck i inneslutningen. I en del av projektet studerades

¹ International Standard Project 48.

² Standard Problem Exercise 3

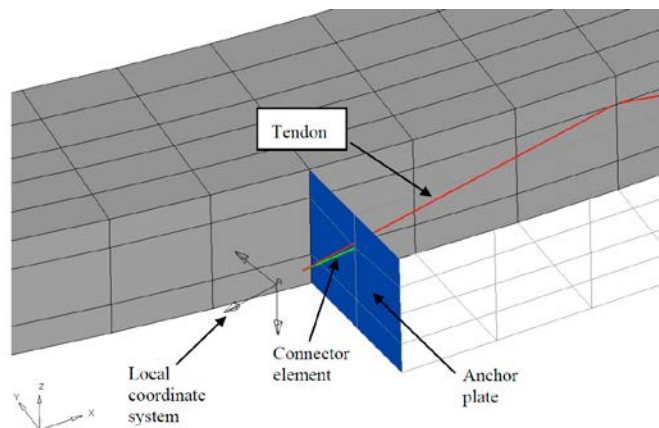
en horisontell strimla av cylinderväggen (strimlemodell) inkluderande två horisontella spännkablarna förankrade vid två motstående pilastrar, se Figur 4.6.



Figur 4.7: Strimlemodell gällande studie av horisontella spännkablarna inom SPE3, se [19], Appendix 1.

Olika deltagare inom projektet använde olika modelleringstekniker och dessa sammanfattas i [19]. Här beskrivs kort tekniken för spännkabelmodellering och vissa resultat gällande studier beskrivna i [19] appendix 1. Betongen beskrivs med solidelement, tätplåten med skalelement, slakarmeringen med ortotropa membranelement samt spännkablarna med stångelement. Tätplåt och slakarmeringselement är fixt kopplade till betongelementen medan kontakten mellan spännkabelelement och betongelement beskrivs med kontaktvillkor som tillåter spännkabeln att glida under inverkan av friktion. Materialen modelleras generellt olinjärt med materialmodeller som beaktar betongens uppsprickning samt stålmaterialens elasto-plastiska beteende.

Förankringen och uppspänningen utförs med konnektorer enligt principer i Figur 4.8 nedan. Ankarplattan beskrivs av styva skalelement som fixeras mot betongelementen. Konnektorn kopplas till noder på ankarplattan samt till ändnoden för spännkabelelementen. Konnektorn är kraftstyrd vid uppspänningen samt deformationsstyrd vid kilglidning / eftersläpp, vilket medför att kabelelementen kan förspännas till ett specifikt värde på maxkraften och sedan eftersläpps enligt en viss angiven förskjutning. Detta förfarande medger en realistisk kraftfördelning då uppspänningsförfarandet kan beskrivas korrekt. Generellt spänns spännkablarna till ett visst maxvärde varefter kabeln förskjuts en viss sträcka, avsiktligt eller oavsiktligt, då spännkabeln förankras, se avsnitt 3.5.



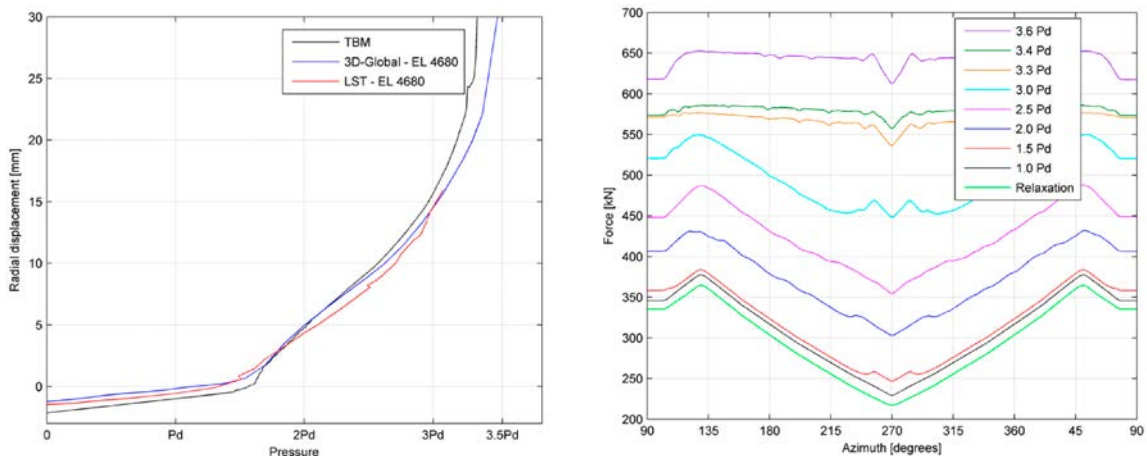
Figur 4.8: principfigur gällande förankring av spännkabelelement, se [19] Appendix 1.

Principerna för spännkabelmodelleringen är samma för den globala modellen som för strimlemodellen beskriven ovan. För den globala modellen är vissa spännkablar dubbelkrökta (t.ex. kring stora genomföringar, se Figur 3.10), vilket medför att kontaktvillkoren som beskriver spännkabelns interaktion med betongen har justerats i detta avseende.

I Figur 4.9 nedan visas resultat från analyser beskrivna i [19] Appendix 1 (se kapitel 5). Till vänster i Figur 4.9 visas radiell deformation för strimlemodellen (TBM), mitthöjd för globalmodell (3D-Global) samt uppmätta medelvärden i mitthöjd (LST). Beräknad radiell deformation visar god överensstämmelse med uppmätt deformation i mitthöjd av inneslutningsväggen. Utifrån analysresultat från strimlemodellen (TBM) kan följande händelser vid ökad trycknivå noteras (anges i multiplar av konstruktionstrycket P_d):

- ~1,6 P_d Generella genomgående sprickor för betong uppkommer.
- ~2,2 P_d Plastisk töjning i tätplåten uppkommer.
- ~2,7 P_d Plastisk töjning i armering uppkommer samt är betongen fullt uppsprucken (all dragkraften tas i stålkomponenter).
- ~3,1 P_d Plastisk töjning i spännkabel uppkommer lokalt.
- ~3,3 P_d Plastisk töjning över hela spännkabeln uppkommer.
- ~3,6 P_d Brottöjning i spännkabel uppkommer.

Till höger i Figur 4.9 visas beräknad kraftfördelning för en horisontell spännkabel vid ökande tryck i inneslutningen. Tendensen som visas i mätresultaten, att kraften skulle utjämnas vid höga trycknivåer (se Figur 4.6), konfirmeras av beräkningsresultaten. Då den inre trycknivån når 3,0* P_d börjar kraften i spännkabeln utjämnas och över 3,3* P_d kan kraften anses vara i princip konstant längs spännkabeln (se Figur 4.9).



Figur 4.9: Analyser resultat. Vänster, radiell deformation vid ökande inre tryck för strimlemodell (TBM), global modell (3D-Global) och mätresultat (LST). Höger, kraft längs spännkabel vid olika trycknivåer. Se [19] Appendix 1.

Några slutsatser från SPE3 projektet gällande inneslutningars spännkablar vid höga inre trycknivåer är (se [19]),

- Beräkningsmodellen konfirmerar mätresultat som visar att kraften i spännkabeln utjämnas vid höga tryck. Två möjliga anledningar till utjämnningen konstateras, glidning mellan kabel och betongkonstruktion och/eller lokala plastiska töjningar i spännkabel vid höga tryck. Relativt liten glidning visas i analysresultaten, vilket talar för att plastiska töjningar i delar av kabeln är den dominerande orsaken till kraftutjämnningen.
- Kapaciteten för spännkabelsystemet konstateras vara starkt kopplad till den slutliga brottmoden för inneslutningen. En slutsats gällande Sandia ¼ försöket är att den slutliga brottmoden utlöstes av brott i horisontella spännkablar i mitthöjd av inneslutningen.
- Den globala expansionen för inneslutningskärlet vid trycksättning är avgörande för när revor i tätplåten uppkommer och därmed också för när läckage initieras. Spännkabelsystemet och spännkraften är en mycket viktig faktor för att begränsa deformationen av inneslutningen vid höga tryck.
- Spännkraftsnivån i förhållande till brottspänning i spännkablarna avgör strukturens deformationsförmåga. Därmed påverkar nivån av spännkraftsförluster (initiala och långtidsförluster) hur mycket strukturen deformeras vid det tryck då globalt brott uppkommer för inneslutningen.

5. Åldrande

5.1 Allmänt

I detta kapitel beskrivs åldringseffekter för reaktorinneslutningens spännarmering. Åldrandeeffekter delas här in i reduktion av spännkraft orsakat av långtidsförlust¹ (se avsnitt 5.3) samt korrosion på spännkablar (se avsnitt 5.4). Miljöförhållanden kring inneslutningskonstruktionerna har stor betydelse för åldrandeeffekter och beskrivs översiktligt i avsnitt 5.2.

5.2 Miljöförhållanden kring inneslutningar

Omgivande miljön har stor inverkan på åldrandeprocesser generellt. För betongens krypning och krympning har uttorkningsförhållanden stor betydelse medan spännkabelns relaxation är starkt beroende av omgivande temperatur. Korrosionsrisken påverkas generellt av fuktförhållanden, klorider, etc..

BWR-inneslutningar är skyddade från utomhusklimat av omgivande byggnader (se kapitel 2). Generellt kan därför miljön kring en BWR-inneslutning betraktas som normal inomhusmiljö eller något varmare. I [33] visar mätningar att temperaturen i inneslutningen för Ringhals 1 (under drift) ligger kring 45° C i primärutrymmet och kring 35° C i sekundärutrymmets torra delar. I olika utrymmen utanför inneslutningen ligger temperaturen mellan 20 och 30° C i medeltal över året. Det konstateras också i [33] att den relativa luftfuktigheten (RF) är ganska låg utanför inneslutningen (generellt lägre än 40 %) men med stor variation beroende på årstid. I inneslutningen uppmättes något högre RF (ca 50 %), vilket främst antas bero på fuktavgivning från kondensationsbassängen (se [33]). Både kondensationsbassängen samt de ovanliggande bränslebassängerna kan ge ökad fuktpåverkan på närliggande konstruktionsdelar i form av ökad luftfuktighet, men också av fritt vatten vid eventuella läckage genom bassängplåtarna.

För PWR-anläggningar utsätts stora delar av inneslutningens utsida för utomhusklimat. Meteorologiska data för den platsen där anläggningen är uppförd ger värden på temperatur och fuktförhållande för dessa delar (samtliga svenska PWR inneslutningar ligger vid Ringhals kärnkraftverk). Inverkan av yttre klimat kan även inkludera påverkan av klorider, speciellt vid kustnära anläggningar. Miljöförhållande för de delar av PWR-inneslutningen vid Ringhals 3 som inte utsätts för utomhusklimat redovisas i [33]. I utrymmen utanför PWR-inneslutningen visas på liknande förhållanden som utanför BWR-inneslutningen, d.v.s. temperatur mellan 20 och 30° C. I utrymmen inne i PWR-inneslutningen varierar temperaturen mellan 25 och 45° C.

Lokalt i både PWR- och BWR-inneslutningar kan högre driftstemperaturer finnas t.ex. kring rörgenomföringar. I [9] anges att i vissa områden för svenska inneslutningar, t.ex. kring rörgenomföringar, kan temperaturer över 100° C uppkomma.

¹ Krympning och krypning i betong samt relaxation i spännkablarna.

5.3 Långtidsförluster

Långtidsförlusterna är av komplex natur, där ett stort antal miljö- och materialfaktorer påverkar. Forskningen inom området är omfattande och har resulterat i en mängd rekommendationer och empiriska uttryck avsedda att bedöma dessa mekanismer. Den totala långtidsförlusten utgörs av betongens krympning och krypning samt spännkabelns relaxation. Vid den ursprungliga dimensioneringen uppskattades storleken på långtidsförluster genom beräkningsmodeller aktuella vid den tiden. Det är endast spännkraftsförlust som överstiger de ursprungligen beräknade som definieras som skadligt åldring.

I avsnitt 5.3.1 och 5.3.2 nedan beskrivs kortfattat mekanismerna krympning, krypning och relaxation samt de mest betydande faktorerna för en typisk inneslutningskonstruktion. I avsnitt 5.3.3 beskrivs bedömning av spännkraftsförlust utifrån Eurokod. Ett beräkningsexempel för total beräknad förlust för en horisontell spännkabel i en inneslutning ges i Bilaga 1.

Två forskningsprojekt som delvis behandlar långtidsförluster för reaktorinneslutningar har utförts vid Lunds tekniska högskola, se [23] och [34]. Resonemang och slutsatser i detta avsnitt utgår främst från dessa två referenser.

5.3.1 Betongens krympning och krypning

Betongens *krympning* orsakas främst av cementpastans sammandragning då vattnet lämnar porsystemet (uttorkning). Följande faktorer nämns som betydande gällande krympningens storlek:

- Uttorkningsförhållandena för betongkonstruktionen.
- Betongrecept (andel ballast/cementpasta och blandning av cementpastan).

Betongens *krypning* är en tidsberoende deformation som uppstår under kvarstående last. Krypningen delas upp i två delar, en del som beror av betongens uttorkning (sorptionskrypning) och en del som inte beror av uttorkningen (grundkrypning). Uttorkningskrypningen beror generellt på samma faktorer som krympningen enligt ovan. Andra faktorer som kan anses ha betydande inverkan på den totala krypningens storlek är:

- Betongens belastningsnivå och ålder vid pålastning (uppspänning).
- Temperaturnivå i betongen.

Gällande uttorkningsförhållande har både den omgivande relativ luftfuktighet (RF) samt konstruktionsdelens dimensioner (tjocklek) betydelse. I avsnitt 5.2 ovan beskrivs klimatförhållandena för typiska svenska inneslutningar och det kan konstateras att merparten av inneslutningskonstruktionerna är exponerade för förhållandevis torr inomhusluft (generellt $RF \leq 40\%$). Den bärande delen av inneslutningsväggen (yttre förspända delen) kan endast torka utåt då denna är förseglad av tätplåten på insidan. Även förspända delar av bassängstrukturerna kan anses ha liknande förhållande med en för uttorkning förseglad insida. Den förseglade insidan tillsammans med en betydande tjocklek¹ medför trots den torra omgivande miljön att uttorkningen kan anses långsam. Mätningar utförda i olika positioner av Barsebäck 1:s inneslutning, ca 30 år efter

¹ Tjockleken på den bärande yttre delen av svenska inneslutningars cylinderväggar är generellt mellan 0,75 och 1,20 m (se [2]).

uppförandet, visar på begränsad uttorkning i de inre delarna av konstruktionen. Utifrån en sammanställning av mätresultat konstateras att RF generellt ligger över 80% på ett djup av 750 mm in i betongkonstruktionen (se [35]). Effekten av uttorkningsförhållande på storleken av krympning och krypning behandlats frekvent i forskningsartiklar, se t.ex. [36] där beroendet av provkroppars volym / yt - förhållande studeras. Generellt kan konstateras att en låg omgivande luftfuktighet, vilket är aktuellt för inneslutningskonstruktioner, ger en förhållandevis stor uttorkning och därmed relativt stora krymp- och kryptöjningar. Å andra sidan kan det konstateras att grova konstruktioner (stor volym / yt - förhållande), vilket är aktuellt för inneslutningskonstruktioner, ger förhållandevis liten uttorkning och därmed relativt små krymp- och kryptöjningar. Både omgivningens relativa luftfuktighet (RF) samt betongkonstruktionens volym / yt - förhållande inkluderas som indataparametrar i uttryck för beräkning av krypning och krympning enligt Eurokod.

Både krypning och krympning påverkas av betongmaterialets sammansättning. Cementpastans vattencementtal (vct) och cementinnehållet har en påvisad effekt på krympningen. Minskat vct och ett ökat cementinnehåll ger en minskad krypning främst beroende av att vatteninnehållet minskar (se t.ex. [37]). Vct och cementinnehåll påverkar även krypningen främst eftersom dessa faktorer påverkar betongens hållfasthetsutveckling (se t.ex. [37]). Ett ökat innehåll av ballast minskar både krypning och krypning hos betongen eftersom ballasten i princip varken kryper eller krymper. Även vissa tillsatsmedel har påvisad effekt på betongens kryp- och krympegenskaper (se [34]). I [34] anges normala värden gällande vct, cement- och ballastinnehåll för svenska inneslutningskonstruktioner. Det konstateras att detta mer eller mindre motsvarar vad som används generellt för anläggningskonstruktioner. I beräkningsuttrycken gällande krypning och krympning i Eurokod ingår inte några av ovanstående faktorer som explicit indata (vct, cement- eller ballastinnehåll). Däremot ingår faktorer som tryckhållfasthet och cementtyp som har en stark koppling till betongens sammansättning.

Betongens ålder vid pålastning har stor betydelse för krypningen främst på grund av att den fortskridande hydratationen i cementpastan ökar hållfastheten med tiden. Svenska inneslutningskonstruktioner är generellt förspända 1-2 år efter gjutning, vilket är sent i jämförelse med andra typer av betongkonstruktioner (t.ex. broar). Effekten av betongens ålder är komplex då den fortskridande hydratationen beror av ett antal miljö- och materialfaktorer som t.ex. temperatur och cementtyp (snabb- eller långsamhärdande). En ytterligare effekt är att en större del av uttorkningen ägt rum vid ökad belastningsålder, vilket påverkar uttorkningskrypningen¹. För belastningsnivåer upp till ca 50% av betongens hållfasthet kan krypningen anses linjär mot belastningen. Dessa belastningsnivåer överskrider normalt inte för betongen i inneslutningskonstruktioner. Mycket forskning har genomförts gällande effekter av belastningsnivå och ålder vid pålastning, vilket i regel också beaktas i beräkningsnormer för krypning. I Betonghanboken-material [38] ges en grov uppskattning gällande effekten av pålastningsåldern² där krypning ungefär halveras vid en ökad belastningsålder från 28 dagar till drygt 1 år. I beräkningsuttryck gällande krypning i Eurokod ingår ålder vid pålastning explicit som indata. Här beaktas även faktorer som cementtyp och temperatur innan uppspänning, vilket har koppling till effekter gällande ålder vid pålastning. I SS-

¹ Indirekt påverkas också spännkraftsförlust av krypning eftersom en del av krympningen redan ägt rum vid tidpunkten då konstruktionen belastas (spänns).

² Ingen hänsyn tas t.ex. till uttorkningsförhållande innan uppspänning eller cementtyp.

EN1992-1-1 [25] anges gränsen för då krypningen kan anses linjär mot belastningen till 45 % av hållfastheten vid belastningstillfället.

Flera studier har visat att temperaturen har stor inverkan på krypningen i betong. För betongkonstruktioner i allmänhet anses RF ha större inverkan än temperaturen. För inneslutningskonstruktioner, där drifttemperaturen generell ligger över normal rumstemperatur (se avsnitt 5.2), kan dock temperatureffekten vara betydande. I t.ex. [39] visar försöksresultat att om temperaturen ökas från 27° till 52°C mer än fördubblas krypningen. Liknande effekter har påvisats även i andra studier (se [23] och [34]). Effekten kan dock anses komplex och det är inte fullt utrett hur effekten av temperatur samverkar med andra viktiga faktorer som t.ex. ålder vid pålastning och uttorkning. Effekten av när temperaturen ökas i förhållande till pålastningstiden är heller inte klarlagt. Temperaturen inkluderas generellt inte i beräkningsuttryck för att beräkna krypning och en anledning till detta är troligen att konstruktioner i allmänhet inte påverkas långvarigt av temperaturer mycket över normal rumstemperatur. I Eurokods beräkningsuttryck ingår inte temperaturförhållandena som indataparameter. Som tidigare nämnts inkluderas dock temperaturen innan konstruktionen belastas för att beakta temperaturens inverkan på betongens hållfasthetstillväxt. En bieffekt av höjd temperatur är att luftens RF sänks om fukthalten hålls konstant. Detta ökar uttorkningen och därmed förlusterna från krypning och sorptionskrypning enligt ovan.

5.3.2 Spännkabelns relaxation

Spännkabelns relaxation är en tidsberoende lastsänkning som uppstår under kvarstående deformation.

Relaxationen beror främst av lastnivån (stålspänningen), den omgivande temperaturen samt stålmateriallets sammansättning och använd stabiliseringsmetod. Relaxationen ökar med ökad spänningsnivå i spännstålet, men kan anses försumbar för nivåer under 50% av brotthållfastheten (se [40]). Vid tiden då inneslutningar i Sverige byggdes användes i regel så kallade lågrelaxerande spännlinor/trådar med hög sträckgräns och brotthållfasthet. Förbättrade relaxationsegenskaper åstadkoms för denna typ av linor/trådar genom stabilisering med växelvis uppvärmning och kalldragning. Stor skillnad i relaxationsegenskaper kan finnas beroende på vilken typ av spännstål och stabiliseringsmetod som använts.

Temperatureffekten har studerats i flertalet studier där det konstateras att relaxationen ökar signifikant med ökad temperatur, se t.ex. [41] där försök utfördes vid 20, 40, 60 och 100°C. Utifrån resultat från 1000 timmar test, som presenteras i [41], kan man konstatera att relaxationen i princip fördubblas om man ökar temperaturen från 20 till 40°C och fyrdubblas om man ökar temperaturen från 20 till 60°C. Liknande slutsats gällande temperatureffekten dras från tester utförda av leverantören av spännkablar till Forsmark 1 (Briton Wires), se [23]. Också resultat presenterade i [42] visar på liknande effekt av temperaturökning, relaxationen fördubblas när temperaturen ökades från 22 till 55°C.

I SS-EN1992-1-1 [25] ges ett uttryck för att bedöma relaxationsförlusten vid en viss tidpunkt efter uppspänning. Uttrycket baseras på resultat från 1000 timmars relaxationsförsök vid 20°C och spänningsnivå som motsvarar 70% av brotthållfastheten. Det anges i [25] att effekten av temperatur skall utredas om temperaturen förväntas överstiga 50°C¹.

¹ I DNB [13] är denna temperaturgräns sänkt till 35°C.

Inneslutningar i forna Sovjetstater har i vissa fall visat på mycket stora spännkraftsförluster, se t.ex. [23] och [3]. I [43] anges större förluster än förväntat för 4 anläggningar i USA baserat spännkraft uppmätt vid återkommande inspektioner. Den gemensamma orsaken till de ökade förlusterna anses vara stor spännkabelrelaxation, där en relativ hög driftstemperatur ansetts vara en bidragande faktor. Även betongens krypning påverkas av temperaturen (se avsnitt 5.3.1 ovan) och därför går det inte utifrån uppmätta spännkrafter helt utesluta att även krypningen varit större än förväntat. Medeltemperaturen längs spännkablarna för två av anläggningarna har uppmätts till 32°C och anläggningarna driftsattes mellan 1970 och 1984.

5.3.3 Bedömning av långtidsförluster

Ett stort antal olika beräkningsmodeller för att beräkna effekterna av långtidsförluster existerar. Gällande bedömning av betongens långtidsdeformation (krypning och krympning) inkluderas ett stort antal materialparametrar. I uttrycken ingår parametrar relaterade till uttorkningsförhållanden, ålder vid pålastning, betongrecept, hållfasthet, etc.. I [34] ges en översikt av ingående parametrar för de mest använda uttrycken internationellt gällande krypning och krympning. Uttryck för bedömning spännarmeringens relaxation är i regel mindre komplexa.

I detta avsnitt behandlas bedömning av spännkraftsförlust utifrån Eurokod.

5.3.3.1 Betongens krypning och krympning

Beräkningsmodeller för bedömning av betongens långtidsdeformation (krypning och krympning) ges i SS-EN1992-1-1 avsnitt 3.1.4 [25] (allmän del). En alternativ metod ges i SS-EN1992-2 [45] (del gällande broar), där grova konstruktioner med hög betonghållfasthet främst avses. Vidare i detta avsnitt samt i beräkningsexemplet i Bilaga 1 avses metoden som ges i SS-EN1992-1-1 [25].

Den totala krymptöjningen ε_{cs} enligt SS-EN1992-1-1 [25] beskrivs som summan av två komponenter, töjning av uttorkningskrympning ε_{cd} och autogen krympning ε_{ca} . Den beräknade slutvärdet på uttorkningskrympningen $\varepsilon_{cd,\infty}$ anges som det förväntade medelvärde med en variationskoefficient på ca 30% enligt avsnitt 3.1.4 (6) i [25].

Kryptalet $\varphi(t,t_0)$ relateras till tangentmodulen E_c som beräknas via medelvärdet på E-modulen E_{cm} ¹. Om stor noggrannhet inte krävs kan kryptalets slutvärde utläsas ur figur 3.1 i [25]. Mer precisa uttryck som beaktar krypningens beroende med tiden ges i appendix B i [25]. Bedömning av krypning utifrån figur 3.1 och appendix B i [25] förutsätter att tryckpåkänningen i betongen inte överskrider $0,45 f_{ck}(t_0)$, där t_0 är betongens ålder vid pålastning. Vid högre spänningsnivåer skall krypningens olinjära effekter beaktas enligt 3.1.4 (4) i [25]. Baserat på försök anges i appendix B i [25] att variationskoefficient för det bedömda kryptalet är ca 20%.

De parametrar som ingår i uttrycken för bedömningen av betongens långtidsdeformation är: betongens ålder (t), betongens ålder vid pålastning (t_0), betongens ålder då uttorkning börjar (t_s), temperaturförhållanden innan pålastning (T), luftens relativa fuktighet (RH), cementtyp (α), tryckhållfasthet (f_{cm}), initial spänningsnivå i betongen (σ_c), elasticitetsmodul (E_{cm}) och effektiv tjocklek (h_0).

¹ $E_c = 1,05 * E_{cm}$.

5.3.3.2 Spännkabelns relaxation

En metod för bedömning av spännkabelns relaxation ges i SS-EN1992-1-1 [25] avsnitt 3.3.2. Tre olika klasser för relaxation anges där klass 2 (lågrelaxerande tråd eller lina) krävs för spännkablar i en reaktorinneslutning (se DNB [13]).

Beräkning av slutlig relaxationsförlust baseras i [25] på 1000 timmars värdet (ρ_{1000}) från relaxationstester utförda vid temperatur 20°C. Värdet ρ_{1000} anges som förhållandet mellan kraftförlust efter 1000 timmar och den initiala kraften i procent, där den initiala kraften motsvarar 70% av brotthållfastheten (f_p) för de aktuella provstyckena.

Enligt [25] kan ρ_{1000} sättas till 2.5% för klass 2 eller bestämmas utifrån provningsintyg. I DNB [13] hänvisas gällande inneslutningen till ASME Sect III Div 2 [14] där det krävs att relaxationsegenskaperna för spännstålet bestäms genom provning.

Relaxationsförlustens storlek bestämmas enligt uttryck 3.29 in [25] vilken avser klass 2, d.v.s. spänntråd eller lina med låg relaxation (se nedan):

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{(9,1 * \mu) * (t/1000)^{0,75 * (1-\mu)}} * 10^{-5}$$

där,

$\Delta\sigma_{pr}$ är värdet på relaxationsförlusten

σ_{pi} är värdet på begynnelsespänningen $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$, där σ_{pm0} motsvarar spänningen direkt efter uppspänning och förankring.

t är tiden efter uppspänning i timmar

μ är σ_{pi}/f_{pk} , där f_{pk} är det karakteristiska värdet för spännarmeringens brottgräns.

ρ_{1000} är värdet på relaxationsförlusten (%) 1000 timmar efter uppspänning.

5.3.3.3 Total förlust

Den totala spännkraftsförlusten beror av hur förlusterna interagerar. De spänningsberoende effekterna (krypning och relaxation) överskattas något om förlusterna summeras utifrån initiala spänningsvärden. Den totala förlusten ΔP_{c+s+r} kan beräknas utifrån uttryck 5.46 in i [25].

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * [\epsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + (E_p/E_{cm}) * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}] / [1 + (E_p/E_{cm}) * (A_p/A_c) * (1 + (A_c/I_c) * z_{cp}^2) * (1 + 0,8 * \varphi(t, t_0))]$$

Där:

ΔP_{c+s+r}	Kraftändring av långtidsförluster.
E_p	Spännarmeringens elasticitetsmodul
E_{cm}	Betongens elasticitetsmodul
ϵ_{cs}	Uppskattad krymptöjning
$\Delta\sigma_{pr}$	Spänningsändringen av relaxation i en viss position x vid tiden t
$\varphi(t, t_0)$	Kryptal
$\sigma_{c,QP}$	Initial spänning i betongen av spännkraft och egentygnd
A_p	Spännarmeringens area
A_c	Betongtvärsnittets area

I_c	Betongtvärsnittets tröghetsmoment
z_{cp}	Avståndet mellan spännarmeringens och betongtvärsnittets tyngdpunkter

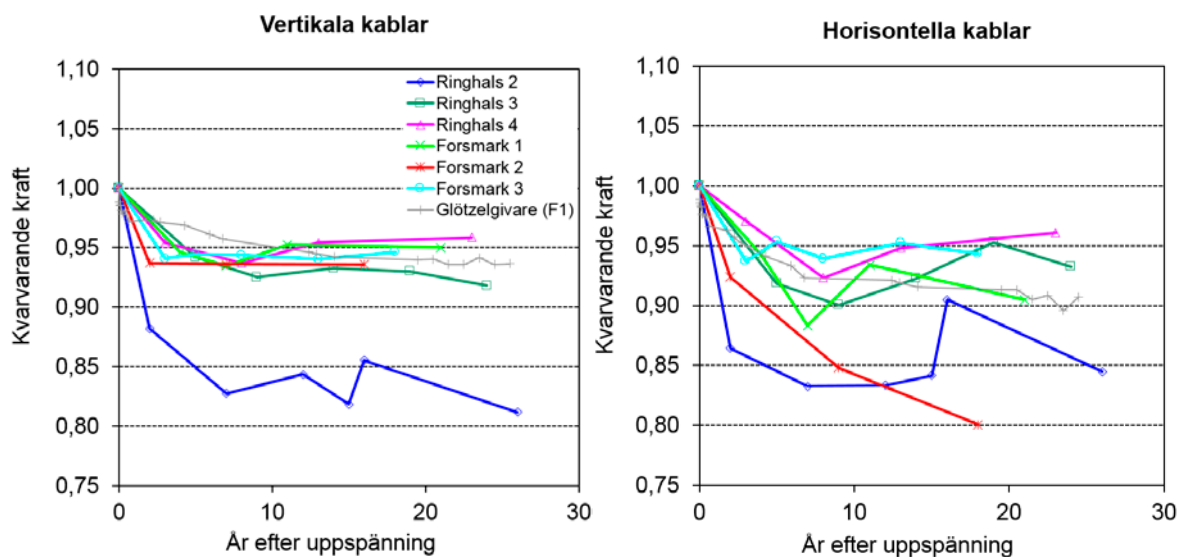
5.3.4 Uppmätt spännkraft i inneslutningskonstruktioner

För de svenska inneslutningar där kabelrören inte är cementinjekterade (se Tabell 3.1) har inspektioner av spännkablar utförts regelbundet. Kabelinspektioner i Sverige utförs med vägledning av amerikanska guiden Regulatory Guide 1.35 [46], se avsnitt 6.3.1. Denna guide beskriver basen för ett inspektions- och bevakningsprogram för betonginneslutningar med icke cementinjekterade kablar. I detta bevakningsprogram ingår att för slumpmässigt utvalda spännkablar mäta den vid inspektionstillfället kvarvarande spännkabelkraft (lift-off test, se avsnitt 3.5).

Resultatsammanställning och andra uppgifter gällande kabelkraftsmätningar utförda vid svenska reaktorinneslutningar sammanfattas i [23] och [21]. Sammanställningarna omfattar resultat från inspektioner för Forsmark 1 till 3, Ringhals 2 till 4 samt från fast monterade givare vid Forsmark 1 (se avsnitt 6.4). Resultat redovisas från kraftmätningar för vertikala och horisontella spännkablar i inneslutningsväggen¹. De uppmätta kraftförlusterna för svenska inneslutningar visar generellt att medelvärdet av spännkraftsförlusten ligger kring 5 % av ursprungskraften för vertikalkablar samt mellan 5 och 10 % för horisontalkablar (se Figur 5.10). Detta är lågt i jämförelse med de ursprungligt beräknade förlusterna², men visar på ganska god överensstämmelse med beräkningar utförda med dagens beräkningsmodeller för spännkraftsförluster (se [21] och [47]). Mätresultat för de fasta givare som finns monterade på 8 st vertikalkablar och 5 st horisontalkablar vid Forsmark 1 visar på samma tendenser som kabelinspektionerna generellt gör (se Figur 5.10). Förlusterna för de vertikala kablarna är allmänt mindre än för de horisontella. Detta förklaras med att den pålagda spännkraften och betongtryckspänningarna generellt är större horisontellt än vertikalt, vilket påverkar betongens krypning. Spridningen i mätresultat vid respektive inspektionstillfälle är relativt stor, variationskoefficienten för respektive inspektionstillfälle varierar mellan 1 % och 8 %, se [24]. Det konstateras att spridningen i resultaten ökar med tiden, vilket kan förklaras med effekten av variation i långtidsförluster.

¹ Utöver mätningar för vertikala och horisontella spännkablar har mätningar utförts för andra kabeltyper, som t.ex. domkablar vid Ringhals 2 till 4 och bassängkablar vid Forsmark 1 till 3.

² Storleken på de ursprungligen beräknade långtidsförlusterna varierar beroende på anläggning och kabeltyp, men ligger i allmänhet mellan 15 och 25% av initialspänningen för de svenska reaktorinneslutningarna.



Figur 5.10: Kvarvarande kraft relativt initial kraft. Punkter motsvarar medelvärdet för testade kablar vid respektive inspektion.

Förlusterna för två av inneslutningarna, Forsmark 2 och Ringhals 2, skiljer sig från de övriga (se Figur 5.10). För dessa inneslutningar ligger de uppmätta förlusterna mellan 15 och 20%. Orsaker till detta diskuteras i [1] och det konstateras att de större förluster för Forsmark 2 (endast horisontella kablar) troligen beror på omfördelning av kraft längs kablarna. För spännkablar med stor inverkan av friktion kan spännkraftsförlusten som mäts vid änden av spännkabeln skilja sig från medelförlusten längs spännkabeln, se [20]. Anledningen till de större uppmätta spännkraftsförlusterna för Ringhals 2 (både vertikala och horisontella kablar) är inte klarlagd. En möjlig orsak kan vara tidigt förhöjd värmepåverkan pga. tidig driftstart i jämförelse med andra svenska anläggningar (se [21]). I [34] visar dock försöksresultat från förspända balkar att en tidig temperaturökning inte ger någon signifikant ökning av spännkraftsförlusten jämfört med en senare temperaturökning.

5.3.5 Sammanfattning gällande långtidsförluster för inneslutningar

Nedan listas faktorer som anses viktiga att beakta gällande långtidsförluster hos svenska inneslutningskonstruktioner.

- Betongens ålder vid uppspänning av spännkablar. Jämfört med andra typer av spännarmerade konstruktioner (t.ex. broar) är inneslutningar spända sent, generellt 1-2 år efter gjutning. Lång härdningstid innan uppspänning medför både minskad krypning och krympning. De minskade långtidsförlusterna i betongen beror bland annat på att betongen har uppnått högre hållfasthet, vilket inverkar på grundkrypningen. En annan anledning till denna effekt är att en stor del av uttorkningen redan skett vid uppspänning, vilket reducerar både sorptionskrypningen och den återstående krympningen. Effekterna av ålder vid pålastning för krypning ingår i de flest av dagens beräkningsmodeller.
- Långsam uttorkning av inneslutningsväggen. Inneslutningsväggens yttre bärande del är 75-120 cm tjock och förseglas på insidan av tätplåten. Den grova konstruktionen tillsammans med den inre förseglingen medför att inneslutningsväggens uttorkning blir mycket långsam. Mätningar har utförts av den

relativa fuktigheten (RF) på Barsebäck 1:s inneslutningsvägg ca 30 år efter uppförandet. Dessa mätningar visar att den relativa fuktigheten ca 75 cm in i väggen generellt var över 80 %, detta trots att den omgivande luften under drift kan anses vara förhållandevis torr. Inneslutningsväggens uttorkning som efter 30 år kan antas ha avstannat vid en relativt hög fuktnivå medför en reducerad krympning samt sorptionskrypning. Effekterna av uttorkningsförhållandena (tjocklek och omgivande RF) inkluderas i de flesta beräkningsmodeller för krypning och krympning.

- Omgivande temperatur. För temperaturnivåer som överstiger normal rumtemperatur (20°C) ökar betongens krypning och spännkabelns relaxation. Försöksresultat visar att betongens krypning i princip fördubblas om temperaturen ökas från 27 till 52°C. Effekten gällande temperatureffekter på betongens krypning kan dock anses komplex och det är inte fullt utrett hur effekten av temperatur samverkar med andra viktiga faktorer som t.ex. ålder vid pålastning och uttorkning. Gällande spännkabelns relaxation visar forskning entydigt att relaxationen ökar med ökad temperatur. Försöksresultat visar på att relaxationen i princip fördubblas om man ökar temperaturen från 20 till 40°C. Spännkraftsförlusterna kan alltså förutsättas öka vid temperaturer över rumtemperatur och denna ökning kan antas vara markant för temperaturnivåer som är vanligt förekommande för inneslutningar. Temperaturen inkluderas generellt inte i beräkningsuttryck för att prediktera krypning eller relaxation. Begränsningar för temperaturintervall då beräkningsuttrycken kan anses giltiga anges dock i flera standarder. För inneslutningar är vissa delar, kring t.ex. genomföringar, utsatta för lokalt förhöjd temperatur där lokalt förhöjd krypning och relaxation kan förväntas uppstå.
- Relaxations egenskaper för spännkabel. Vid tiden då inneslutningar i Sverige byggdes användes i regel sk. lågrelaxerande spännlinor/trådar. De förbättrade relaxationsegenskaperna för denna typ av linor/trådar åstadkoms med växelvis uppvärmning och kalldragning. Stor skillnad i relaxationsegenskaper kan finnas beroende på vilken förbättringsметод som använts. Inneslutningar i de forna sovjetstaterna har haft problem med mycket stora relaxationsförluster. Även inneslutningar i USA har påvisat större relaxationsförluster än förväntat där den starkast bidragande orsaken anses vara förhöjd temperatur kring spännkablarna.

5.4 Korrosion

Tre olika metoder har valts vid svenska inneslutningar för att skydda spännkablar mot korrosion: cementinjektering, fettinjektering och torrluftsventilering (se avsnitt 3.7 och Tabell 3.1).

Mekanismerna bakom korrosion på stål i betong behandlas generellt för inneslutningar i [28]. Spännarmeringens spänningstillstånd gör spännkabeln mer känslig för korrosion. På grund av det konstant höga dragpåkänningstillståndet kan en liten lokal minskning av stålarean leda till ett brott på hela eller delar av en spännkabel. Den höga spänningsnivån gör att spännkabeln utöver allmän korrosion även är känslig för lokal korrosion i form av gropfrätning, spänningskorrosion och väteförsprödning (se t.ex. [48], [49] och [22]).

Ett brott på trådar, linor eller förankringar leder till att spännkraften och brottkapaciteten för inneslutningskonstruktionen reduceras. Spännkraftsförlusten i sig leder till ökad risk för läckage medan reduktionen av brottkapaciteten leder till en reducerad bärförmåga vid höga inre tryck i inneslutningen. Brott på enskilda spännkablar äventyrar generellt inte inneslutningens integritet och täthet då konstruktionsdelar i

inneslutningskonstruktionerna generellt består av ett stort antal spännkablar. Vissa typer av sekundära konstruktionselement som t.ex. längsgående bassängväggar (se avsnitt 3.3) kan vara spända med ett mindre antal spännkablar och blir därmed mer känsliga. De stora riskerna gällande korrosion på spännkablar är dock systematiska effekter som kan ge skador på flertalet spännkablar i en specifik del av inneslutningskonstruktionen. I [24] studeras hur risken för kabelbortfall påverkar sannolikheten att kraven på spännkraft i konstruktionen uppfylls. Generellt kan också nämnas att cementinjekterade system kan anses mer redundanta för lokala brott på spännkablar än ej cementinjekterade. Cementinjekteringen ger vidhäftning, vilket medför att spännkraften i kabeln till viss del kan överföras till betongkonstruktionen även efter brott på trådar / linor eller förankring.

I [28] beskrivs korrosionsrisker i avseende på svenska reaktorinneslutningar. Här anges generellt att en hög relativ fuktighet krävs för att korrosion skall vara aktuellt och att korrosionshastigheten kan anses försumbart låg vid en relativ fukthalt under 70 %. Betongens höga pH-värde passiverar normalt stålytan från korrosion för ingjutet stål. Gällande spännkablar konstateras att en väl utförd cementinjektering ger ett tillförlitligt korrosionsskydd. Spännkabelsystem som inte är cementinjekterade (fettinjektering och torrluftsventilerade) anses ha ett sämre korrosionsskydd, däremot är tillståndskontroll möjlig att genomföra.

Tre riskfaktorer för korrosion av ingjutet stål kan generellt urskiljas för reaktorinneslutningar [28]:

- Karbonatisering av betongen;
- Kloridinträngning i betongen;
- Hålrum och brister i anslutande betong.

Karbonatisering beror på att koldioxid i luft reagerar med cement som omvandlas till bland annat kalciumhydroxid till kalciumkarbonat. Denna process sänker pH värdet i betongen vilket ger ökad risk för korrosion. För betong av hög kvalitet sker karbonatiseringen mycket långsamt och når under livslängden för en inneslutning bara någon centimeter in i konstruktionen. Kloridinträngning sker vid exponering av klorider, vilket endast kan anses aktuell för de svenska inneslutningarna som exponeras av utomhusklimat (PWR-inneslutningar). Klorider som tas upp i betongens cementstruktur sänker pH värdet i betongen. Precis som för karbonatisering skyddar en tät betong av hög kvalitet mot inträngning. Även fuktförhållandena har stor inverkan på kloridinträngningshastigheten. Skvalpzoner för konstruktioner i havsvatten samt brokonstruktioner utgör högriskobjekt gällande kloridinträngning. Då betongen i svenska inneslutningar generellt är av hög kvalitet och exponeringen är låg, anses i [28] risken liten för att karbonatisering och kloridinträngning skulle kunna medföra korrosionsskador. Detta gäller speciellt cementinjekterade spännkablar som i allmänhet ligger djupt inbäddad i betongen.

Brister och hålrum för spännkablar cementinjektering härleds främst till metoder och utförande gällande injekteringsarbeten som beskrivs kortfattat i avsnitt 3.7.1. Planerade hålrum för delar av spännkablar som i övrigt är cementinjekterade kan också förekomma (t.ex. där spännkablar passerar rörelsefogar). För denna typ av konstruktionslösningar ersätts cementinjekteringen lokalt med annan typ av korrosionsskydd (t.ex. behandling med asfaltmaterial).

Injekteringsarbeten av foderrör utfördes för spännkablar men också kring genomföringar och för vissa inneslutningar och även mellan tätplåt och betongskal. Gällande injekteringsarbete är svårigheten generellt att få full utfyllnad i hög- och lågpunkter, se t.ex. [22].

För spännarmerade konstruktioner med interna spännkablar¹ är cementinjektering generellt den vanligaste typen av korrosionsskydd och här är spännarmerade broar den dominerande konstruktionstypen. Ej cementinjekterade spännkabelsystem är mindre vanliga och är troligen mest förekommande för just reaktorinneslutningar. I Sverige används ej cementinjekterade system för 6 inneslutningar (se Tabell 3.1). Internationellt används båda metoder, i t.ex. USA, Storbritannien, Japan och forna Sovjetstater är ej cementinjekterade system vanligaste (se t.ex. [3]), medan man i t.ex. Frankrike uteslutande använder cementinjektering. I avsnitt 5.4.1 nedan ges en översikt av erfarenheter gällande dokumenterade korrosionsskador på spännkabelsystem.

5.4.1 Erfarenheter gällande korrosionsskador

5.4.1.1 Cementinjekterade spännkabelsystem

Gällande cementinjekterade system är det framförallt för broar som det finns publikt dokumenterade skador på spännkablar. En anledning till detta är att broar är den vanligaste spännarmerade anläggningstypen (gäller främst Europa). En annan anledning är att miljöbelastning är stor för broar, som kan vara både exponerade för utomhusklimat, vägtrafik med salter samt vara i kontakt med jord och marin miljö. Därmed skiljer sig broar avsevärt från den miljöbelastning som inneslutningskonstruktioner generellt utsätts för. Erfarenheter från skador på brokonstruktioner kan dock visa på problemområden gällande utformning och arbetsutförande, vilket kan anses gälla generellt. Genomgång av beständighet och skador på cementinjekterade spännkabelsystem baseras främst på dokumentation från två fib²-konferenser (hölls i Gent 2001 och Zurich 2004) gällande beständighet för spännarmering (Durability of post-tensioning tendons).

Enligt [27], som behandlar beständighet hos spännarmerade broar i Storbritannien, hittas fler skador på spännkablar av en slump än under planerade inspektioner av broar. Exempelvis hittades omfattande skador på en bro då reparationer gjordes av betongen där spännkablabarnas täckskikt avlägsnades. I Storbritannien upptäcktes under 1980 och 1990 talet ett antal vägbroar med stora korrosionsproblem, vilket medförde att transportdepartementet 1992 beslutade att inte bygga fler spännarmerade broar innan dimensionerings och byggstandarder setts över. Det beslutades också att alla spännarmerade vägbroar skulle inspekteras under en 5 års period. Grunden till dessa beslut var främst oro för spännarmeringens korrosionskänslighet vid inträngning av vatten och vägsalter. Inspektionsprogrammet delades in i 3 faser där man i den 3:e och avslutande fasen utförde en detaljerad kontroll av område utvalda i tidigare faser. I den avslutande fasen frilades spännkablar lokalt för inspektion genom borring och bilning. Totalt ingick 447 broar i undersökningen och avvikelser rapporterades i en 4 gradig skala för kategorierna, hålrum i injekteringen, korrosion på spännkablar och korrosion på förankringar. Generellt gällande inspektionerna konstaterades att det var mycket svårt att upptäcka korrosionsskador enbart med hjälp av visuell inspektion (fas 1 och 2). För att upptäcka korrosionen var det de flesta fall nödvändigt att frilägga delar av en spännkabel (fas 3). Följande konstaterades vid inspektionerna enligt [27]:

¹ Interna spännkablar dragna i spännkabelrör ingjutna i betongkonstruktionen. Det finns även externa spännkablar (ej ingjutna) och dessa används för många broar.

² fédération internationale du béton (fib). International federation for structural concrete.

- Hålrum hittades i mer än 50% av de inspekterade broarna medan mer än hälften av dessa visade på stora hålrum där spännkabeln exponerades. Risken som ett hålrum utgör konstateras avgöras av huruvida det finns kontakt med omgivning där vatten och klorider kan tillföras. Det konstateras att storleken på funna hålrum var större för tidigt byggda broar (1950 och 1960 talet). Det konstaterades också att även ett tunt lager av cementinjektering på spännkablarna hade en skyddande effekt.
- Ingen eller lätt (ytlig) korrosion konstaterades för 90% av spännkablarna, medan ca 2% visade på allvarlig eller mycket allvarlig korrosion. I princip inga allvarliga korrosionsskador på kablar upptäcktes för broar byggda på sent 1970 tal och framåt. Upptäckt korrosion orsakades främst av att klorider eller andra skadliga ämnen kunde tränga in i hålrum via fogar eller sprickor i betongen.
- Ett mindre inspektionsunderlag erhöles gällande förankringar. Man konstaterade att 60% av förankringarna visade på lätt eller ingen korrosion medan 6% visade på allvarlig eller mycket allvarlig korrosion.

Enligt [50], som behandlar beständighet hos spännarmerade broar i USA, konstateras att man i de flesta stater inte har rapporterat några betydande skador på cementinjekterade spännkabelbroar. Man konstaterar att i de fall korrosionsproblem förekommit kan de främst härledas till, entreprenörer med liten erfarenhet, bristande styrning av arbetsutförandet samt bygghandlingar utan korrekt beskrivning gällande korrosionsskydd. Det anges att rekommendationer och regelverk gällande både arbetsutförande, materialval samt hantering och lagring av spännkablar är viktiga. Samtidigt är utbildning och erfarenhet för de som utför injekteringsarbetena avgörande för att undvika korrosionsproblem.

Enligt [51] konstateras i Japan, för ett antal broar byggda under ”boomen” under 60 till 80-talet, allvarliga skador på spännarmerade broar. Många skador hade uppkommit för att cementinjekteringen var bristfällig, vilket har medfört att Japan Highway Coporation på senare tid förbjudit att konstruera broar med ingjutna cementinjekterade spännkablar. En undersökning av cementinjekterings tillstånd har genomförts för totalt 84 slumpmässigt utvalda broar i Japan. Totalt undersöktes 620 spännkablar med oförstörande provningsmetoder (röntgen och akustiska metoder) för broar byggda mellan 1962 och 1985. Resultaten presenteras i en 5-gradig skala, från perfekt injektering (A) till helt tomma spännkabelrör (E). Bland annat observerades följande för de totalt 620 undersökta kablarna.

- Ca 70% av samtliga undersökta spännkablar visade på perfekt injektering medan ca 3% konstaterades, i delar, helt sakna cementinjektering.
- Långa spännkablar visar på sämre injektering än kortare. För spännkablar i brobalkar som är längre än 20 m visade kring 70% på en perfekt injektering medan för spännkablar kortare än 20 m var motsvarande värde kring 80%.
- Ingen korrelation konstaterades mellan ålder på konstruktionen och kvalitén på injekteringen.
- Injekteringsförhållandena var bättre för foderrör med större diameter.

I [49] konstateras att man i Tyskland under de senaste 40 åren har upptäckt några allvarliga skadefall för efter- och förspända komponenter som varit orsakade av spänningskorrosion. Viktiga faktorer gällande dessa upptäckta skadefall anses vara:

- Hantering av spännstål på arbetsplatsen (temporärt skydd mot korrosion).
- Tid mellan att spännkablarna spänns upp och det permanenta korrosionsskyddet (cementinjekteringen) appliceras.

- Stålkvaliteten och materialsammansättning för spännstålet. Mycket höga sträckgränser nämns t.ex. som riskfaktor.

Materialsammansättningen för injekteringsbruket är en viktig faktor, inte bara för att åstadkomma god utfyllnad och omslutning av spännkabeln. I vissa fall har injekteringsbruk innehållit för höga halter av klorider. Ett senare fall finns i USA, där man 2011 upptäckte att bruk med kloridhalter långt över gränsvärdena hade levererats till över 30 broar (se [17]).

5.4.1.2 Ej cementinjekterade spännkabelsystem

Gällande ej cementinjekterade system finns liten information om korrosionsrelaterade problem eller avvikelser i korrosionsskyddet av spännkablarna. För svenska inneslutningskonstruktioner skyddas spännkablarna av att foderrören fylls med fett/vax alternativt ventileras med torrluft (se avsnitt 3.7). Här beskrivs kortfattat dokumenterade avvikelser för ej cementinjekterade spännkabelsystem på kärnkraftsanläggningar främst utifrån sammanställningar i [43], [9] och [17].

Vid återkommande inspektionstillfällen i Sverige och internationell (se avsnitt 6.3.1) spänns vissa utvalda spännkablarna ned där spännlinor/trådar och förankringsdetaljer kontrolleras visuellt. Även kontroll av fett/vax utförs vid dessa kontroller. Gällande inspektioner gjorda vid svenska kärnkraftverk har ingen information avseende resultat från korrosionskontroller eller fettinjektering hittats. I [52] behandlas mätresultat från inspektioner i USA. Gällande korrosion anges allmänt att de visuella kontrollerna av linor/trådar i de allra flesta fall endast visar på yttlig korrosion som härrör från exponering av utomhusklimat i byggskedet. Vidare anges att de stukade trådändarna (BBRV-system, se Figur 3.6) i vissa fall utsatts för mer korrosion. Detta skulle enligt [52] bero på att det temporära skyddande skiktet på linan skadas då änden kallformas. Skadorna på ändarna har inte ansetts kritiskt och har uppstått i byggskedet innan det permanenta korrosionsskyddet (fett/vax) applicerats. Inspektionerna har enligt [52] i vissa fall visat på kraftig korrosion på ankarplattorna i områden där dessa utsätts för utomhusklimat. Med tanke på att ankarplattorna i allmänhet har stor tjocklek och utsätts för relativt små påkänningar har skadorna inte ansatts kritiska. Kontrollen av injekteringsmaterialet (fett/vax) har enligt [52] generellt visat på acceptabla värden. Vatteninnehållet har i vissa fall överskridit tröskelvärden (dock ej gränsvärden). Dock tenderar vatteninnehåll ej att öka med tiden och har bedömts som isolerade störningar.

I [43] sammanställs rapporterade skador på reaktorinneslutningar i USA. För spännkablar beskrivs rapporterade skador relaterade till korrosion och beständighetsproblem, men även andra typer av skador som uppkommit tidigt efter uppspanning (ej relaterade till beständighet). Gällande korrosion på spännkablar samt brister i korrosionsskyddet nämns följande:

- Vid Joseph M. Farley kärnkraftverk (PWR reaktorer) upptäcktes 1985, ca 8 år efter uppspanning, brott på ankarstycken för ett antal vertikala spännkablar vid en visuell inspektion. Det konstaterades att väteförsprödning av stålmaterialet i ankarstycket orsakade brotten. Flera faktorer antas ha bidragit, så som fritt vatten i fett-/vax-injekteringen, hög hårdhet i stålmaterialet och höga spänningsnivåer i ankarstyckena. Det fria vattnet vid de undre förankringarna antas ha ackumulerats under ett antal år från dåligt tätade övre spännkabelhuvar som är exponerade för utomhusklimat. Senare (år 2012) upptäcktes ytterligare brott på spännkablar vid samma kärnkraftverk. Samma grundorsaker med vatteninträning och resulterande väteförsprödning rapporteras gällande dessa skador. Det finns även andra rapporterade fall av brott av spännkabelförankringar vid kärnkraftverk i

USA, men dessa har inträffat mer i direkt anslutning till att spännkablarna ursprungligen spändes upp¹.

- Vid Calvert Cliffs kärnkraftverk (PWR reaktorer) konstaterades 1997, ca 20 år efter uppspanning, låga provdragningsvärden (lift-off test) för en vertikal spännkabel. Enligt instruktioner testades då två intilliggande spännkablar. Vid dessa provtagningar misstänktes brott på en eller flera trådar för en av spännkablarna. Vid visuell inspektion av spännkabeln konstaterades att spänstrådar gått av 1 till 2 decimeter från de stukade ändarna vid den övre förankringen (se Figur 3.6). Efter upptäckten inspekterades samtliga vertikala spännkablar och fler degraderade kablar upptäcktes. Det konstaterades att korrosion och trådbrott hade orsakats av vatten- / luftinträning vid ändförankringshuvar samt av otillräcklig ursprunglig fyllning av fett precis bakom ankarstycket, vilket skapade ett hålrum.
- Läckage av fett/vax vid ändförankringshuvar eller på betongytan av inneslutningskonstruktionen har noterats för ett antal kärnkraftverk i USA. Läckage via förankringarna konstateras främst bero på fluktuation i temperatur samt dåliga tätningar mellan ändförankringshuvar och förankringsplattor. Fett som upptäckts på betongytan antas bero på läckage genom foderrören eller dess skarvar där fett har träckt ut till ytan via sprickor i betongen. Det konstateras att samtliga anläggningar som upptäckt injekteringsfett på betongytan har använt tidiga typer av fettinjektering. Inga läckage har upptäckts i fall där dagens typer av fettinjektering används. Läckage av fettinjektering anges främst som ett problem gällande spännkablarnas korrosionsskydd. Fettets inverkan på betongen anses, utifrån de begränsade studier som genomförts, inte vara skadlig för betongen.

I [17] anges utifrån erfarenheter från Tjeckien att den mest känsliga delen av spännkabeln gällande brott på trådar/linor är vid förankringen (ankarstycket). Även problem med fettinjektering noteras, där stora variationer av kvalitén hos korrosionsskyddet konstateras beroende på yttre klimatförhållande och höga temperaturnivåer.

I Sverige finns ett rapporterat fall av beständighetsrelaterade problem gällande spännkablar. Vid Forsmark 3, som driftsattes 1985, upptäcktes 1986 av en tillfällighet brott på horisontella spännkablar (se [9]). En möjlig orsak till de uppkomna skadorna anges vara korrosion. Skadan antas vara orsakad av vatten från byggtiden. Samtliga horisontella spännkablar kontrollerades efter upptäckten och ett övervakningssystem av korrosionsskyddet infördes (torrluftsventilering, se avsnitt 3.7.3).

5.4.1.3 Sammanställning

Sammanfattningsvis gällande korrosionsrisker för spännkabelsystem kan följande konstateras:

- Spännkablar belastas med en konstant hög dragspänning och är därför förutom allmän korrosion också mycket känsliga för lokal korrosion i form av gropfrätning, spänningskorrosion och väteförspredning.
- Upptäckta korrosionsskador på spännkablar härrör ofta från byggskedet. Det är av stor vikt att spännkablarna skyddas vid lagring på arbetsplatsen samt att det

¹ Brott av spännkabelförankringar (ankarstycken) har även rapporterats från Ringhals 1, se [9]. Vid detta fall konstaterades tillverkningsbrister hos vissa ankarstycken och samtliga vid tillfället utbytbara ankarstycken ersattes. Extra vertikala spännkablar installerades för att kompensera för vissa ej utbytbara ankarstycken.

permanenta korrosionsskyddet (cementinjektering, fett/vax eller torrluft) installeras kort tid efter uppspanning. Innan applicering av korrosionsskydd kan t.ex. vatten förekomma i lågpunkter av de ingjutna foderrören.

- En betydande del av upptäckta korrosionsskador härrör från hålrum och dålig utfyllnad av korrosionsskyddande foderrörsinjektering. Känsliga punkter generellt är spännkabelns hög- och lågpunkter samt områden kring förankringarna.
- För att åstadkomma en beständig spännarmerad konstruktion är det av stor vikt att projekteringen är genomarbetad och väl utförd, inte minst på konceptstadiet.
- Gällande cementinjekterade spännkablar är arbetsutförande och planering av injekteringsarbetet mycket viktigt (se även avsnitt 3.7.1). Hög kompetens och erfarenhet krävs för de som utför injektering av cementbruk.
- Förankringar av spännkablar anses känsliga. Det initiala korrosionsskyddet på spännlinor/trådar kan skadas i området kring förankringen tillsammans med att större risk för dålig utfyllnad av det permanenta skyddet (cementinjektering eller fett/vax). Även för förankringsdetaljer (t.ex. ankarstycken), som utsätts för hög belastning, kan mindre korrosionsskador ge brott.
- För icke cementinjekterade spännkabelsystem är tätning mellan täckåpor vid ändförankringar viktiga. Tätning är framförallt viktig vid övre förankringen av vertikala spännkablar utsatta för utomhusklimat eller andra områden där vatten förekommer.

5.4.2 Undersökningsmöjligheter

Undersökningar för att upptäcka korrosion eller risk för korrosion vid en befintlig konstruktion med cementinjekterade spännkablar kan inriktas på att detektera hålrum eller defekter i injekteringen eller pågående korrosion. För konstruktioner med oinjekterade spännkablar inkluderas korrosionskontroll i de inspektionsprogram som genomförs regelbundet vid kärnkraftverken, se avsnitt 6.3.1.

I [22] (appendix 1) görs en genomgång av olika möjliga undersökningsmetoder gällande korrosionsskador på spännkablar för betongkonstruktioner i allmänhet. I [28] och [53] sammanfattas möjliga undersökningsmetoder för inneslutningar specifikt, där spännkablar är en komponent som behandlas. Det finns ett stort antal möjliga oförstörande metoder som utvärderats i olika forskningsprojekt. I [53] grupperas metoderna i elektromagnetiska och akustiska metoder.

För att upptäcka pågående korrosion hänvisas till olika typer av elektrokemiska metoder. Gällande denna typ av metoder mäts elektriska potentialfält för att detektera korrosion. Metoderna har visat lovande resultat för ytligt liggande slakarmering, men för spännkablar som ofta ligger djupare och dessutom bakom täta nät av slakarmering eller bakom tätplåt är metoderna svåra eller omöjliga att tillämpa.

För att upptäcka hålrum i den korrosionsskyddande cementinjekteringen finns möjligheter både med elektromagnetiska och akustiska metoder. Högenergiröntgen eller HECR (High Energy Computed Radiography) har goda förutsättningar att upptäcka relativt små hålrum i ett specifikt område. Metoden kräver dock åtkomst för båda sidor av konstruktionen och kräver relativt stort arbete för att undersöka ett litet område av konstruktionen. HECR medför också strålningsrisker för människor som vistas i närheten, vilket medför att tillgängligheten kring konstruktionen begränsas vid röntgentillfället. Akustiska metoder generellt har mer eller mindre utsikter att hitta hålrum i

betongkonstruktioner. Impact-echo (IE) kan anses väletablerad, där grunden för metoden bygger på att man alstrar en ljudvåg i en punkt med t.ex. en hammare och sedan registrerar responsen med en mottagare i en annan punkt. Efter att signalen har processats kan reflektioner från sprickor, delamineringar och andra typer av hålrum urskiljas. Vid ideala förhållanden skulle brister i spännkabelinjekteringen kunna upptäckas, men i verkliga fall medför sprickor och andra defekter i betongkonstruktionen att resultaten gällande brister i spännkabelns injektering blir svårupptäckt.

En metod för att hitta hålrum i injekteringen som dock inte är helt oförstörande är att borra sig in till spännkabeln i kritiska punkter, där man erfarenhetsmässigt vet att brister uppstår (spännkabelns hög- och lågpunkter samt förankringsområde), se [22] (appendix 1). Eventuellt hålrum kan där undersökas med någon typ av endoskop för att bedöma spännkabelns status och då också avgöra om ett större hål skall öppnas för noggrannare inspektion. Metoden lämpar sig främst om det finns speciella indikationer på lokala brister baserat på oförstörande provning eller skrivbordsstudier. För att bestämma mer exakta lägen för spännkabelrören kan någon oförstörande radarmetod användas (tex Ground Penetrating Radar, GPR).

6. Inspektion och provning

6.1 Allmänt

Inspektion och provning som idag regelbundet genomförs för reaktorinneslutningar och som kan anses relevanta för att verifiera att spännkabelsystemet är främst spännkabelinspektioner, men också provtryckning av inneslutning kan anses ge indirekt information gällande spännkabelsystemets status. Även viss typ av kontinuerlig instrumentering förekommer vid vissa inneslutningar.

Vid misstanke om mer specifika defekter eller degradering (som t.ex. delaminering hålrum eller korrosion) kan någon typ av oförstörande metoder används. Denna typ av provning behandlas ej i detta avsnitt. I avsnitt 5.4.2 i denna rapport behandlas kortfattat metoder för att upptäcka korrosion för cementinjekterade spännkablar. I [28] och [53] sammanfattas möjliga oförstörande metoder för inneslutningar samt pågår ett forskningsprojekt inom detta område (CONSAFESYS) som kommer att slutrapporteras under 2015.

6.2 Provtryckning

När inneslutningens bärande konstruktion och täta skal (tätplåt) är färdigställd utförs den initiala provtryckningen (ISIT, initial structural integrity test), där konstruktionens strukturella integritet och elastiska beteende kontrolleras. Vid detta prov krävs att inneslutningen minst trycksätts till dimensionerande tryck (konstruktionstryck). För inneslutningar med tätplåt trycksätts inneslutningen vid ISIT normalt till 1,15 gånger konstruktionstrycket. Huvudsyftet med ISIT är att verifiera strukturrensponsen för inneslutningen genom att jämföra uppmätta deformationsresultat med beräknade värden.

Innan driftstart utförs läckageprovning (LRT, leak rate test) för att visa att inneslutningens specificerade tillåtna läckage ej överskrider. Efter driftstart utförs läckageprovning med jämna mellanrum i samband med avställningstillfällen av reaktorn. Läckageprovning utförs generellt vid ett lägre tryck än ISIT. I [9] anges trycknivåer som tillämpas vid LRT samt gällande konstruktionstryck för svenska inneslutningar.

En mer omfattande beskrivning av inspektioner och tryckprovning för reaktorinneslutningar ges i [1] kapitel 5.

6.3 Spännkabelinspektion

Förutsättningarna för kontroll av spännkabelsystemets funktion är fundamentalt olika beroende på om foderrören är cementinjekterade (vidhäftande) eller inte. För ej vidhäftande system kan spännkraften utvärderas genom provning av spännkablen för ankrynkning, ofta med så kallad lift-off teknik (se avsnitt 3.5). För ej vidhäftande system finns även möjligheten att montera ned spännkablar för kontroll av korrosion. För injekterade system finns inte denna möjlighet. Nedan beskrivs kortfattat standarder utgivna av USNRC¹ gällande rutinmässiga kontroller för spännkabelsystem vid

¹ United States Nuclear Regulatory Commission

reaktorinneslutningar, Regulatory Guide 1.35 [46] för ej vidhäftande system samt Regulatory Guide 1.90 [54] för vidhäftande system.

6.3.1 Ej vidhäftande

Totalt 6 svenska inneslutningar vid Ringhals och Forsmarks kärnkraftverk är utrustade med ej vidhäftande spännkabelsystem, se Tabell 3.1. Enligt [9] utförs regelbundna inspektioner för spännkabelsystemet för inneslutningar med ej vidhäftande spännkablar. Regulatory Guide 1.35 [46] används som grund för den praxis som används gällande utförande och omfattning av inspektioner för de svenska inneslutningar som har ej vidhäftande spännkablar.

Regulatory Guide 1.35 [46] beskriver riktlinjer för provningen i form av mål för provning, provningsschema, acceptanskriterier samt åtgärder då acceptanskriterier ej uppfylls. ASME Section III, Division 2 [14] beskriver enligt [52] kompletta krav för inspektioner för reaktorinneslutningar och inkluderar, med vissa modifikationer, innehållet i Regulatory Guide 1.35 [46]. Standarden Regulatory Guide 1.35.1 [55] kompletterar 1.35 [46] med vägledning för att beräkna spännkraftens förväntade storlek och preciserar acceptabel spännkraft vid olika tidpunkter för driften.

Enligt Regulatory Guide 1.35 [46] skall inspektioner genomföras 1, 3, 5 år efter den initiala provtryckningen (ISIT, initial structural integrity test) och därefter vart 5:e år. En reduktion av inspektionstillfällena kan tillåtas om två eller flera identiska inneslutningskonstruktioner finns vid ett kärnkraftverk. Regulatory Guide 1.35 [46] anger att 4% av spännkablar (minst 4 st) för varje kabeltyp (vertikal-, horisontal-, bassäng-, domkablar, etc.) skall testas vid de 3 första inspektionstillfällena. Om testerna vid de tre första inspektionstillfällena visar på acceptabla resultat kan antalet som testas minska till 2% av kablar (minst 3 st) i varje grupp. Spännkablar skall väljas ut slumpmässigt, dock skall en specifik spännkabel från varje grupp testas vid varje tillfälle.

Kraften i spännkabeln skall enligt [46] testas med så kallad lift-off teknik. Denna teknik ger uppgift gällande kraften vid spännkabels förankring, se avsnitt 3.5. Utöver provning av spännkraften skall en visuell inspektion av förankringarna (ankarplatta, ankarstycke, kilar, mellanlägg, stukade trådändar etc.) utföras för respektive utvald spännkabel. Även betongen kring förankringarna skall inspekteras för att upptäcka onormalt materialbeteende. Prover skall tas av det korrosionsskyddande mediet för respektive testad kabel ([46] avser fett/vax, torrluftsventilering inkluderas ej). Fettet skall testas i avseende på vatteninnehåll, klorider, etc.. Fettkåpor för samtliga vertikalkablarnas nedre förankringar skall också inspekteras visuellt för att upptäcka eventuellt fettläckage.

I testprogrammet ingår också att en spännkabel från vare kabelgrupp spänns ned för att kunna upptäcka avslitna eller skadade linor eller trådar. En tråd eller lina dras ut och inspekteras visuellt utmed hela dess längd för att upptäcka korrosion eller andra typer av skador. Draghållfasthetstest skall göras för 3 prover från den utdragna linan eller tråden. Vid dragprovning skall sträckgräns, brottgräns samt töjning vid brottgräns registreras.

Utvärdering av inspektioner enligt [46] skall i grova drag inkludera följande:

- Spännkraften för respektive spännkabel utvärderas med gränser predikterade utifrån förväntade förluster för aktuell tidpunkt. Regulatory Guide 1.35.1 [55] ger vägledning för att bestämma dessa gränser. Om uppmätt spännkraft för någon enskild spännkabel hamnar under gränsvärdet enligt [55] skall intilliggande kablar testas. Om någon av dessa kablar också ligger under gränsvärdet skall utredning tillsättas och avvikelser rapporteras.

- Om medelvärdet för samtliga spännkablar för en grupp konstateras vara lägre än den minsta specificerade spännkraften för inneslutningen (angivna i anläggningens tekniska dokumentation) skall avvikelserna rapporteras.
- Gällande nedmonterad kabel, skall längdförändring mätas vid upp- och nedspänning. Om längdförändringen vid specificerade lastnivåer avviker mer än en viss marginal från mätningar vid ursprunglig uppspänning skall avvikelserna rapporteras.
- Om resultaten för draghållfasthet och brotttöjning understiger mininivåer specificerade för aktuellt material skall avvikelserna rapporteras. Detta gäller även om reduktion av material till följd av korrosion upptäcks.
- Kriterier finns även uppställda gällande krav på provning av injekteringsfett där t.ex. vatten och kloridinnehåll kontrolleras.

6.3.2 Vidhäftande (cementinjekterade)

Totalt fyra svenska inneslutningar vid Ringhals och Oskarshamn är utrustade med cementinjekterade spännkabelsystem, se Tabell 3.1. Enligt [9] utförs inga regelbundna inspektioner för spännkabelsystem vid inneslutningar med cementinjekterade spännkablar.

Enligt Regulatory Guide 1.90 [54] skall inspektioner för inneslutningar med cementinjekterade spännkabelsystem baseras på tre delar vilka översiktligt beskrivs nedan.

1. Kraftkontroll av icke cementinjekterade spännkablar. För vissa enstaka spännkablar används fettinjekterning som möjliggör kraftkontroll med lift-off teknik eller fasta kraftgivare.
2. Instrumentering av betendet hos cementinjekterade spännkablar. Två alternativ (A och B) anges. Alternativ A bygger på utvärdering utifrån mätningar utförda med strategiskt placerade töjningsgivare som registrerar konstruktionens respons (töjning i spännkablar, armering och betong) under drift samt vid utförda provtryckningar. Alternativ B bygger på utvärdering utifrån deformationsmätningar vid återkommande provtryckningar. Konstruktionens respons jämförs med den uppmätta responsen vid den initiala provtryckningen (ISIT). Om instrumenteringen enligt alternativ A fungerar över tid krävs färre inspektionstillfällen än för alternativ B.
3. Visuell inspektion av kritiska områden kring diskontinuiteter och områden med stora spänningskoncentrationer.

Man kan konstatera att, om inspektioner skall utföras enligt anvisningar i [54] måste inneslutningen ursprungligen vara anpassad för detta med vissa oinjekterade spännkablar, etc.. Det krävs också ett högre provtryck än vad som krävs vid återkommande läckageprovning (LRT).

6.4 Annan provning och instrumentering

Olika typer fast monterade givare används i varierade omfattning för att registrera inneslutningskonstruktioners långtidsbeteende samt respons vid belastning (provtryckning). Givare som används för inneslutningskonstruktioner kan vara:

- trådtöjningsgivare applicerade på armeringsjärn, tätplåt eller betongytor,
- vibrerande sträng-töjningsgivare som gjuts in i betongen,
- givare som registrerar relativa deformationer vertikalt och radiellt samt
- lastceller som registrerar spännkabelns förankringskraft.

Generellt är behovet av alternativ instrumentering störst för inneslutningar med cementinjekterade spännkabelsystem då kabelkraften inte går att utvärdera utifrån provdragning. För tidigare byggda inneslutningar har mätning av töjning i betongen varit den vanligaste formen av mätning. Beständigheten hos denna typ av givare har många gånger varit bristfällig och eftersom givarna i regel måste installeras i byggskedet har mätningar i många fall avbrutits. Att beräkna kraftförlust utifrån töjning i konstruktionen kräver dessutom mätningar som relaterar till spänningar vid den ursprungliga uppspänningen.

Vid Forsmark 1 installerades fasta lastceller vid uppspänning för totalt 13 spännkablar i inneslutningens cylinderskal (8 vertikala och 5 horisontella). Forsmark 1 har ej vidhäftande spännkabelsystem, så dessa fasta givarna kompletterar provdragning vid spännkabelinspektioner. En fördel med de fasta givarna, som ger relativt tät registrering av kraft för samma kabel över tid, är att man har större möjlighet att avläsa trender. Utifrån mätningarna från fasta givare vid Forsmark 1 har man t.ex. kunnat utläsa ökande förluster i samband med driftstart vilket antas bero på temperaturökning i inneslutningen (se [23]). Vid ett pågående Energiforskningsprojekt installeras nya lastceller för några spännkablar vid Forsmark 2¹.

Den nybyggda reaktorn Olkiluoto 3 (OL3) i Finland har utrustas med en omfattande instrumentering av inneslutningskonstruktionen, se [56]. Reaktorn är av typen European Pressurized Reactor (EPR) och är utrustad med en spännarmerad betonginneslutning med tätplåt på insidan, se [57]. Spännkabelsystemet är generellt cementinjekterat, men för att möjliggöra kraftmätning har fettinjektering använts för 4 vertikala spännkablar. Enligt [56] är inneslutningen utrustad med:

- Töjningsgivare i betongen. I ett antal positioner har töjningsgivare av typen C110 TELEMAC (vibrating wire sensors) gjutits in i inneslutningskonstruktionen. I varje position mäts töjning vertikalt, tangentiellt och radiellt.
- Töjningsgivare på tätplåten. I två positioner på cylinderväggen har konventionella trådtöjningsgivare limmats mot tätplåten. Töjningar mäts i vertikal och tangentiell riktning.
- Deformationsgivare av inneslutningskärlet. I ett antal positioner mäts inneslutningens deformation med givare av typen TELEMAK direct pendelums.

¹ BET 122 Utökad instrumentering av spännkablar i Forsmark 2, se www.elforsk.se/Programomraden/Karnkraft/Betongteknik/Projekt/

Dessa givare kompletterades med lasermätningar vid tidpunkten för uppspänning av spännkablar eftersom TELMAK givarna ej var installerade.

- Kraftgivare för fettinjekterade spännkablar. De 4 fettinjekterade spännkablaras övre förankring är utrustade med lastceller av typen FREYSSINET CV8 55C15.
- Temperaturgivare. Då töjningsmätningarna är temperaturberoende har temperaturgivare (av typen TELEMAC PT100) installerats i samma positioner som töjningsgivarna.
- Fuktgivare. Den relativa fuktigheten på in och utsida av inneslutningskärlet mäts med syftet att kunna bedöma betongens krypning och krympning.

Syftet med instrumenteringen av OL3:s inneslutning är enligt [56] att mäta strukturens respons vid uppspänning av spännkablar, responsen vid initial och återkommande provtryckning, samt responsen av långtidsförluster (krypning, krympning och relaxation).

I ett projekt som genomförts vid Lunds tekniska högskola (se [34]) utvärderas en mätmetod som bygger på möjligheten att hitta korrelation mellan strukturens egenfrekvens och spännkraftsnivå. Resultaten från undersökningen indikerar att möjligheten finns att mäta spännkraft med denna metod, men att mycket forskning återstår för att kunna använda metoden i praktiken.

Ett forskningsprojekt finansierat av SSM, som påbörjats under 2015, skall behandla möjligheten att bedöma spännkraftsförluster genom deformationsmätning¹.

¹ Diarienummer SSM2015-1012, Forskningsprojekt - Bedömning av spännkraftsförluster genom deformationsmätning av reaktorinneslutningen vid uppstart – DEFORM.

7. Sammanfattning och slutsatser

Spännarmerade betongkonstruktioner förekommer på samtliga svenska kärnkraftverk, där främst reaktorinneslutningarna och vissa reaktor- / bränslebassänger är kraftigt spännarmerade. Spännarmeringens primära uppgift är generellt att begränsa uppsprickning och deformation i betongkonstruktionen. För reaktorinneslutningar, där höga krav ställs på konstruktionernas täthet, är en fullgod funktion hos spännkabelsystemet av stor vikt. Syftet med denna rapport är att utifrån tillgänglig information belysa olika aspekter gällande funktion och risker hos spännkabelsystem använda vid svenska anläggningar.

Reaktorinneslutningar är uteslutande platsgjutna konstruktioner med så kallad efterspänd armering. För denna typ av konstruktioner placeras spännkablarna i ursparingsrör som gjuts in i betongkonstruktionen. Efter att betongen härdat spänns spännkablarna med domkrafter och förankras mot ingjutna stödplattor i betongen. Den kommersiella användningen gällande denna typ av spännarmerade konstruktioner tog fart efter andra världskrigets slut och tekniken kan anses ha varit etablerad och beprövad då de första svenska inneslutningarna konstruerades och byggdes (sent sextiotalet). För svenska inneslutningar används två olika typer av spännkabelsystem, BBRV- och VSL-system. En typiskt BBRV kabel har en brottlast på 7.1 MN (139 trådar, $\phi=6$ mm) medan en typisk VSL kabel har en brottlast på 3.4 MN (19 linor, 7 trådar $\phi=4$ mm). En inneslutningskonstruktion är normalt spänd med hundratals spännkablar fördelat på olika delar av konstruktionen.

Två huvudtyper av efterspänd armering kan särskiljas, vidhäftande och ej vidhäftande spännarmering. Skillnaden avser främst hur man väljer att skydda spännarmeringen mot korrosion, där vidhäftande spännarmering skyddas genom att spännkabelrören fylls med cementinjektering och ej vidhäftande spännarmering skyddas genom att rören fylls med t.ex. fett. Båda dessa typer av spännarmering används för inneslutningskonstruktioner både i Sverige och internationellt. En fördel med cementinjektering är att spännkabeln blir mindre känslig för lokala skador eftersom vidhäftningen kan överföra spännkraft till betongkonstruktionen. Nackdelen med vidhäftande spännarmering är att det inte går, eller är mycket svårt, att verifiera statusen hos spännsystemet. Det är inte möjligt att, som för icke vidhäftande armering, mäta kvarvarande kraft eller att spänna ner kablarna för visuell inspektion.

Inspektioner och provning genomförs idag regelbundet för svenska reaktorinneslutningar. Relevant provning för att verifiera att spännkabelsystemet, är spännkabelinspektioner men också provtryckning av inneslutning. Spännkabelinspektioner genomförs i princip endast för svenska inneslutningar med ej vidhäftande spännarmering. Vid denna typ av inspektion kontrolleras spännkraft i vissa utvalda spännkablar samt kontrolleras korrosion utmed längden för någon spännkabel. Provtryckning (läckage provning) genomförs regelbundet för samtliga svenska inneslutningar. Denna typ av provning utförs vid relativt låga tryck och ger endast indikation gällande konstruktionens spännkraft om stora brister finns.

Ett kärnkraftverk är försett med ett omfattande skydd avsett att förhindra spridning av radioaktiva ämnen. Reaktorinneslutningen utgör den yttersta barriären som primärt skall skydda omgivningen vid allvarliga olyckshändelser. Den för spännkabelsystemet

viktigaste olyckshändelsen, medför ett ökat tryck och temperatur i inneslutningen. För belastningen som ges av en konstruktionsstyrande händelse avses inneslutningskonstruktionen i huvudsak uppträda linjärelastiskt. För att uppnå detta utformas spännarmeringen generellt så att spännkraften i princip balanserar det dimensionerande inre övertrycket. Multipla fel i säkerhetsystemet, som har väldigt låg sannolikhet att inträffa, kan leda till belastningsnivåer som överskrider de som ges av konstruktionsstyrande händelser (svåra haverier). Vid denna typ av händelse, med mycket höga belastningsnivåer, uppträder en spännarmerad inneslutningskonstruktion i regel olinjärt.

Dimensionering och utformning baseras generellt på konstruktionsstyrande händelser, där linjärelastiska antaganden för strukturanalyserna kan göras. Spännkraftsnivån är avgörande för upp till vilken belastningsnivå som strukturbeteendet kan anses linjärt, d.v.s. när betongens uppsprickning och stålets plasticering uppkommer. För att beskriva strukturbeteendet vid svåra haverier krävs i regel olinjära finita element analyser. Det komplexa strukturbeteendet som uppkommer vid dessa höga belastningsnivåer kräver att analysresultat jämförs och verifieras mot försök, vilket inte minst gäller spännkabelsystemets beteende. I två internationell benchmark projekt (ISP48 och SPE3) har analysresultat jämförts med resultat från ett skalförsök (Sandia 1:4) av en spännarmerad inneslutning som belastades till brott (inre övertryck). Utifrån försök och de jämförande beräkningarna konstateras att den slutliga globala brottmoden för inneslutningen är starkt kopplad till kapaciteten för spännkabelsystemet. Det konstateras också att spännkraften är en mycket viktig faktor för att begränsa deformationen av inneslutningen som är avgörande för när tätplåtsrevor uppkommer och läckage initieras.

Två frågor gällande åldrande och beständighet behandlas i rapporten, långtidsförlust av spännkraft (betongens krypning/krympning och stålets relaxation) samt korrosion av stålkomponenter i spännkabelsystemet.

Två forskningsprojekt som behandlar långtidsförlust vid svenska reaktorinneslutningar har genomförts vid Lunds tekniska högskola (LTH), se [23] och [34]. För de svenska inneslutningarna med ej vidhäftande spännarmering har mätning av spännkraft utförts vid återkommande inspektionstillfällen. En generell slutsats från dessa inspektioner är att långtidsförlusten av spännkraft (ca 5 % för vertikalkablar och 5 - 10 % för horisontalkablar) är mindre än vad som antagits vid den ursprungliga dimensioneringen. Mätresultaten visar dock på relativt god överensstämmelse med beräkningar utförda med dagens beräkningsmodeller. En inneslutning (Ringhals 2) visar på större uppmätta förluster. Anledningen är inte klarlagd men en möjlig orsak kan vara tidigt förhöjd värmepåverkan p.g.a. tidig driftstart. Gällande inneslutningar med vidhäftande spännarmering (cementinjekterade) finns idag inga möjligheter att mäta spännkraften. I ett av projekten som genomförts vid LTH (se [34]) utvärderades en mätmetod som bygger på möjligheten att hitta korrelation mellan strukturens egenfrekvens och spännkraftsnivå. Resultaten från undersökningen indikerar att möjligheten finns men att mycket forskning återstår för att kunna använda metoden i praktiken. Man kan konstatera att följande faktorer är viktiga att beakta gällande spännkraftsförluster i inneslutningskonstruktioner:

- *Betongens ålder vid uppspänning.* Jämfört med andra typer av spännarmerade konstruktioner är inneslutningar spända sent, generellt 1-2 år efter gjutning. Hög ålder vid pålastning minskar betongens långtidsförlust. Detta beaktas normalt i beräkningsuttryck gällande krypning.
- *Långsam uttorkning av inneslutningsväggen.* Den grova konstruktionen tillsammans med den inre förseglingen medför att inneslutningsväggens uttorkning

blir mycket långsam. Den långsamma uttorkningen minskar och fördröjer betongens långtidsförlust. Detta beaktas normalt för beräkningsuttryck gällande krypning och krympning.

- *Hög omgivande temperatur.* För temperaturnivåer som överstiger normal rumstemperatur ökar betongens krypning och spännkabelns relaxation. Detta beaktas normalt inte i beräkningsuttryck gällande krypning och relaxation.
- *Relaxationsegenskaper för spännkabel.* Vid tiden då inneslutningar i Sverige byggdes användes i regel s.k. lågrelaxerande spännlinor/trådar. Stor skillnad i relaxationsegenskaper kan dock finnas beroende på vilken förbättringsметод som använts.

Tre olika metoder har valts vid svenska inneslutningar för att skydda spännkablar mot korrosion, foderrör fyllda med cementinjektering, fettinjektering eller torrluftsventilering. Spännarmeringens spänningstillstånd gör spännkabeln känslig för korrosion. På grund av spännarmeringens konstant höga dragpåkänningstillstånd kan en liten lokal minskning av stålarean leda till ett brott på hela eller delar av en spännkabel. Gällande *cementinjektering* finns stor erfarenhet från andra konstruktionstyper, främst broar. Generellt konstateras att en väl utförd cementinjekteringen ger ett bra skydd mot korrosion och att skador i de allra flesta fall är relaterade till brister och hålrum i injekteringen. Hög kvalitet i arbetsutförande och genomtänkt utformning är därför mycket viktigt för att uppnå ett fullgott skydd. Det är även viktigt att spännkablar skyddas mot korrosion i byggskedet innan cementbruket injekteras i foderrören. Rapporterade korrosionsrelaterade skador finns för cementinjekterade spännkabelsystem på broar. Skadlig miljöpåverkan för brokonstruktioner är dock mycket större för broar än för inneslutningar. Gällande *fettinjektering* finns rapporterade korrosionsskador för amerikanska inneslutningar. Korrosion har påträffats främst i områden kring spännkabelns förankringar där dålig utfyllnad av fett eller inträngning av vatten har angetts som orsak. Även läckage av fett har rapporterats gällande denna typ av korrosionsskydd. Gällande *torrluftsventilering*, är Forsmark kärnkraftverk troligen unikt med att använda denna metod för inneslutningskonstruktioner. Metoden baseras på att korrosion ej uppkommer i torra miljöer. Liknande metoder används för vissa hängkabelbroar. Det konstateras att övervakningen av systemet är viktig för att försäkra att skyddet är fullständigt vid alla tidpunkter. I Sverige finns ett rapporterat skadefall gällande Forsmarks spännkablar vilket upptäcktes kort tid efter driftstart. Efter upptäckten samt infördes ett övervakningssystem av korrosionsskyddet.

Gällande vidare forskning för spännarmering vid reaktorinneslutningar kan följande behov urskiljas:

- Utredning gällande komplett kravbild för spännkraft vid svenska inneslutningar.
- Studie av struktureffekter då en eller flera spännkablar slås ut eller får nedsatt spännkraft.
- Identifiera riskområden genom att studera beskrivningar och rutiner gällande utförande av cementinjektering för svenska inneslutningskonstruktioner.
- Inspektera riskområden (enligt ovan) med oförstörande eller begränsat förstörande metoder på avställda anläggningar (Barsebäck 1 och 2).
- Genomgång av inspektionsresultat gällande korrosion och materialförändring för inneslutningar med ej vidhäftande spännarmering.

8. Referenser

- [1] Strålsäkerhetsmyndigheten SSM, Krav på funktion, konstruktion och provning av reaktorinneslutningar, SSM2015-44, Oktober 2015.
- [2] Statens kärnkraftsinspektion SKI, Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk, SKI rapport 02:59, december 2002.
- [3] Nuclear containments, CEB/fib Bulletin 13, State-of-art report, 2001.
- [4] Strålsäkerhetsmyndigheten SSM, Utredning av regler om inneslutningar och andra byggnadskonstruktioner i kärntekniska anläggningar, SSM2013-2289-10, 2014.
- [5] Statens Planverk, Svensk byggnorm 67, 1967.
- [6] Statens betong kommitté, B5, Bestämmelser för betongkonstruktioner, material och utförande, Betong, 1968.
- [7] Statens betong kommitté, B6, Bestämmelser för betongkonstruktioner, material och utförande, Armering, 1968.
- [8] Statens betong kommitté, B7, Bestämmelser för betongkonstruktioner, Allmänna konstruktionsbestämmelser, 1968.
- [9] Statens kärnkraftsinspektion, SKI. Rapport 02:58, Utredning kring reaktorinneslutningar - konstruktion, skador samt kontroller och provningar. Januari 2003.
- [10] Spännbetongnormer S-25:21 (publikation nr 17).
- [11] Kungliga Väg- och vattenbyggnadsstyrelsens Brobyggnadsanvisningar.
- [12] Statens betong kommitté, BBK 79, Bestämmelser för betongkonstruktioner, band 1 & 2.
- [13] Strålsäkerhetsmyndigheten SSM, Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB) 2014:06, 2014.
- [14] American Society of Mechanical Engineers, ASME. Boiler and Pressure Vessel Code, Section III - Rules for Construction of Nuclear Facility Components, Division 2 - Code for Concrete Containments. 2007.
- [15] Collins, M. and Mitchell, D., Prestressed Concrete Structures. Prentice Hall, New Jersey, U.S., 1991.
- [16] Petersson T. och Sundquist H.(2003), Spännbetong, utg. 4, TRITA-BKN Rapport 46, KTH, Byggkonstruktion.
- [17] OECD/NEA, Bonded or Unbonded Technologies for Nuclear Reactor Prestressed Concrete Containments, NEA/CSNI/R(2015)5, 2015.
- [18] U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. NRC. Hessheimer M. F., et al., Overpressurization test of a 1:4-Scale prestressed concrete containment vessel model NUREG/CR-6810, 2003.
- [19] Elforsk, Performance of reactor containments under severe accidental conditions, Summary of activities in the round robin project, Standard Problem Exercise 3, draft 2015-09-11.

- [20] Anderson P. et al., Average force along unbonded tendons: a field study at nuclear reactor containments in Sweden, *Nuclear Engineering and Design* 235, pages 91–100, 2005.
- [21] Anderson P., 30 years of measured prestress at Swedish nuclear reactor containments, *Nuclear Engineering and Design* 235, page 2323-2336, 2005.
- [22] Durability of post-tensioning tendons, *CEB/fib Bulletin* 33, 2005.
- [23] Lund University, Division of Structural Engineering, P. Anderson, Structural Integrity of Prestressed Nuclear Reactor Containments, Report TVBK-1035, 2007.
- [24] Anderson P., Hansson M. and Thelandersson S, Reliability-based evaluation of the prestress level in concrete containments with unbonded tendons. *Structural Safety*, Vol 30, Issue 1, Pages 78–89, 2008.
- [25] SS-EN 1992-1-1, Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.
- [26] J.-Ph. Fuzier, Development of grout and grouting techniques, Conference on Durability of post-tensioning tendons (proceedings), *CEB/fib Bulletin* 15, Ghent, 2001.
- [27] R. Woodward, Durability of post-tensioned tendons on road bridge in the UK, Conference on Durability of post-tensioning tendons (proceedings), *CEB/fib Bulletin* 15, Ghent, 2001.
- [28] Statens kärnkraftsinspektion SKI, Elektrokemiska aspekter på korrosion i svenska reaktorinneslutningar, SKI rapport 2007:13, oktober 2006.
- [29] Könönen M., Temperature induced stresses in a reactor containment building A case study of Forsmark F1, Royal Institute of Technology (KTH), M.S. Thesis, 2012.
- [30] Aeberhard, H., Buerger, P., Ganz, H., Marti, P., Matt, P., Sieber, T., External Post-Tensioning - Design Considerations, VSL Report Series, VSL International LTD., 1992.
- [31] Bloomstine, M., Sørensen, O., Prevention of main cable corrosion by dehumidification. Conference on Advances in Cable-Supported Bridges 5th (proceedings), page 215–230, 2006.
- [32] ISP-48, International Standard Problem 48 Containment Capacity, Phase 1-3, OECD, 2005.
- [33] Elforsk, Nilsson L.O., Johansson P., Förändringsprocesser i reaktorinneslutningar. Klimatförhållanden och uttorkning, Elforsk 09:100, 2009.
- [34] Lund University, Division of Structural Engineering, P. Lundqvist, Assessment of Long-Term Losses in Prestressed Concrete, Report TVBK-1043, 2012.
- [35] Force, Barsebäck NPP - Material testing projekt, 2005
- [36] Hansen T. C. and Mattock A. H., Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete. *ACI Journal*, vol. 63, no. 10, page 267-278, 1966.
- [37] Neville A.M., *Properties of Concrete*, 4th edition, Longman Group Limited, Harlow, Essex, England, 1995.
- [38] *Betonghandboken – material*. Svensk Byggtjänst, Stockholm, Sweden, 1994.

- [39] Hannant D.J., Strain behaviour up to 95°C under compressive stress. Conference on prestressed concrete pressure vessels (Proceedings), Institution of civil engineers, page 177-191, 1968.
- [40] Ghali A., Treviño J., Relaxation of Steel in Prestressed Concrete, PCI Journal, Sept-Oct 1985, page 83-94, 1985.
- [41] Cahill T. and Branch G.D., Long-term relaxation behaviour of stabilized prestressing wires and strands. Conference on prestressed concrete pressure vessels (Proceedings), Institution of civil engineers, page 219-228, 1968.
- [42] Roth T., Lifetime issues concerning prestressing steel in concrete structures, Licentiate thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- [43] Scanscot Technology AB, Report 09416 DJN-14-01, CONSAFESYS – Dan Naus: U.S: Nuclear Power Plant Containments: Description, Testing and Inspection, Operating Experience, and License Renewal Considerations, 2014.
- [44] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Information Notice No. 99-10: Degradation of Prestressing Tendon Systems in Prestressed Concrete Containments, 1999.
- [45] SS-EN 1992-2, Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 2: Broar
- [46] U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. NRC. Regulatory Guide 1.35, In-service inspection of ungrouted tendons prestressed concrete containments, 1990.
- [47] Lundqvist P., Nilsson L-O., Evaluation of prestress losses in nuclear reactor containments, Nuclear Engineering and Design, 241, page 168-176, 2011.
- [48] Shah V.N., Hookham C.J., Long-term aging of light water reactor concrete containments, Nuclear Engineering and Design 185, page 51–81, 1998
- [49] U. Nümberger, Corrosion induce failure mechanism, Conference on Durability of post-tensioning tendons (proceedings), CEB/fib Bulletin 15, Ghent, 2001.
- [50] C. L. Freyermuth, Status of the durability of post-tensioned tendons in the United states, Conference on Durability of post-tensioning tendons (proceedings), CEB/fib Bulletin 15, Ghent, 2001.
- [51] H. Mutsuyoshi, Present situation of durability of post-tensioned PC bridges in Japan, Conference on Durability of post-tensioning tendons (proceedings), CEB/fib Bulletin 15, Ghent, 2001.
- [52] Hill, H, Letter Report 95/13 to NRC, Concrete Containment Post Tensioning System Aging Study, Oak Ridge, Tennessee, 1995.
- [53] Strålsäkerhetsmyndigheten SSM, rapport SSM2011-800-2 Utredningsrapport avseende oförstörande provningsmetoders förutsättningar och möjligheter för kontroll av betongkonstruktioner vid kärnkraftverk, 2012.
- [54] U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. NRC. Regulatory Guide 1.90, Inservice Inspection of Prestressed Concrete Containment Structures with Grouted Tendons. November 2012.
- [55] U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. NRC. Regulatory Guide 1.35.1 (1990), Determining prestressing forces for inspection of prestressed concrete containments. 1990.

- [56] B. Wienand, Experience and first results of the OL3 inner containment in-service inspection system, The 19th Pacific Basin Nuclear Conference, 2014.
- [57] AREVA, Ostermann D., Krumb C. and Wienand B., The inner containment of an EPR Pressurized Water Reactor, New build and innovation, 2014.

Bilaga 1: Exempel: bedömning av spännkraftsförluster enligt Eurokod

I detta exempel beräknas spännkraftsförlusterna för en horisontell spännkabel i cylinderväggen för en typisk svensk BWR inneslutning (se Figur 2.1 till Figur 2.3). Parametrar och egenskaper enligt Tabell A1.1 till Tabell A1.3 används som indata till beräkningar i detta exempel. Omedelbara förluster (friktion och elastisk deformation av betong) samt långtidsförluster (krypning, krympning och relaxation) beaktas. Beräkningar baseras på SS-EN1992-1-1 [25].

Tabell A1.1 – Geometri

Symbol	Värde	Beskrivning
h	0,90 m	Väggjocklek (Yttre förspänd del).
R_i	11,3 m	Cylinderväggens inre radie (yttre förspänd del).
R_t	11,75 m	Radie för horisontell spännkabel.
L	87 m	Total längd spännkabel.
s	0,22 m	Avstånd mellan horisontella spännkablar.
α_{tot}	370°	Total vinkeländring för horisontella spännkablar.

Tabell A1.2 Betong

Symbol	Värde	Beskrivning
f_{ck}	45 MPa	Karakteristisk tryckhållfasthet (motsvarar ~C45/55)
f_{cm}	53 MPa	Medeltryckhållfasthet, enligt Table 3.1 [25]
E_{cm}	36 GPa	E-modul, enligt Table 3.1 [25]
Cement	N	Cementklass antas motsvara standardcement, enligt Table 3.1 [25]

Tabell A1.3 Spännkabel

Symbol	Värde	Beskrivning
A_p	1900 mm ²	Spännkabelns tvärsnittsarea
E_p	190 GPa	Effektiv E-modul
$f_{p0,1k}$	1650 MPa	Karakteristisk spänning vid 0,1% töjning
f_{pk}	1800 Mpa	Karakteristisk brottspänning
μ	0,19	Friktionskoefficient, se tabell 5.1 in [25]
k	0,005	Oavsiktlig vinkeländring, se avsnitt 5.10.5.2 (3) in [25]
Δu	10 mm	Eftersläpp

Omedelbara spännkraftsförluster

Friktionsförlust och förlust vid eftersläpp

I detta avsnitt beräknas spännkraftsnivå efter uppspanning inkluderat förlust av friktion och eftersläpp. Spännkabeln antas vara uppspänd från båda ändar vilket normalt görs för horisontella spännkablar. Spännkabeln antas ha en 5 m rak del vid ändförankringarna och en total krökning av 370°.

Enligt avsnitt 5.10.2.1 i SS-EN1992-1-1 [25] är den maximala spänningen vid uppspanning det minsta värdet av följande,

$$0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1650 = 1485 \text{ MPa}$$

$$0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1800 = 1440 \text{ MPa}$$

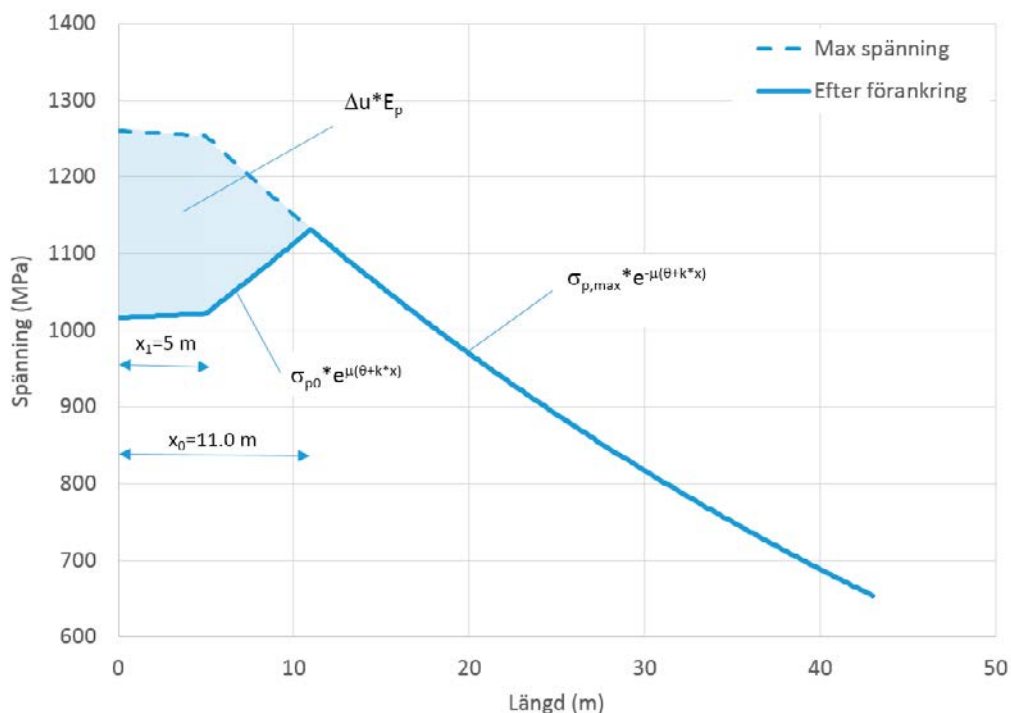
Normal spädes kablarna vid äldre svenska verk till maximalt 70% av brottspänningen, vilket också förutsatt i detta exempel. Den maximala initiala spänningsvärdet $\sigma_{p,max}$ beräknas till 1260 MPa. Friktionskoefficienten μ och k ges i Tabell A1.3. Förlust av friktion beräknas enligt uttryck 5.45 i [25].

Förlusten av eftersläppet (Δu) beräknas enligt uttrycket nedan.

$$I_f = \Delta u \cdot E_p = 0,010 \cdot 190000 = 1900 \text{ MN/m}$$

I_f motsvarar integralen för den maximala kraftfördelningen minskat med integralen för kraftfördelningen efter eftersläpp. Figur A1.1 visar den beräknade spänningsfördelningen i spännkabeln före och efter eftersläpp. Spänningen i kabelns ände efter eftersläpp beräknas till 1017 MPa. Nedan görs en approximativ kontroll av beräknad kabelspänning efter eftersläpp.

$$I_f \sim (\sigma_{p,max} - \sigma_{p,0}) \cdot (x_1 + (x_0 - x_1)/2) = (1260 - 1017) \cdot (5 + (11,0 - 5,0)/2) = 1944 \sim \Delta u \cdot E_p \quad \text{ok!}$$



Figur A1.1 Beräknad spänningsfördelning längs en horisontell spännkabel direkt före och efter eftersläpp (visar halva spännkabeln).

Förlust av elastisk deformation av betongväggen

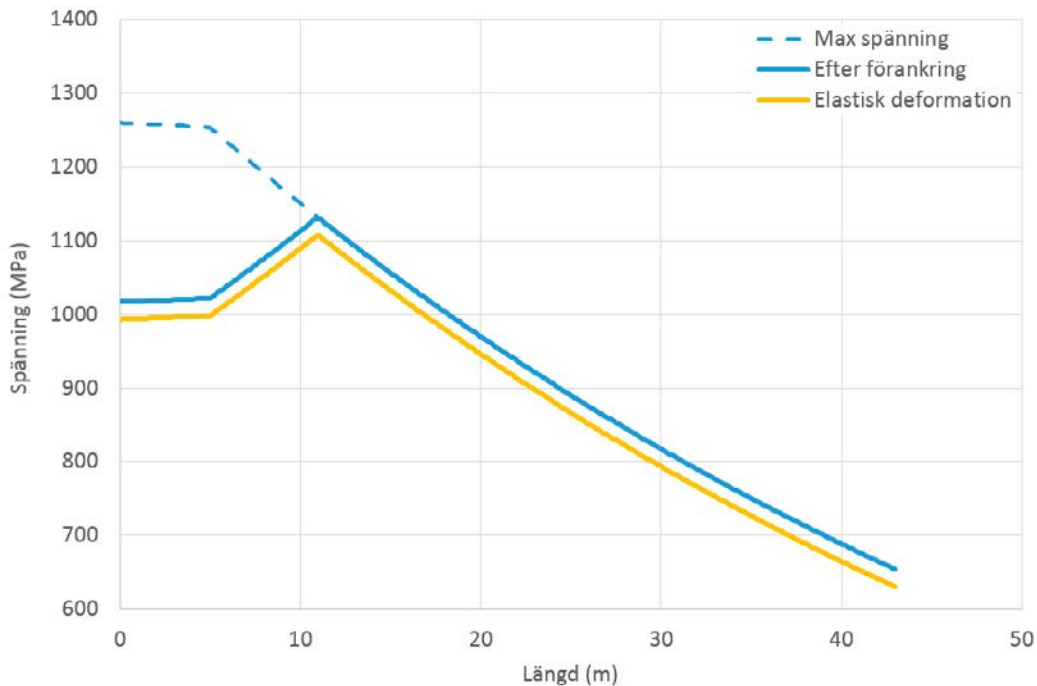
Förlust av spännkraft från elastisk deformation i betongen baseras på uttryck 5.44 in [25]. Den initiala betongspänningen av spännkraft σ_c beräknas utifrån medelspänningen längs kabeln $\sigma_{p,average}$, vilken är kring 930 MPa (se Figur A1.1). Horisontell spänning i betongen beräknas enligt nedan¹.

$$\sigma_c = \sigma_{p,medel} * A_p / (s * h) = 930 * 1900 * 10^{-6} / (0,22 * 0,9) = 8,9 \text{ MPa}$$

Förlust av elastisk sammantryckning av betongkonstruktionen beräknas enligt nedan.

$$\Delta\sigma_{el, medel} = \frac{1}{2} * E_p * \sigma_c / E_{cm} = 0,5 * 190 * 10^3 * 8,9 / (36 * 10^3) = 23,5 \text{ MPa}$$

Figur A1.1 nedan visar kabelspänning inkluderat förlust av elastisk deformation i betongen.



Figur A1.2 Beräknas spänning längs spännkabeln inklusive förlust av elastisk deformation i betong (visar halva spännkabeln).

Tidsberoende förluster

Tidsberoende förluster beräknas med antagandet att det tar 1,0 år i medeltal mellan det att betongkonstruktionen gjuts och att spännkablarna spänns upp. Driftstiden antas vara 60 år.

¹ Betongens spänningsnivå beräknas konservativ utifrån antagandet att endast den yttre bärande betongväggen bär spännkraften. En anledning till detta är, vilket främst gäller efter lång tid, att den inre tunnare betongväggen torkar och därmed krymper och kryper snabbare än den yttre väggen.

Betongens krympning

Betongens krympning ε_{cs} beräknas enligt SS-EN1992-1-1 [25] avsnitt 3.1.4.

Den beräknade betongkrympningstöjningen ε_{cs} efter 1 och 60 år tillsammans med mellanresultat redovisas i Tabell A1.4 nedan. Se även avsnitt 5.3.3.1 i denna rapport.

Tabell A1.4 Kryptöjning efter 1 och 60 år enligt [25].

Symbol	Enhet	Data 60 år	Data 1 år	Referens in [25]	Kommentar
ε_{cs}		0,000363	0,000117	uttryck 3.8	Total krympning vid tiden t
f_{cm}	MPa	53	53		Medelvärde för tryckhållfasthet
RH	%	30	30		Relativ luftfuktighet i omgivande miljö, se 5.2.
h_0	mm	1800	1800	uttryck B6	Ekvivalent tjocklek
A_c	mm ²	900000	900000		Betongens tvärsnittsytta
u	mm	1000	1000		Yta i kontakt med omgivande luft
t	dagar	21900	365		Ålder i dagar
t_s	dagar	28	28		Betongens ålder då uttorkning påbörjas
ε_{cd}		0,00028	0,000031	uttryck 3.9	Uttorkningskrympning
β_{ds}		0,88	0,099	uttryck 3.10	
k_h		0,7	0,7	Table 3.3	
$\varepsilon_{cd,0}$		0,00045	0,00045	uttryck B.11	Grundvärde för uttorkningskrympning
β_{RH}		1,51	1,51	uttryck B.12	
α_{ds1}		4	4	Bilaga B.2	Cement typ N
α_{ds2}		0,12	0,12	Bilaga B.2	Cement typ N
ε_{ca}		0,000087	0,000086	uttryck 3.11	Autogen krympning
$\varepsilon_{ca}(\infty)$		0,000088	0,000088	uttryck 3.12	
$\beta_{as}(t)$		1,00	0,98	uttryck 3.13	

Vid tidpunkten för uppspanning (1 år efter gjutning) har en viss andel av krympningen redan uppkommit. Gällande spännkraftsförlust kan därför krympningen efter 1 år räknas bort från den totala krympningen efter 60 år. Krympningen som inverkar på spännkraften beräknas till:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs}(21900) - \varepsilon_{cs}(365) = 0,36 - 0,12 = 0,24 \%$$

Detta värde kan ses som ett medelvärde med en variationskoefficient på 30% ($V = 0,3$), enligt avsnitt 3.1.4 [25]. Om normalfördelning antas ger detta en 95% fraktil på 1,50 gånger medelvärdet, dvs $\varepsilon_{cs, 95\%} = 1,50 * 0,24 = 0,36 \%$

Betongens krypning

Kryptalet $\varphi(t, t_0)$ beräknas enligt SS-EN1992-1-1 [25] avsnitt 3.1.4.

Den beräknade kryptalet ε_{cs} efter 60 år tillsammans med mellanresultat redovisas i Tabell A1.5 nedan. Se även avsnitt 5.3.3.1 i denna rapport.

Tabell A1.5 Kryptal efter 60 år enligt [25].

Symbol	Enhet	Värde	Referens i [25]	Kommentar
$\varphi(t, t_0)$		1,01	uttryck B.1	Kryptal
φ_0		1,02	uttryck B.2	Nominellt kryptal
φ_{RH}		1,32	uttryck B.3b	Inverkan a relativ fuktighet $f_{cm} > 35 \text{ MPa} \Rightarrow \text{B.3b}$
RH	%	30		Relativ luftfuktighet i omgivande miljö
$\beta(f_{cm})$		2,31	uttryck B.4	
f_{cm}	MPa	53		Betongens medeltryckhållfasthet
$\beta(t_0)$		0,34	uttryck B.5	Inverkan av betongens ålder vid pålastning
h_0		1800	uttryck B.6	Ekvivalent tjocklek
A_c	mm ²	900000		Betongtvärsnittets yta
u	mm	1000		Tvärsnittets omkrets i kontakt med luft
$\beta_c(t, t_0)$		0,98	uttryck B.7	Krypningens tidsutveckling efter pålastning
t	dagar	21900		Betongens ålder vid betraktad tidpunkt
β_H		1219,0	uttryck B.8b	Inverkan av RH och h_0 , $f_{cm} > 35 \text{ MPa} \Rightarrow \text{B.8b}$
α_1		0,75	uttryck B.8c	Inverkan av betongens hållfasthet
α_2		0,92	uttryck B.8c	Inverkan av betongens hållfasthet
α_3		0,81	uttryck B.8c	Inverkan av betongens hållfasthet
t_0'		193,3	uttryck B.9	Temperatur- and cementtypjusterat t_0
α		0	bilaga B.1	Cement typ N
t_T		193,3	uttryck B.10	Temperaturjusterat t_0
t_0	dagar	365		Betongens ålder vid pålastning
T	C	7		Temperatur innan pålastning

Det beräknade kryptalet är 1,01 efter 60 år.

Kryptalet antas ha en variationskoefficient på 20% ($V = 0,2$) enligt Bilaga B i [25]. Om beräknat kryptal betraktas som medelvärde tillhörande en normalfördelning ger detta en 95% fraktil på 1,33 gånger medelvärdet, dvs $\varphi(t, t_0)_{95\%} = 1,33 * 1,01 = 1,34$.

Spännkabelrelaxation

Relaxationsförlusten definieras som förhållandet mellan kraftförlust och initial spännkraft enligt uttrycket nedan (uttryck 3.29 i [25] för lina eller tråd med låg relaxation). Se även avsnitt 5.3.3.2 i denna rapport.

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{(9,1 * \mu)} * (t/1000)^{0,75 * (1 - \mu)} * 10^{-5}$$

t är tid efter uppspänning (i timmar) $\Rightarrow 5,26 * 10^5$ för 60 år.

μ är σ_{pi}/f_{pk} , där $f_{pk} = 1800$ MPa.

ρ_{1000} är värdet på relaxationsförlusten (i %), efter 1000 timmar $\Rightarrow 2,5$ % för låg relaxations lina (klass 2).

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} * 0,66 * 2,5 * e^{(9,1 * \sigma_{pi}/1800)} * (5,26 * 10^2)^{0,75 * (1 - \sigma_{pi}/1800)} * 10^{-5}$$

Enligt ovanstående uttryck ger en initial spänning på 1260 MPa en spännkraftsförlust på ca 3,9% efter 60 år.

Slutlig spänning (efter 60 år)

Den slutliga kabelspänningen efter 60 år beräknas genom att dra ifrån den totala beräknade långtidsförlusten $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ från spänningen erhållen direkt efter uppspänning (se Figur A1.2). Se även avsnitt 5.3.3.3 i denna rapport.

Den totala tidsberoende förlusten $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ ges i uttryck 5.46 i [25].

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{[\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + (E_p/E_{cm}) * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}]}{[1 + (E_p/E_{cm}) * (A_p/A_c) * (1 + (A_c/I_c) * z_{cp}^2) * (1 + 0,8 * \varphi(t, t_0))]}$$

där,

$$E_p = 190 \text{ GPa}$$

$$E_{cm} = 36,0 \text{ GPa}$$

$\varepsilon_{cs} = 0,24$ ‰ enligt ovan i denna bilaga.

$\Delta\sigma_{pr}$ är absolut värdet på spänningsändringen i spännarmeringen vid läge x och tiden t , till följd av spännarmeringens relaxation. Den initiala spänningen σ_{pi} antas motsvara spänning direkt efter eftersläpp (se Figur A1.3).

$\varphi(t, t_0) = 1,01$ enligt ovan i denna bilaga.

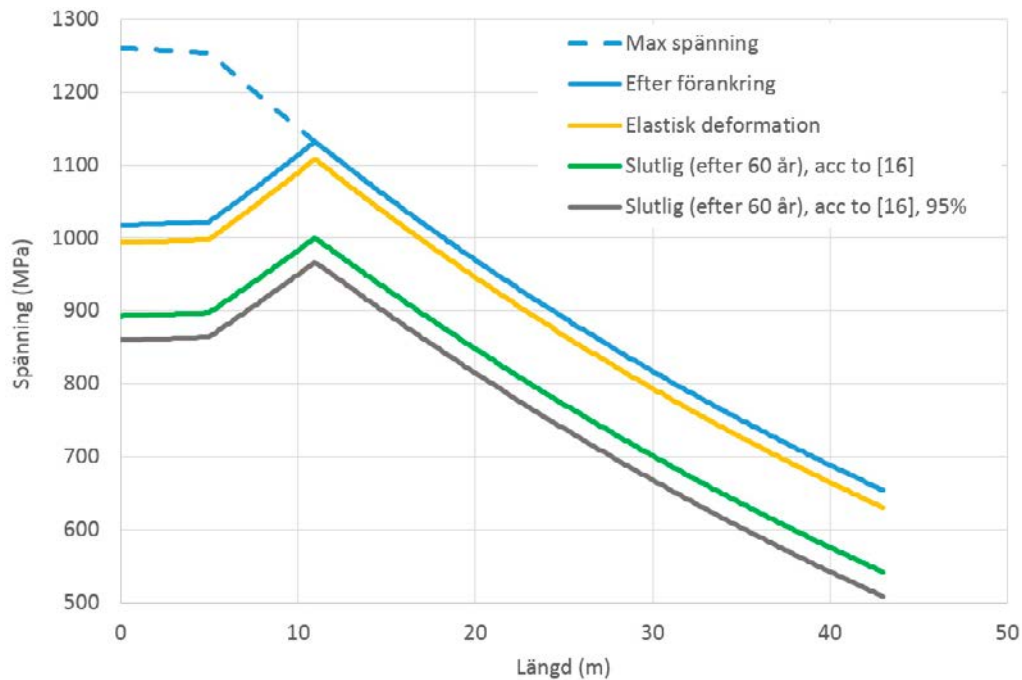
$\sigma_{c,QP} = 8,7$ MPa, antagen initial horisontell betongspänning (inklusive förlust av betongväggens elastisk deformation).

$$A_p = 1900 \text{ mm}^2$$

$$A_c = s * h = 0,22 * 0,9 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$z_{cp} \sim 0$$

Figur A1.3 visar slutlig beräknad spännkraft efter 60 år för horisontella spännkablar I detta exempel. Inkluderar även kurva där 95% fraktil för krypning och krympning används.



Figur A1.3 Slutlig beräknad spänningsfördelning längs horisontella spännkablar inkluderat långtidsförluster (visar halva spännkabeln).

Medelförlust längs kabeln av elastisk deformation motsvarar ca 2,5 % av initial spännkraft.

Medelförlust av långtidseffekter (efter 60 år) längs spännkabeln motsvarar ca 11 %, då medelvärde för krypning och krympning antas. Då 95 % fraktilen antas för krypning och krympning blir motsvarande kraftförlust ca 15 %.

Bilaga 2: Lista på figurer

Figur 2.1:	Typiska rektorinneslutningar och intilliggande byggnads-konstruktioner. Vänster:PWR (Ringhals 4), höger: BWR (Ringhals 1) [23].	11
Figur 2.2:	Principiell konstruktionsutformning gällande svenska inneslutningar för kokvatten- (BWR) och tryckvattenreaktorer (PWR) [1].	13
Figur 2.3:	Principiell utformning av inneslutningsvägg för en svensk inneslutningskonstruktion (vertikalsnitt) [1].	14
Figur 3.1:	Principiellt samband mellan yttre last och deformation för en oarmerad (1), slakarmerad (2) och vidhäftande spännarmerad (3) konstruktion som belastas med en axiell dragkraft.	19
Figur 3.2:	Spännkabelutformning för inneslutningsmodellen Sandia 1/4 (PWR-inneslutning). Horisontella helvarvskablar (vänster) och kombinerade vertikal- / domkablar (höger), [19].	20
Figur 3.3:	Principfigur gällande funktionen av spännkablar i längsgående väggar i bränslebassänger för BWR-inneslutning (p: inre övertryck i inneslutning, F: spännkraft) [1].	21
Figur 3.4:	Foto av monterad slakarmering och foderrör i inneslutningsvägg [3].	21
Figur 3.5:	Principfigur gällande förankring av vertikal spännkabel i svenska inneslutningar.	22
Figur 3.6:	Principfigur gällande förankring av spännkabelsystem i svenska inneslutningar.	24
Figur 3.7:	Principschema gällande uppspänning av VSL-kablar.	25
Figur 3.8:	Principschema gällande uppspänning av BBRV-kablar.	26
Figur 3.9:	Lift-off test för VSL-kabel.	27
Figur 3.10:	Exempel på spännkabelfördelning för spännkablar med 360 graders krökning. Förankring för Kabel 1 är förskjuten 180 grader jämfört med Kabel 2, [1].	29
Figur 3.11:	Kraft längs horisontella spännkablar i inneslutningsvägg. Grå kurvor visar kraft i enskilda spännkablar. Blå kurva visar medelvärde för spännkablar förankrade vid 90°. Röd kurva visar medelvärde för spännkablar förankrade vid 270°. Se [19].	30
Figur 3.12:	Principutformning för cementinjekterad spännkabelförankring.	32
Figur 3.13:	Principutformning för fettinjekterad spännkabelförankring.	32
Figur 4.1:	Principskiss jämnvikt spännkraft (qs) / inre tryck (Pd).	36
Figur 4.2:	Global modell för analys av tryck- och temperaturökning vid svåra haverier (betong-, slakarmerings- och tätplåtelement släckta för att visa spännkabelement kring transportgenomföring), från [17].	38
Figur 4.3:	Försöksmodell Sandia 1:4, huvudsektioner och mått [18].	38

Figur 4.4:	Lastcell applicerad vid Sandia 1:4 [18].	39
Figur 4.5:	Radiell deformation i olika positioner i mitthöjd av cylinderväggen [18].	40
Figur 4.6:	Uppmätt änd- och mittkraft för horisontell spännkabel i cylinderväggen [18].	40
Figur 4.7:	Strimlemodell gällande studie av horisontella spännkablar inom SPE3, se [19], Appendix 1.	41
Figur 4.8:	principfigur gällande förankring av spännkabelement, se [19] Appendix 1.	41
Figur 4.9:	Analyser resultat. Vänster, radiell deformation vid ökande inre tryck för strimlemodell (TBM), global modell (3D-Global) och mätresultat (LST). Höger, kraft längs spännkabel vid olika trycknivåer. Se [19] Appendix 1.	42
Figur 5.10:	Kvarvarande kraft relativt initial kraft. Punkter motsvarar medelvärde för testade kablar vid respektive inspektion.	52
Figur A1.1	Beräknad spänningsfördelning längs en horisontell spännkabel direkt före och efter eftersläpp (visar halva spännkabeln).	76
Figur A1.2	Beräknas spänning längs spännkabeln inklusive förlust av elastisk deformation i betong (visar halva spännkabeln).	77
Figur A1.3	Slutlig beräknad spänningsfördelning längs horisontella spännkablar inkluderat långtidsförluster (visar halva spännkabeln).	81

Bilaga 3: Lista på tabeller

Tabell 3.1: Typ av spännkablar för svenska reaktorinneslutningar..... 23



2016:13

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
Web: stralsakerhetsmyndigheten.se