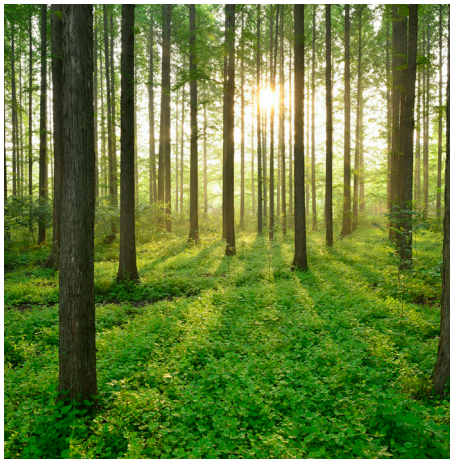
SPÄNNSTAG INOM VATTENKRAFTEN

RAPPORT 2025:1144



Energiforsk

Spännstag inom vattenkraften

Del 5: Spännstag för särskilda applikationer

PETER LUNDQVIST, CHRISTIAN BERNSTONE, ANDERS MARKLUND, VATTENFALL,
CARL-OSCAR NILSSON, UNIPER

ISBN 978-91-89918-51-1 | © ENERGIFORSK december 2025

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

Spännstag används inom vattenkraftsindustrin för att öka stabiliteten i betongkonstruktioner mot yttre laster. I takt med att vattenkraftsanläggningar åldras och behovet av livslängdsförlängning ökar, förväntas användningen av spännstag bli allt vanligare. Eftersom dessa system påverkar säkerhetsfaktorer direkt, är det avgörande att ha en standardiserad metodik för design, installation och drift. Tidigare saknades en sådan gemensam metodik, men inom Energiforsks betongtekniska program har fyra delprojekt sedan 2016 lett fram till en branschgemensam riktlinje. Den riktar sig främst till anläggningsägare, teknikkonsulter och entreprenörer.

Projektet "Spännstag för särskilda applikationer" fokuserar på äldre typer av spännstag och deras särskilda förutsättningar. Spännstag med enkelt korrosionsskydd är vanliga i svenska anläggningar, men bristande underhåll och materialbrister ökar risken för korrosion. Projektet har utförts av Peter Lundqvist, på Vattenfall R&D.

Projektet har finansierats av Energiforsk genom FoU-programmet Betongtekniskt program vattenkraft, etapp 2022-2024. Programmets intressenter är Fortum Sverige, Holmen Energi, Jämtkraft, Karlstads Energi, Skellefteå Kraft, Statkraft Sverige, Sydkraft/Uniper, Tekniska Verken, Umeå Energi samt Vattenfall Vattenkraft. Projektets referensgrupp har utgjorts av representanter från programmets styrgrupp: Mats Persson, samt teknisk expert Martin Rosenqvist.

Här redovisas resultat och slutsatser från ett projekt inom ett forskningsprogram som drivs av Energiforsk. Det är rapportförfattaren/-författarna som ansvarar för innehållet.

Sammanfattning

Spännarmering i form av så kallade spännstag används inom vattenkraftsindustrin som en metod för att bland annat öka dämmande betongkonstruktioners stabilitet mot yttre laster. I och med att vattenkraftsanläggningar åldras och att det finns behov av att förlänga deras tekniska livslängd så förväntas användandet av spännstag att öka. Då installerade spännstagssystems funktion direkt påverkar stabilitetsrelaterade säkerhetsfaktorer för en anläggnings betongkonstruktioner är tillgång till standardiserad metodik för systemens design, installation och drift av stor vikt. Tidigare saknades dock en gemensam metodik för hantering av spännstag inom vattenkraften.

Sedan 2016 har det inom Energiforsks betongtekniska program inom vattenkraft utförts fyra delprojekt som undersökt olika aspekter kring spännstag. Resultatet av projekten blev en riktlinje för ett branschgemensamt förfarande av spännstags hantering inom vattenkraften. Den primära målgruppen är anläggningsägare, samt berörda teknikkonsulter och entreprenörer. Det var dock vissa aspekter kring främst äldre typer av spännstag som endast behandlades översiktligt i riktlinjen.

I föreliggande rapport, som utgör en fortsättning på tidigare projekt, har därför fokus varit på främst äldre typer av spännstag och de speciella förutsättningar som gäller för dessa. Arbetet i föreliggande rapport har därför fokuserat på följande:

- Olika typer av korrosionsskydd och hur utformandet av dessa har ändrats över tid. Resultaten visade att dubbelt korrosionsskydd inte användes före mitten av 1990-talet. Tillförlitligheten i de tidigare typerna av korrosionsskydd är osäker och de är förknippade med betydligt högre risk för korrosionsangrepp med spännstagsbrott som följd.
- Sammanställning över rapporterade fall kring brott på spännstag både från vattenkraften och andra branscher. Resultaten visade att väldigt få fall rörande brott på bergsförankrade spännstag finns publicerade. För spännstag installerade utan dubbelt korrosionsskydd är den dominerande orsaken till brott korrosion p.g.a. brister i korrosionsskyddet. För spännstag med dubbelt korrosionsskydd har brotten uteslutande inträffat i samband med installationen p.g.a. brister i dimensionering eller utförande.
- Cementinjekterade spännstag, d.v.s. där hela spännstagets fria längd har injekterats med cementbruk. Det finns generellt väldigt lite publicerad information kring långtidsegenskaper och status på cementinjekterade spännstag. De få resultat som finns från demonterade spännstag inom vattenkraften har visat att spännstagen är i god kondition efter lång tid i drift.
- Spännstag med enkelt korrosionsskydd, d.v.s. spännstag med fri längd där en eller fler ingående komponenter från dubbelt korrosionsskydd saknas. Spännstag av stångtyp i svenska anläggningar är uteslutande försedda med enkelt korrosionsskydd. Resultaten visade att bristande underhåll eller bristfällig dränering av brunnar till spännstag med enkelt korrosionsskydd är

frekvent förekommande. Följden är en kraftigt ökad korrosionsrisk och därmed ökad risk för spännstagsbrott. Vidare visade resultaten även att äldre typer av stångbaserade system har materialbrister vilket medför en kraftigt förhöjd känslighet för spänningskorrosion.

- Genomgång av olika typer av oförstörande provningsmetoder för applicering på spännstag. Resultaten visade bl.a. att det i dagsläget inte finns några praktiskt applicerbara oförstörande provningsmetoder för varken bestämning av spännkrafter (förutom mätning med domkraft) eller för statusbedömning av spännstag. De finns flertalet metoder som är under utveckling och som i framtiden skulle kunna appliceras på spännstag i vattenkraftsanläggningar.
- Det finns begränsat med information kring spännstag som förankrar lucklager till dammpelare. I svenska anläggningar omfattas inte spännstagen av något åldringshanteringsprogram vilket medför att statusen på denna typ av spännstag är okänd. Spännstag till lucklager bör därför ingå i åldringshanteringsprogram inom vilka spännkraftsmätningar utförs med regelbundna intervall.

Confidentiality: C2 - Internal

Summary

Post-tensioning tendons, so-called rock anchors, are widely used within the hydropower industry mainly to increase the stability of dams. Due to the ageing of the Swedish hydropower dams the usage of tendons will increase with time. Since both the integrity and safety of a stabilized hydropower structure is directly related to the forces in the tendons, it is thus of great importance to have a management system regarding ageing and assessment of the installed tendons. Currently, no such common practice exists within the hydropower industry and it is up to each individual owner to incorporate their own strategy.

Within the Energiforsk concrete research program in hydro power several projects have been performed in recent years focusing on different aspects of tendons for hydro power structures. Some topics that have been studied are e.g. ageing management of tendons, inspections, tendon force measurements, supplementary recommendations for current codes and instrumentation with load cells. The main outcome of the projects were recommendations for the management of tendons within the hydro power industry.

In the previously performed projects some aspects regarding older types of tendons were only described on a more general level. Therefore, it is the purpose of the current report to describe these aspects listed below in more detail.

- Different types of corrosion protection systems and the development of the systems over time. The modern double corrosion protection system was introduced in hydro power in the middle of the 1990ies. Results showed that the reliability of the older systems is poor and thus the risk of corrosion attack is significantly increased.
- A literature study regarding failures of tendons, primarily used as rock anchors, showed that there are few cases of failures on rock anchors reported in the literature. For older types of rock anchors, i.e. those without double corrosion protection system, deficiencies in the corrosion protection was found to be the most common cause of failure. For rock anchors with double corrosion protection systems all reported failures occurred during installation either due to mistakes in design or during the installation procedure.
- Bonded tendons, i.e. tendons for which cement grout of the free length is the corrosion protection. Since these tendons are fully encapsulated by cement grout it is not possible to perform any force measurements and thus asses the status of the tendons. Generally, the amount of publications regarding bonded tendons in hydro power is very limited. The results from the few studies in which tendons have been extracted showed that the tendons are in good condition.
- The corrosion protection system for bar type tendons installed in Swedish hydro power facilities is generally insufficient compared to other types of tendons. One or several components of the double corrosion protection system have been omitted, e.g. ducts, thus reducing the reliability of the corrosion protection system for bar tendons. Compilation of data showed that

Confidentiality: C2 - Internal

deficiencies in maintenance and design of these systems significantly increased the risk for corrosion attack. In addition, it was found that material flaws in older bar type tendons significantly increased the susceptibility for stress corrosion of the prestressing steel.

- A literature review regarding non-destructive testing methods applied on tendons was performed. The results showed that no methods are currently available for either assessing the status of the tendons or for determining the post-tensioning forces. However, several promising methods are under development which may be applicable on tendons in the hydro power industry.
- Very limited information on tendons for anchoring gate bearings to the concrete dam is available. In Swedish hydro power stations these types of tendons are not included in any ageing management program thus the status of these tendons is currently unknown. These types of tendons should therefore be included in the existing tendon ageing management program and be treated similarly as the other tendons at each site.
-

Confidentiality: C2 - Internal

Innehållsförteckning

1 Inledning 10

1.1 Bakgrund 10

1.2 Syfte och mål 12

1.3 Spännstag i vattenbyggnadskonstruktioner 12

2 Litteraturstudie och informationsinsamling 14

2.1 Allmänt 14

2.2 Besök på anläggningar 15

3 Resultat 16

3.1 Korrosionsskydd av spännstag 16

3.2 Brott på spännstag 20

3.2.1 Sammanställning över rapporterade fall 20

3.2.2 Spännstagsbrott i svenska anläggningar 23

3.2.3 Internationellt rapporterade spännstagsbrott i vattenkraftsanläggningar 24

3.2.4 Sammanfattning 25

3.3 Spännstag med enkelt korrosionsskydd 26

3.4 CementInjekterade spännstag 29

3.4.1 Erfarenheter av injekterade spännstag inom vattenkraften 29

3.4.2 Internationella erfarenheter inom vattenkraften 30

3.4.3 Spännstag inom andra områden 31

3.5 Genomgång av oförstörande provningsmetoder 36

3.5.1 Oförstörande provningsmetoder 36

3.5.2 Bestämning av spännkrafter 36

3.5.3 Statusbedömning av spännstag 41

3.6 Spännstag för förankring av lucklager 46

3.6.1 Spännstag till lucklager i svenska anläggningar 46

3.6.2 Spännstag i nordamerikanska anläggningar 47

3.6.3 Sammanfattning 49

4 Riskbedömning av spännstag med enkelt korrosionsskydd 51

5 Slutsatser 55

6 Fortsatt arbete 57

7 Referenser 58

Bilaga A: Rapporterade fall med brott på spännstag 64

Bilaga A: Sammanställning över fall med brott på spännstag

TERMER OCH DEFINITIONER

Aktiv ände: den tillgängliga delen av ett spännstag från vilken uppspänning och spännkraftmätningar utförs.

Ankarmutter: Mutter för överföring av spännkraft från spännstag av stångtyp till ankarplatta.

Ankarplatta: Stålplatta som överför spännkraften från ankarstycket eller ankarmuttern till konstruktionen.

Ankarstycke: Stålcylinder i vilken linorna i ett spännstag fästs in med kilar. Överför därigenom spännkraften från spännstaget till ankarplattan.

Dubbelt korrosionsskydd: Korrosionsskydd av spännstag som uppfyller kraven i aktuell standard. Skyddet består av två fysiska barriärer samt rostskyddsfett och/eller cementbruk.

Enkelt korrosionsskydd: Äldre typ av korrosionsskydd där en eller flera komponenter ingående i dubbelt korrosionsskydd saknas.

Kilar: Förankrar linorna i ankarstycket.

Lina: Bestående av sju tvinnade trådar, sex av trådarna är tvinnade kring en centralt rak tråd.

Passiv ände: spännstagets ingjutna ände alternativt den ände som endast fungerar som förankring.

Spännstag: Kabel bestående av linor (lintyp) alternativt en gängad stång (stångtyp) vilken kan förspännas med domkraft.

Tråd: Tråd av höghållfast stål, flera trådar tvinnas till en lina.

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Spännarmering används inom vattenkraftsindustrin som en metod för att bl.a. öka dämmande betongkonstruktioners stabilitet mot yttre laster (egentligen förbättrade säkerhetsfaktorer). Enligt RIDAS, Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet [1], kan befintliga betongdammar som ej uppfyller stabilitetskraven förbättras genom att installera spända förankringsstag. Förankringsstagen, s.k. spännstag, skall då utföras så att uppspänningskraften regelbundet kan kontrolleras genom provdragning[1].

I och med att vattenkraftsanläggningar åldras och att det finns behov av att förlänga deras tekniska livslängd så förväntas användandet av spännstag att öka. Denna tekniska lösnings ökade betydelse behöver åtföljas av en branschgemensam riktlinje för design, installation, drift och underhåll av spännstagsystem.

Då installerade spännstagssystems funktion direkt påverkar stabilitetsrelaterade säkerhetsfaktorer för en anläggnings betongkonstruktioner är tillgång till standardiserad metodik för systemens design, installation och drift av stor vikt. Sedan 2016 har det därför inom Energiforsks betongtekniska program inom vattenkraft utförts fyra delprojekt som undersökt olika aspekter kring spännstag [2], [3], [4] och [5]. Det övergripande syftet har varit att utarbeta en riktlinje för hantering av spännstag inom vattenkraften. Utfört arbete har omfattat:

- Dimensionering av spännstag samt acceptanskriterier för spännkrafter i samband med spännkraftsmätningar (d.v.s. lägst acceptabla spännkraft) [4].
- Metoder för att uppskatta spännkraftsförluster och införa marginaler mellan spännkraftsbehov och uppspänningskraft [4].
- Installation av spännstag, inklusive utförande av spännkraftsmätningar vid uppspänning [4].
- Metoder för mätning av kvarvarande spännkraft med domkraft, inklusive bestämning av den s.k. lift-off kraften [3].
- Utformning av inspektionsprogram (typer, omfattning, detaljeringsgrad, frekvens och acceptanskriterier) [3]. Underlaget utgörs av befintliga normer och riktlinjer för spännstag till bergförankringar samt angränsande kraftindustrispecifika normer.
- Övervakning med lastceller för kontinuerlig mätning av spännkraft ([3].

En enkätbaserad kunskapssammanställning av spännstag som installerats på svenska vattenkraftkonstruktioner har även utförts. Svaren omfattar information om 1690 spännstag från 42 anläggningar [2]. Slutligen har även en översiktlig litteraturstudie avseende faktorer som påverkar förankringszonen för bergförankringar genomförts [4].

[1] I och med att RIDAS numera ställer krav på att ingjutna spännkablars spännkraft skall kunna kontrolleras, så likställs äldre installationer där kablarna har gjutits in med samma krav som gäller för slakarmering mot berg, dvs. att dessa för klass A-dammar inte får medräknas. Tidigare designfilosofi har varit att spännkablar ges ett fördelaktigt skydd genom ingjutning.

Baserat på de tre första delprojekten presenterades ett förslag på riktlinjer för hantering av spännstag för vattenbyggnadskonstruktioner av betong [5]. Riktlinjens målgrupp är anläggningsägare samt berörda teknikkonsulter och entreprenörer. Riktlinjen behandlar enbart provningsbara spännstag, d.v.s. spännstag där den fria längden inte är cementinjekterad. Dessutom är inriktningen huvudsakligen på spännstag som används för bergsförankring av betongkonstruktioner då dessa typer av spännstag är vanligast förekommande. Spännstag för andra applikationer såsom förankring av mekanisk utrustning behandlas på ett övergripande plan.

Arbetet i föreliggande rapport har därför fokuserat på följande:

- Olika typer av korrosionsskydd och hur utformandet av dessa har ändrats över tid.
- Brott på spännstag, sammanställning över rapporterade brott som inträffat på spännstag både inom vattenkraften och andra applikationer.
- Cementinjekterade spännstag, d.v.s. där hela spännstagets fria längd har injekterats med cementbruk.
- Spännstag utan dubbelt korrosionsskydd, d.v.s. spännstag med fri längd där korrosionsskyddet inte uppfyller kraven på dubbelt korrosionsskydd p.g.a. att en eller fler ingående komponenter saknas. Vanligast är att det yttre foderröret saknas. I denna rapport kallas denna typ av spännstag för spännstag med enkelt korrosionsskydd.
- Oförstörande provningsmetoder för att bestämma status på spännstag, både på cementinjekterade och icke cementinjekterade spännstag.
- Sammanställning av detaljerad information och erfarenheter kring spännstag som används till förankring av lucklager.
- Studiebesök på utvalda anläggningar där ovanstående typer av spännstag förekommer.

1.2 SYFTE OCH MÅL

Syftet med föreliggande rapport är att ytterligare bidra till förbättrad kvalitetssäkring av spännkablar, i denna rapport benämnda spännstag, genom att öka kunskapen kring främst spännstag som används för särskilda applikationer. Målet med arbetet är att sammanställa relevant information och utifrån detta ta fram rekommendationer för hur dessa typer av spännstag ska hanteras i en anläggningsägares åldringshanteringsprogram.

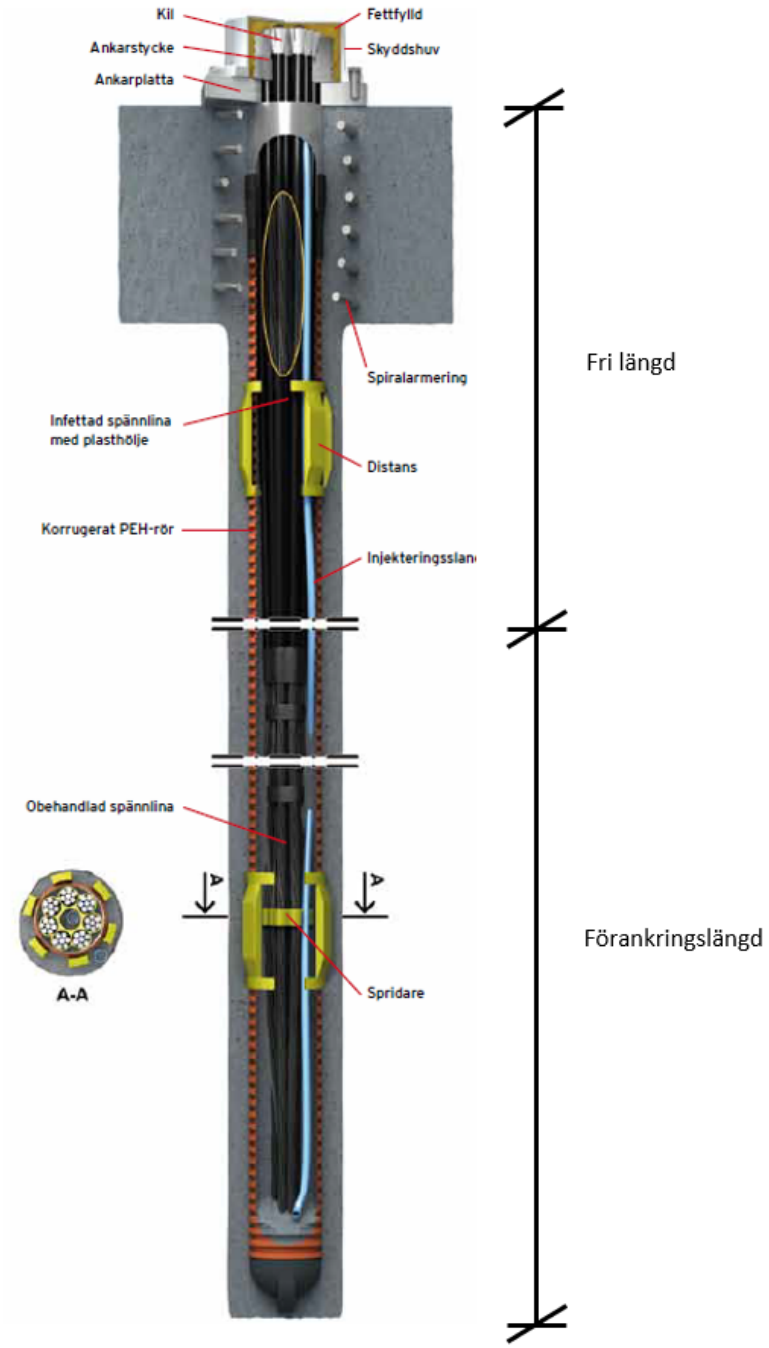
1.3 SPÄNNSTAG I VATTENBYGGNADSKONSTRUKTIONER

Den vanligaste orsaken till installation av spännstag i vattenkraftsanläggningar är att öka dämmande konstruktionsdelars stabilitet gentemot yttre belastning avseende stjälpning och glidning. Andra anledningar till installation av spännstag kan t.ex. vara att motverka sprickbildning alternativt överbrygga redan befintliga sprickor och på så vis öka eller bibehålla konstruktionens bärförmåga. Installationen utförs genom att borra hål genom betongkonstruktionen och ner i underliggande berg. Efter borrningen täthetsprovas vanligen borrhålet och vid behov injekteras berg och/eller betong för att uppnå tillräcklig täthet. Därefter installeras spännstaget i borrhålet. Förankringen för spännstag utförs genom att den del av spännstaget som är i förankringszonen cementinjekteras. När cementbruket uppnått tillräcklig hållfasthet kan spännstaget spännas upp.

För spännstag vars funktion är att öka dämmande anläggningars stabilitet (även de som installeras p.g.a. sprickbildning) används uteslutande s.k. dubbelt korrosionsskydd, se Figur 1-1. Dubbelt korrosionsskydd innebär att spännstaget är skyddat av två fysiska barriärer. Den första barriären består av det yttre foderröret som innesluter hela spännstaget och som kan vara fyllt med cementbruk. Den andra barriären utgörs av att varje individuell lina/stång är skyddad med ett plasthölje, vilket är fyllt med rostskyddsfett. Denna lösning medför att varje lina/stång inte kommer i kontakt med cementbruket i foderröret utan kan röra sig fritt inuti skyddshöljet. I den nedre delen av spännstaget som löper i berget är varje lina/stång inte försett med ett plasthölje utan kommer i direkt kontakt med cementbruket, detta utgör förankringslängden av spännstaget. Den delen av spännstaget där varje lina/stång är försett med plasthölje utgör den s.k. fria längden av spännstaget och är den del som kommer spännas upp. Efter uppspänningen injekteras vanligtvis även utrymmet i den fria längden med cementbruk.

Korrosionsskyddet för ankarstycket och övriga delar i förankringen utförs vanligen av en skyddshuv vilken fylls med rostskyddande fett. Vanligt är att skyddshuven skyddas från exponering genom en sekundär skyddshuv som innesluter hela ankarplattan. I de fall den aktiva förankringen är nersänkt i konstruktionen så skyddas den av en sekundär täckning, t.ex. ett brunnslock eller liknande. I Figur 1-1 visas exempel på utformning av linbaserade bergförankringar med dubbelt korrosionsskydd.

Figur 1-1. Utformning av linbaserade bergförankringar. Bild från VSL:s produktdatablad.



2 Litteraturstudie och informationsinsamling

2.1 ALLMÄNT

Arbetet i föreliggande projekt har uteslutande bestått av insamling samt bearbetning av information kring nedanstående.

- Olika typer av korrosionsskydd och hur utformandet av dessa har ändrats över tid.
- Brott på spännstag, sammanställning över rapporterade fall.
- Cementinjekterade spännstag, d.v.s. där hela spännstagets fria längd har injekterats med cementbruk.
- Spännstag med enkelt korrosionsskydd, d.v.s. spännstag med fri längd där korrosionsskyddet inte uppfyller kraven på dubbelt korrosionsskydd p.g.a. att en eller fler ingående komponenter saknas.
- Spännstag som förankrar lucklager.

Informationen har samlats in med följande metoder.

- Litteraturstudier genom sökningar i vetenskapliga databaser. De databaser som använts är: Science Direct, Google Scholar samt Semantic Scholar. Sökord som använts är främst följande: ”hydro power”, ”rock anchor”, ”anchorage”, ”failure”, ”post-tension”, ”gate”, ”tainter gate”, ”trunnion anchor”, ”grouted tendon”, ”corrosion protection”, ”bonded tendon”, ”non-destructive testing”, ”acoustoelasticity”, ”concrete”, ”stress measurement”, ”strain measurement”, ”resonance frequency”, ”ultrasound”, ”coda wave interferometry”, ”bridge”.
- Genomgång av tidigare insamlad information samt normer och riktlinjer för spännstag för olika applikationer.
- Insamling av data från anläggningsägare. Detta har genomförts via formulär och direkta kontakter med ansvariga på olika företag.
- Besök på olika anläggningar där ovanstående typer av spännstag finns installerade, se avsnitt 2.2 nedan.

2.2 BESÖK PÅ ANLÄGGNINGAR

Besök utfördes på totalt 11 anläggningar och omfattade 705 spännstag, se Tabell 1. I samband med besöken samlades även information om observerade brister på spännstagen in. I de flesta fall utfördes besöken i samband med inspektioner med verifikationstest enligt [5], d.v.s. i samband med spännkraftsmätningar.

Tabell 1. Sammanställning över de anläggningar som besökts i föreliggande projekt.

Anläggning	Konstruktionsdel	Spännstag	Antal	Installation	Korrosionsskydd
1	Skiljemur	Stång	40	1987	Enkelt[1]
	Skiljemur	Linor	5	2010	Dubbelt
	Pelare	Linor	6	1993	Dubbelt
2	Bergförstärkning	Stång	234	1965	Cementinjektering
	Bergförstärkning	Stång	4	1965	Enkelt[1]
	Pelare	Linor	11	2014	Dubbelt
3	Pelare	Stång	3	1981	Enkelt[1]
	Pelare	Stång	15	1981	Cementinjektering
	Skibord	Stång	8	1981	Enkelt[1]
	Skibord	Stång	48	1981	Cementinjektering
4	Överfallsdamm	Stång	20	2005	Enkelt[1]
	Generatorfundament	Stång	24	1981	Inget
5	Pelare	Stång	2	1986	Enkelt[1]
6	Bergförstärkning	Stång	2	1982	Enkelt[1]
7	Pelare	Linor	18	2018	Dubbelt
	Skibord	Linor	18	2018	Dubbelt
8	Generatorfundament	Stång	18	1975	Cementinjektering
	Generatorfundament	Stång	5	1975	Inget
9	Pelare	Stång	27	1982	Cementinjektering
	Pelare	Stång	5	182	Enkelt[1]
10	Generatorfundament	Stång	36	1975	Cementinjektering
11	Kanalmur	Stång	78	1989	Enkelt[1]
	Kanalmur	Linor	78	2004	Dubbelt

[1] I samtliga fall utgörs korrosionsskyddet av s.k. Densobinda.

3 Resultat

3.1 KORROSIONSSKYDD AV SPÄNNSTAG

Utvecklingen av korrosionsskyddet till spännstag som används till bergförankringar har gått från enkla lösningar där enda korrosionsskyddet utgjordes av cementbruk till det nu använda s.k. dubbla korrosionsskyddet. I föreliggande rapport används begreppen enkelt korrosionsskydd samt cementinjektering för äldre typer av korrosionsskydd. Enkelt korrosionsskydd innefattar i detta fall alla typer av spännstag som är provningsbara och där korrosionsskyddet inte uppfyller kraven för dubbelt korrosionsskydd, se avsnitt 1.3. Det kan då t.ex. bestå av endast ett yttre foderrör fyllt med rostskyddsfett i vilket spännstålet är oskyddat eller endast fettfyllt borrhål. Cementinjektering avser spännstag vars fria längd injekterades efter uppspänningen och där cementbruket är i direkt kontakt med spännstålet. Ofta är även den aktiva förankringen ingjuten i betong. Spännstagen är därmed inte tillgängliga för varken okulära inspektioner av förankringszonen eller för spännkraftsmätningar. Spännstålen är i detta fall således inte provningsbara.

I [6] ges en historisk tillbakablick på krav som ställs på korrosionsskydd i olika versioner av den nordamerikanska normen för jord- och bergförankrade spännstag. Den första versionen normen publicerades i USA 1974. I den första utgåvan ställdes inga direkta krav på korrosionsskyddet annat än att spännstag som är permanenta (i detta fall livslängd överstigande tre år) ska vara skyddade. Injektering med cementbruk längs fria längden ansågs vara valfritt, d.v.s. att inte förse den fria längden med någon form av korrosionsskydd ansågs vara acceptabelt. Det var först i nästa utgåva, 1980, som det rekommenderades att även den fria längden ska skyddas med någon typ av plaströr fyllt med antingen cementbruk eller rostskyddsfett. Användandet av ett yttre foderrör rekommenderades endast för kemiskt aggressiva miljöer. Det innebär att det inte var ett krav på yttre foderrör för vattenkraftsanläggningar då de oftast inte är utsatta för aggressiva miljöer med närvaro av t.ex. klorider. När det gäller skyddet av förankringszonen var det först i utgåvan 1996 som det ställdes krav på dubbelt korrosionsskydd. Fram till dess var det således acceptabelt med cementinjektering som enda korrosionsskydd av spännstålet i förankringszonen.

Rekommendationer för korrosionsskydd av spännstag presenterades i en state-of-the-art rapport av FIP (Federation de la Precontrainte) 1986 [10]. Där rekommenderades att valet av korrosionsskydd ska baseras på förutsättningarna i varje specifikt fall. Användandet av yttre skyddsrör alternativt i kombination med fettfyllda plaströr runt spännstålet är ett av alternativen som presenteras. Det bör noteras att denna rapport inte utgör någon standard utan endast ger generella rekommendationer.

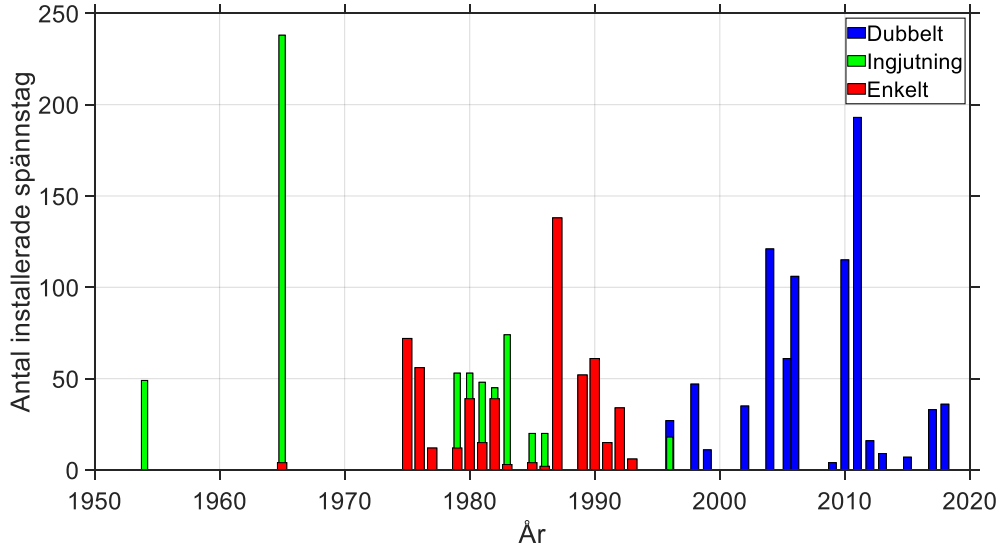
Den första europeiska standarden för jord- och bergsförankrade spännstag publicerades 1989 [12]. Den var i stora drag baserad på FIP-rapporten och användandet av dubbelt korrosionsskydd längs hela spännstaget var ett alternativ, dock inte ett strikt krav. Vid samma tidpunkt publicerades även både den brittiska och den tyska standarden för jord- och bergsförankrade spännstag [11], [12]. Båda

hade även de ungefär samma krav på korrosionsskydd som det rekommenderades i FIP-rapporten. Sammanfattningsvis ställdes det inga specifika krav i de tidigare normerna på att dubbelt korrosionsskydd måste användas. Rekommendationerna var dock att dubbelt korrosionsskydd bör användas. Sammanställningen över spännstag installerade i svenska vattenkraftsanläggningar [2] visade att praxis för val av korrosionsskydd stämde relativt väl överens med ovan nämnda rekommendationer under samma tidsperiod. Det var i mitten av 1990-talet som dubbelt korrosionsskydd började användas, se Figur 3 1. Enligt sammanställningen installerades de första spännstagen med dubbelt korrosionsskydd 1993. Dessförinnan användes antingen enkelt korrosionsskydd eller cementinjektering som korrosionsskydd. Information kring exakta utformningen av dessa två äldre korrosionsskydd saknas. Sannolikt skiljer sig utförandet mellan olika anläggningar och även mellan olika tidpunkter för installationen. Det är även sannolikt att dubbelt korrosionsskydd i avseendet två fysiska barriärer använts tidigare än 1993.

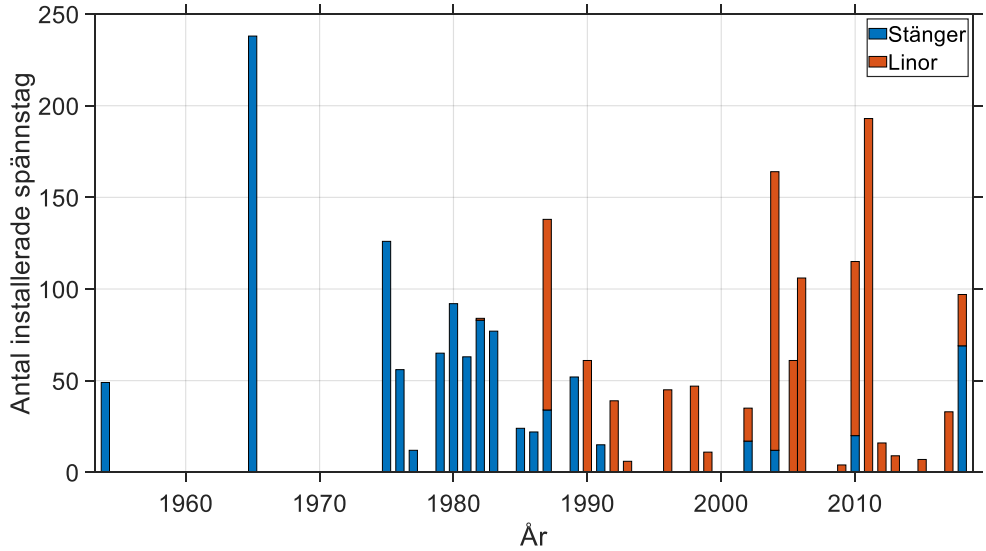
Resultaten från platsbesöken i föreliggande projekt visade att för samtliga spännstag av stångtyp med enkelt korrosionsskydd bestod korrosionsskyddet av s.k. Densobinda runt spännstagens fria längd. Densobinda är ett vanligt korrosionsskydd för t.ex. vattenledningar både över och under mark. Densobindan består av en syntetväv belagd med ett petroleumbaserat rostskyddsfett [23]. Densobindan appliceras genom att den lindas i dubbla lager med minst 50 % överlapp. Tillförlitligheten över tid hos Densobinda för spännstagsapplikationer är sannolikt väldigt låg eftersom den utgör den enda skyddsbarriären. Avsaknaden av foderrör och cementbruk medför en kraftigt ökad risk att vatten kan tränga in till spännstålet. Risken för korrosion är även förhöjd p.g.a. avsaknaden av cementbruk. Rostskyddsfettet i densobindan har betydligt lägre pH än cement vilket innebär att någon passivering av spännstålet inte sker. Ytterligare en risk är att skador kan ske på Densobindan under installationen av spännstaget. Lindningen med Densobindan sker före installationen och risken är stor att friktionen mot borrhålets väggar kan medföra förskjutningar av lindningarna. Detta kan t.ex. leda till glipor i Densolindan vilket medför att delar av spännstaget saknar korrosionsskydd. Denna typ av korrossionsskydd uppfyller dessutom inte kraven för skydd av temporära spännstag, d.v.s. spännstag med en teknisk livslängd understigande 2 år, enligt nuvarande standard [8]. Före 1990 rekommenderades Densobinda endast till temporära spännstag [10] och inte till permanenta. Det var dock endast rekommendationer och inget krav enligt standard, vilket medförde att denna lösning kunde användas även till permanenta spännstag. I Figur 3-2 visas samma data som i

Figur 3-1 men utifrån vilken spännstagstyp som installerades. Före 1990 var stångbaserade system klart dominerande och efter 1990 installerades väldigt få stångbaserade system. Korrosionsskyddet för stångbaserade system utgörs således med stor sannolikhet av enkelt korrosionsskydd eller cementinjektering, vilket platsbesöken också visade. För linbaserade system är det dubbla korrosionsskyddet dominerande.

Figur 3-1.Antalet installerade spännstag per år för olika typer av korrosionsskydd i svenska vattenkraftsanläggningar.



Figur 3-2.Antalet installerade spännstag per år för olika typer av system i svenska vattenkraftsanläggningar.



3.2 BROTT PÅ SPÄNNSTAG

3.2.1 Sammanställning över rapporterade fall

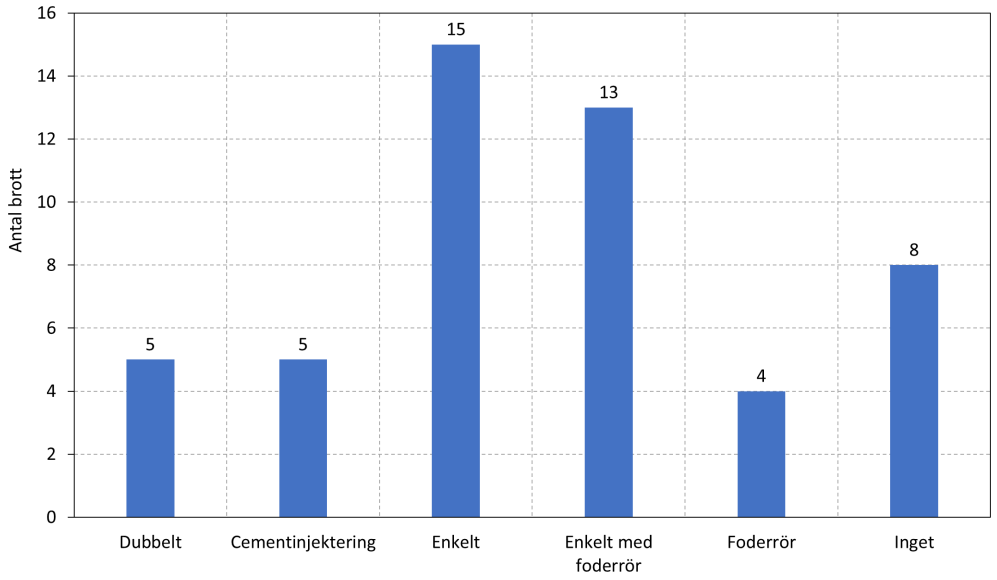
Sammanställningen över rapporterade fall av brott på bergförankrade spännstag omfattade totalt 50 fall varav 15 fall var brott på spännstag i vattenkraftsanläggningar [14], [10], [15], [16], [17], [18], [19], [20]. Åtta av dessa 15 fallen har inträffat i spännstag i svenska dammanläggningar. Övriga rapporterade fall innefattade spännstag för stabilisering av andra typer av konstruktioner, t.ex. stödmurar, berg- och sluntförstärkning eller olika typer av fundament. Resultaten från sammanställningen redovisas i Bilaga A. En översiktlig sammanställning av resultaten från vattenkraftsanläggningar visas i Tabell 2. I sammanställningen har en uppdelning gjorts för enkelt korrosionsskydd beroende på om spännstaget varit försett med yttre foderrör eller ej. Sammanfattningen omfattade spännstag som installerats från 1934 fram till 2018. Resultaten från sammanställningen visade att det finns få rapporterade fall där brott skett på spännstag i vattenkraftsanläggningar. Det konstaterades i [10] att spännstagsbrott även på andra typer av konstruktioner sällan dokumenteras och att bakomliggande orsak till brotten sällan utreds.

Tabell 2. Sammanställning över rapporterade brott på spännstag i vattenkraftsanläggningar.

Spännstag	Korrosions-skydd	Installation	Ålder / år	Brottlokalisation	Brottorsak
Trådar	Enkelt med foderrör	1934	31	Nära ankarplattan	Korrosion
Trådar	Enkelt	1955	16	Nära ankarplattan	Korrosion
Trådar	Enkelt	1964	<1	Ankarstycket	Materialbrister
Linor	Enkelt med foderrör	1952	<1	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i stålkvalitet
Linor	Enkelt	1974	5	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
Linor	Enkelt	1981	10	Nära ankarplattan	Korrosion
Linor[1]	Dubbelt	2014	<1	Fria längden	Brott på enstaka linor, orsak ej klarlagd
Linor[1]	Dubbelt	2015	<1	Betongklack	Underdimensionering
Linor[1]	Dubbelt	2018	<1	Betong/bruk	Bristfälligt injekteringsarbete
Stång	Enkelt med foderrör	1962	38	Fria längden	Korrosion, brister i materialkvaliteten
Stång	Enkelt med foderrör	1970	46	Fria längden	Korrosion, brister i materialkvaliteten
Stång	Inget	1961	2	Fria längden	Korrosion
Stång[1]	Enkelt	1982	30	Nära ankarplattan	Korrosion
Stång[1]	Enkelt	1989	22	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i materialkvaliteten
Stång[1]	Enkelt	1989	33	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet

[1] Spännstag i svenska anläggningar.

I Figur 3-3 visas antal brott indelat efter typen av korrosionsskydd. Som framgår av resultaten har mer än hälften av brotten inträffat i spännstag med enkelt korrosionsskydd. Endast 10 % av brotten har skett i spänntag där den fria längden varit cementinjekterad. Det är dock svårt att dra några säkra slutsatser kring resultaten då brott i cementinjekterade spännstag kan vara svåra att detektera p.g.a. vidhäftningen till cementbruket. Vidhäftningen mellan spännstål och cementbruk har en kraftöverförande förmåga och vid ett eventuellt brott längs fria längden kommer ankarstycket/ankarmuttern fortfarande sitta kvar i bruket. Det är endast vid brott i direkt anslutning till den aktiva förankringen som eventuella brott kan detekteras.



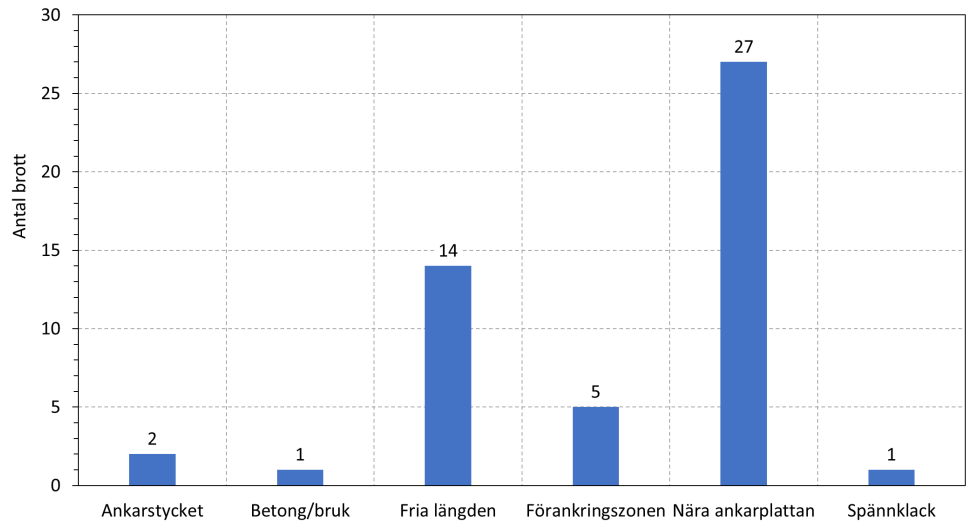
Figur 3-3. Rapporterade brott för spännstag med olika typer av korrosionsskydd.

Resultaten visade att tiden från installation till brott var i genomsnitt 6,5 år med en variation mellan några månader upp till 33 år. Majoriteten av spännstagen, drygt 60 %, hade gått till brott inom fem år, för hälften av dessa inträffade brottet dessutom inom ett år. Bortsett från tre av fallen så var samtliga av de spännstag som gick till brott inom ett år installerade före 1970. De främsta orsakerna till de tidiga brotten bedömdes vara spänningskorrosion eller försvagat stål p.g.a. väteförsprödning [10]. Båda dessa fenomen är mer uttalade i seghärdade och mer höglegerade stålsorter, vilka användes relativt frekvent till spännstål vid denna tid. Detta i kombination med avsaknaden av krav på korrosionsskyddet medförde då en ökad risk för spännstålsbrott. I åtta av de rapporterade fallen saknades korrosionsskydd helt, d.v.s. spännstålet var helt oskyddat längs den fria längden. Anledningen var att dessa spännstag var s.k. temporära spännstag, d.v.s. med en teknisk livslängd på under två till tre år.

Den dominerande orsaken till brotten var korrosion, 88 % av fallen, oftast orsakat av brister i korrosionsskyddet. För de två fall där brottet inträffade i förankringszonen var orsaken till brotten korrosion p.g.a. brister i utförandet av injekteringen av den fasta längden. Bristerna i utförandet utgjordes av dåligt utförd borrning, ingen täthetsinjektering samt att otillräcklig mängd bruk injekterats. Endast i sex av samtliga rapporterade fall var orsaken till brotten annat

än korrosion och härrörde då från brister i material eller installationsutförande. När det gäller brott i spännstag med dubbelt korrosionsskydd så har dessa uteslutande skett i samband med uppspänningen av spännstagen. Övergripande brottorsak har varit brister i utförandet av installationen. När det gäller brott i spännstag installerade i vattenkraftsdammar så var orsaken till brott i åtta av tolv fall korrosion. Övriga orsaker var brister i material eller utförande, t.ex. dåligt utförd injektering av förankringslängden eller felaktigt utförd dimensionering. I [21] utfördes undersökningar bestående av utgrävningar av spännstag bl.a. i en vattenkraftsanläggning. Majoriteten av spännstagen hade inte hade gått till brott utan syftet var att undersöka statusen på spännstag som tagits ur drift. Resultaten var liknande som de ovan, d.v.s. korrosion, i vissa fall omfattande, förekom främst längs fria längden samt vid ankarplattan. Orsaken till korrosionsskadorna var i samtliga fall brister i korrosionsskyddet med otillräcklig mängd rostskyddsfett.

Brottlokalisationen, d.v.s. var brotten inträffat framgår av Figur 3-4. För hälften av spännstagen inträffade brottet i övre delen av spännstaget nära ankarplattan (inom cirka 1–2 m från övre förankringen). Orsakerna till korrosionsangreppen och efterföljande brott har då främst varit otillräcklig fyllning av rostskyddsfett. Därmed har spännstålet exponerats och lämnats oskyddat i den övre delen av spännstaget och på så vis möjliggjort korrosionsangrepp. I 35 % av fallen inträffade brottet i övriga delar av den fria längden. Orsaken till brotten i dessa fall var även det brister i korrosionsskyddet, t.ex. otillräcklig utfyllnad eller att själva rostskyddsmaterialet brutits ner. Fördelning av lokalisationen för brotten är ungefär densamma om man tittar på enbart vattenkraftsanläggningar, där hälften av brotten inträffade nära ankarplattan.



Figur 3-4. Lokalisationen för brott på spännstag (samtliga sammanställda fall från alla typer av konstruktioner).

3.2.2 Spännstagsbrott i svenska anläggningar

Sex av fallen i Tabell 2 har rapporterats av svenska dammägare varav endast ett fall finns publicerat [15], de övriga samlades in från anläggningsägare. Det mest omfattande av de svenska fallen var brotten på spännstagen i kanalmuren till Älvkarleby kraftverk [15]. Totalt installerades 78 spännstag av stångtyp i slutet av 1980-talet. Samtliga spännstag var försedda med enkelt korrosionsskydd bestående av Densobinda kring fria längden. I samband med en spännkraftsmätning år 2002 konstaterades att sju av spännstagen hade gått till brott. Under mätningar utförda under de nästkommande två åren konstaterades att ytterligare tre spännstag hade gått till brott. Majoriteten av brotten hade skett mindre än 2 m från den aktiva änden. Undersökningar visade att brottytorna på samtliga spännstag var korroderade. Laboratorieförsök som genomfördes visade att spännstålet uppvisade ett väldigt sprött brott. Brottenergin uppgick endast till 10 % av det förväntade värdet, vilket tyder på brister i tillverkningsprocessen. Dessa brister medför att spännstålets motståndskraft mot spänningskorrosion var kraftigt försvagat. Det konstaterades även att skyddshuvarna på de aktiva ändarna hade ett bristfälligt skydd mot inträngande vatten. Sammantaget bedömdes orsaken till brotten vara spänningskorrosion orsakat av inträngande vatten och kvalitetsbrister i spännstålet. En kraftigt bidragande orsak till brotten är sannolikt det faktum att korrosionsskyddet utgjordes av Densobinda. Eftersom Densobindan ger ett mindre tillförlitligt korrosionsskydd så ökar risken för korrosion. Utan allmänna förutsättningar för korrosion, i detta fall i form av vatten i kontakt med spännstålet, så uppkommer inte heller spänningskorrosion.

Det andra svenska fallet var brott på ett stångbaserat spännstag installerat i en skiljemur. Totalt var 34 spännstag installerade i muren. Brottet upptäcktes i samband med en spännkraftsmätning cirka 23 år efter installationen. Spännstaget var installerat i slutet av 1980-talet och korrosionsskyddet utgjordes av Densobinda, d.v.s. samma som spännstagen i Älvkarleby kraftverk. Spännstaget hade gått till brott i nedre delen av den fria längden, nära förankringszonen. I samband med att spännstaget demonterades upptäcktes att hela borrhålet längs den fria längden var fyllt med betong, d.v.s. mellan borrhålets väggar och Densobindan. Betongen härrörde med stor sannolikhet från den undergjutning som utförts under ankarplattan. Enligt ritningar från byggtiden fanns ingen tätning som förhindrade nedfall av betong i borrhålet vid utförandet av undergjutningen. Betongen från undergjutningen föll då sannolikt ner i borrhålet till det redan installerade spännstaget. Vid spännkraftsmätningarna på flera av de övriga spännstagen i skiljemuren noterades att vatten sipprade upp under ankarmuttern. Det innebär att vatten med ett visst övertryck förekom längs hela spännstagens fria längd. Orsaken till brottet är sannolikt korrosion orsakat av inträngande vatten. Betongen längs den fria längden har sannolikt haft viss en positiv inverkan på spännstagets beständighet då det bidragit med korrossionsskydd. Eftersom betongen inte var avsedd för spännstaget var utfyllnaden kring spännstaget sannolikt bristfällig. Brottet har inträffat i den del av staget där vattentrycket varit som högst och då sannolikt kunna tränga in till stålet via, t.ex. hålrum i betongen. Efter att det trasiga spännstagets demonterats konstaterades det att vattennivån i hålet var på samma nivå som i den närliggande kanalen. Orsaken var vattenförande sprickor i skiljemuren som var

sammankopplade med vattnet i kanalen och/eller att betongen i sig inte är vattentät.

Det tredje fallet inträffade i samband med uppspänningen av ett linbaserat spännstag som installerats horisontellt för att motverka sprickbildning i en betongpelare. Spännstaget gick till brott i samband med godkännandeprovet vid en spännkraft på 80 % av provlasten. Brottet inträffade i bruket i kontaktytan mellan bruket och borrhålets väggar. Orsaken till brottet bedömdes vara allvarliga kvalitetsbrister i injekteringsbruket sannolikt orsakade av undermålig blandning av bruket. Vid undermålig blandning kan separation mellan vatten och cementbruk uppstå vilket har en negativ påverkan på brukets kvalitet. Det bör noteras att trots den undermåliga kvaliteten så gick spännstaget till brott vid en kraft som ungefär motsvarar den spännkraft som var avsedd efter låsning. Detta resultat visar att det finns en stor säkerhetsmarginal i förankringszonen och att det krävs stora brister i injekteringsbruk eller utförande för att äventyra bärförmågan hos ett spännstag. Spännkraftsmätningar utfördes på övriga 35 spännstag i anläggningen fem år efter installationen. Resultaten visade på väldigt höga spännkraftsförluster i samtliga spännstag, mellan 15 % upp till 50 % av uppspänningskrafterna. Detta är betydligt högre än förväntade förluster som uppgår till cirka 5 % - 10 % efter fem år [4]. Högst spännkraftsförluster, medelvärde på 31 %, uppmättes för de övriga spännstag som var installerade horisontellt i betongpelarna. Orsaken till de höga spännkraftsförlusterna bedömdes vara bristerna i injekteringsbruket vilket hade medfört rörelser i förankringszonen och därmed förkortning av spännstagens fria längd.

I de tre övriga svenska fallen inträffade brotten i ett fall i samband med en spännkraftsmätning och för de andra två vid uppspänningen. Brottet som inträffade vid en spännkraftsmätning var ett cirka 30 år gammalt spännstag av stångtyp som gick till brott i den fria längden. Spännstaget var installerat i en dammpelare. Orsaken till fallet har inte klarlagts, antagligen orsakat av korrosion. Korrosionsskyddet bestod av Densobinda kring den fria längden. I det ena av fallen som inträffade vid uppspänningen gick en spännklack, d.v.s. det fundament i vilket ankarplattan installerats, till brott. Orsaken var att spännklacken var feldimensionerad och inte klarade att bära den koncentrerade kraften från spännstaget. I det andra fallet gick ett antal linor på fyra olika spännstag till brott också de i samband med uppspänningen. Orsaken till brotten utreddes aldrig.

3.2.3 Internationellt rapporterade spännstagsbrott i vattenkraftsanläggningar

I [16] beskrivs skadorna och brotten på ett antal spännstag i en nordamerikansk damm. Totalt installerades 73 spännstag av lintyp år 1981 för att stabilisera dammen. Korrosionsskyddet utgjordes av att varje individuell lina var infettad och försedd med skyddsrör av plast. Relativt tidigt efter installationen upptäcktes vid ett flertal tillfällen att vatten sipprade upp ur ankarstyckena på flera av spännstagen. 30 år efter installationen hade centrumtråden i flera linor på ett stort antal av spännstagen gått till brott. Dessutom konstaterades omfattande korrosionsskador på flera av spännstagen till följd av att vatten trängt in i borrhålen. Orsaken till det inträngande vattnet var brister i utförandet av

förankringszonen vilket medförde att vattenförande sprickor i berggrunden kom i kontakt med borrhålen.

Brott på spännstag till lucklager har även förekommit på flertalet vattenkraftsanläggningar i Nordamerika. Dessa presenteras mer i detalj i avsnitt 3.6 nedan.

3.2.4 Sammanfattning

Resultaten visar tydligt på vikten av korrosionsskyddet av spännstag då orsaken till brotten i 85 % av fallen var korrosion. I majoriteten av dessa fallen bedömdes dessutom orsaken till brotten vara just brister i korrosionsskyddet. Ett tillräckligt korrosionsskydd uppnås med stor sannolikhet med dagens krav på dubbelt korrosionsskydd enligt [8], under förutsättning av ett korrekt installationsutförande.

Mer än hälften av de befintliga spännstagen i svenska vattenkraftsanläggningar installerades före 1995. Det innebär att dessa spännstag installerades under samma tidsperiod som majoriteten av de spännstag som ingår i föreliggande sammanställning. De två fall där brott skett på stångbaserade spännstag i svenska anläggningar indikerar att riskerna för brott på dessa äldre spännstag är förhöjd.

Den ökade risk för korrosionsangrepp med brott som följd för äldre spännstag bör tas i beaktande i förvaltningen av spännstag i svenska anläggningar, t.ex. utformandet av inspektionsprogram.

Ytterligare ett resultat som är relevant för svenska vattenkraftsägare är från de två fall där brott skett på nya spännstag i samband med installationen. I båda dessa fall har brotten inträffat under uppspänningen och orsakades av brister i antingen dimensionerings- eller utförandefasen. Erfarenheterna från främst det fall då ett spännstag gick till brott p.g.a. undermålig kvalitet på injekteringsbruket visar tydligt att brister i utförandet av en spännstagsinstallation kan få stora konsekvenser på samtliga installerade spännstag. Säkerhetsmarginalen för felaktigt utförande är sannolikt stor och relativt allvarliga brister i utförandet kan därför vara svåra att upptäcka vid installationen trots utförandet av godkännandeprov. Risken är stor att allvarliga brister i utförandet först upptäcks flera år efter installationen. Bristerna i det förekommande fallet medförde kraftigt förhöjda spännkraftsförluster. Sannolikt är även risken för korrosionsangrepp och brott på spännstagen förhöjd. Resultaten belyser således vikten för anläggningsägare att ha en tydlig kravställning och ett kontrollprogram avseende samtliga delar av en spännstagsinstallation från dimensioneringen ända till slutförandet av installationen.

3.3 SPÄNNSTAG MED ENKELT KORROSIONSSKYDD

Resultaten från sammanställningen av informationen i föreliggande rapport visar att det är en relativt stor variation i utförandet av korrossionsskydden av spännstag som installerats före mitten av 1990-talet. Sammanställningen över brott på spännstag visade t.ex. att korrosionsskyddet av den fria längden redan på 1950-talet kunde bestå av både foderrör och rostskyddsfett. I vissa fall rapporterades även att inget korrosionsskydd applicerats överhuvudtaget. Den dominerande typen av korrosionsskydd i äldre spännstag är enkelt korrosionsskydd, d.v.s. där en eller flera av de ingående komponenterna i det dubbla korrosionsskyddet saknas. I svenska anläggningar är det nästan uteslutande stångbaserade spännstag som är försedda med enkelt korrosionsskydd. Linbaserade spännstag installerades främst efter 1993 och är därmed alltid försedda med dubbelt korrosionsskydd.

Sammanställningen av observerade brister på spännstag med enkelt korrosionsskydd inhämtade vid platsbesöken visas i Tabell 3 och omfattar totalt 168 spännstag från sex olika anläggningar. Gemensamt för samtliga spännstag var att korrosionsskyddet utgjordes av Densobinda av den fria längden. Resultaten från avsnitt 3.1 och 3.2 visade tydligt på riskerna med Densobinda som korrosionsskydd. Värt att notera är att de spännstag som installerades i en anläggning så sent som 2005 försågs med Densobinda som enda korrosionsskydd av fria längden. Det indikerar att även relativt nya installationer kan vara försedda med denna typ av korrosionsskydd.

Resultaten visade att för stångbaserade system är en vanlig brist att brunnarna i vilka spännstagen är installerade helt eller delvis varit fyllda med vatten. Detta innebär att den aktiva änden, d.v.s. både ankarplatta och skyddshuvarna, har varit täckta med vatten, se Figur 3 5. Orsakerna har varit bristfällig eller avsaknad av dränering av brunnarna. I flera fall var även skyddshuvarna fyllda med vatten, d.v.s. i direkt kontakt med rostskyddsfettet på spännstagen. Vidare förekom i flera fall vatten under ankarplattan d.v.s. längs spännstagens fria längd. Följderna har varit korrosionssangrepp av varierande omfattning på ankarplattor och skyddshuvar, se Figur 3-5. Några tydliga angrepp på själva spännstålen vid förankringen har endast konstaterats i ett fall, vilket visar att rostskyddsfettets korrosionsskyddande förmåga har varit tillräcklig. I samtliga fall konstaterades dock att rostskyddsfettet i skyddshuvarna var missfärgat av korrosionsprodukter sannolikt härrörande från skyddshuv och ankarplatta. Risken för korrosionsangrepp på spännstålet både under skyddshuven samt längs fria längden är med stor sannolikhet förhöjd då rostskyddsfettets korrosionsskyddande egenskaper degraderas över tid. Ytterligare en faktor som ökar korrosionsrisken är att det förkom vatten längs den fria längden på flertalet spännstag, vilket kan vara en följd av de vattenfyllda brunnarna. I ett fall konstaterades dessutom att ett spännstag gått till brott sannolikt p.g.a. korrosionsskador orsakat av inträngande vatten, se vidare avsnitt 3.2. Korrosionsskyddet för detta spännstag utgjordes av Densobinda, vilket visar på bristerna på detta korrosionsskydd över tid. Det föreligger alltid en risk att vatten med tiden kan tränga in till spännstaget trots täthetsinjektering. Ett spännstag försett med dubbelt korrosionsskydd har då två fysiska barriärer och dessutom både cementbruk och rostskyddsfett som skyddar den fria längden.

Vidare bör det noteras att det var först i samband med inspektioner utförda enligt rekommendationerna i [5] som ovan nämnda brister rapporterades. Vid tidigare genomförda spännkraftsmätningar ställdes inga krav på avrapportering av eventuella brister utöver avvikelser i uppmätt spännkraft.

I de anläggningarna med linbaserade spännstag var spännstagen installerade relativt sent och i samtliga fall försedda med dubbelt korrosionsskydd. Spännstagens aktiva ändar var i samtliga fall installerade på spännklackar, d.v.s. upphöjda över konstruktionernas överyta, vilket eliminerar risken för stående vatten kring ankarplatta och skyddshuv.

Tabell 3. Sammanställning av observerade brister på spännstag med enkelt korrosionsskydd.

Dammdel	Installation	Observerade brister
Bergförstärkning	1965	Bristande skydd av aktiva ändar. Korroderade skyddshuvar.
Pelare och skibord	1981	Vattenfyllda spännstagsbrunnar. Korroderade skyddshuvar samt ankarplattor. Erosionsskador på betong vid brunnslock. Vattenfyllda skyddshuvar.
Bergförstärkning	1982	Korrosionsskador på ankarplatta och aktiv ände. Vatten längs fria längden. Korrosionsskydd av aktiv ände saknades.
Pelare	1986	Avsaknad av rostskyddsfett på spännstagens aktiva ände.
Skiljemur	1987	Vattenfyllda spännstagsbrunnar och skyddshuvar. Korroderade skyddshuvar samt ankarplattor. Vatten längs fria längden. Spännstag som gått till brott.
Överfallsdamm	2005	Förekomst av vatten i fettfyllda spännstagsbrunnar.

Figur 3-5. Exempel på vattenfyllda spännstagsbrunnar. I de två högra bilderna syns tydligt korrosionsangrepp även på skyddshuv och ankarplatta.

3.4 CEMENTINJEKTERADE SPÄNNSTAG

3.4.1 Erfarenheter av injekterade spännstag inom vattenkraften

När det gäller cementinjekterade spännstag inom vattenkraften finns väldigt begränsat med information publicerad angående långtidsegenskaper. Det som finns i litteraturen är enstaka rapporter om fall där spännstag gått till brott, se avsnitt 3.2, samt ett fall där spännstag demonterats ur två olika dammar i Australien [25]. Det finns dock en del publicerat från andra branscher främst i form av fallstudier där spännstag demonterats i samband med rivning av konstruktionen där de är installerade, t.ex. undersökningar av spännkablar vid rivning av betongbroar.

Sammanställningen över spännstag i svenska vattenkraftsanläggningar visar att cementinjektering förekommer på cirka 32 % av spännstagen, se avsnitt 3.1. Samtliga cementinjekterade spännstag installerades före 1986. En vanlig lösning som förekommit på flera av anläggningarna som studerats i föreliggande rapport är användningen av s.k. teststag. Majoriteten av de installerade spännstagen har injekterats, i samtliga fall har även den aktiva förankringen gjutits in i betong. I varje konstruktionsdel har dock enstaka spännstag, teststagen, inte injekterats utan försetts med enkelt korrosionsskydd och är därmed provningsbara. Spännkraftsmätningar har sedan utförts på teststagen med jämna intervall. Syftet med teststagen har varit att de ska anses vara representativa för hela spännstagspopulationen. Genom spännkraftsmätningarna på teststagen är således tanken att även statusen på de injekterade spännstagen indirekt övervakas. Denna metod för statusbedömning är dock behäftad med stora osäkerheter då det är svårt att överföra förhållanden mellan enskilda spännstag. Resultaten från avsnitt 3.2 visade att i de flesta fall sker brott endast på enstaka spännstag även om brister konstaterats för hela eller stora delar av spännstagen. Sannolikheten är dock något högre att omfattande systematiska brister, d.v.s. brister som förekommer i hela eller större delen av en spännstagsinstallation, skulle kunna detekteras i anläggningar med teststag. Systematiska brister kan t.ex. utgöras av materialbrister eller bristfälligt utförd installation. Ett exempel som skulle kunna detekteras med denna metod är fallet från den svenska anläggningen, avsnitt 3.2, där brister i injekteringsarbetet medförde förhöjda spännkraftsförluster i samtliga spännstag.

Däremot är situationer liknande fallet från Älvkarleby kraftverk där materialbrister orsakade brott på cirka 10 % av spännstagen betydligt svårare att upptäcka med teststag då sannolikheten är låg att bristerna skulle uppstå på just teststagen. Ytterligare en nackdel med metoden är det inte går att utföra några åtgärder på de cementinjekterade spännstagen i det fall teststagen påvisar brister eller har gått till brott. Den vanligaste åtgärden är höjning av spännkraft och den går endast att utföra på teststagen. För cementinjekterade spännstag är enda möjliga åtgärden installation av nya spännstag. Metoden med teststag ger därmed endast ett begränsat bidrag till en spännstagsförstärkt anläggning genom att ge en indikation då spännstagen uppnått sin tekniska livslängd.

3.4.2 Internationella erfarenheter inom vattenkraften

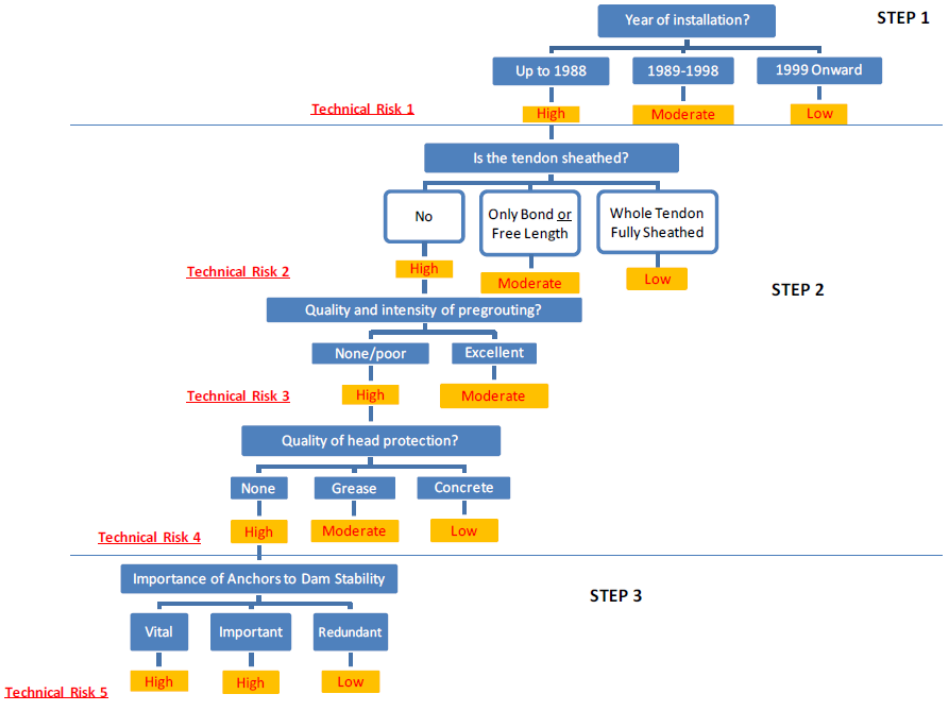
Det finns väldigt få publikationer som rapporterar erfarenheter av injekterade spännstag inom vattenkraften. I Australien utfördes en demontering av totalt tre spännstag från två olika vattenkraftsanläggningar [24]. Spännstagen hade installerats 1961 respektive 1964 i samband med byggandet av anläggningarna med syftet att minska mängden betong. Spännstagen bestod i båda fallen av 70 individuella trådar med en diameter på 7 mm. Inuti betongdammarna var spännstagen skyddade av ett foderrör av asbestcement som efter uppspänningen cementinjekterades. Korrosionsskyddet av spännstagets längd i berget utgjordes endast av cementinjektering. Spännstagens totala längd varierade mellan 35 m och 42 m varav 5,5 m utgjorde förankringslängden. I samband med installationen hade spännstagen även försetts med utrustning för resistivitetsmätning i syfte att kunna detektera eventuella korrosionssangrepp. Mätningar hade utförts med ett intervall på två år och för ett av spännstagen indikerade mätningarna att 15 % av tvärsnittet hade korroderat bort. För de övriga två hade en ökning av spännstålets resistans med runt 4 % uppmätts. Dessa resultat var en anledning till att demonteringen av spännstagen utfördes. Demonteringen utfördes genom överborrning varefter spännstagen lyftes upp i ett stycke. På grund av den borrningsmetod som användes (hammarborrning) så förstördes cementinjekteringen runt spännstaget och därmed var det inte möjligt att fastställa injekteringens status. Resultaten visade att samtliga spännstag var i mycket god kondition utan några synliga tecken på korrosion eller andra degraderingar. Resultaten indikerade att tillförlitligheten i resistivitetsmätningarna var osäkra och att det är svårt att dra några säkra slutsatser kring statusen på spännstagen enbart baserat på mätningarna.

I Nordamerika är det huvudsakliga problemet med spännstag i vattenkraftsanläggningar de som installerats före 1998 och som av olika anledningar inte är provningsbara [25]. Absolut vanligast är att antingen den fria längden är cementinjekterad och/eller att den aktiva förankringen är ingjuten i betongkonstruktionen. En metod för anläggningsägare att utföra en riskbedömning av cementinjekterade spännstag presenteras i [25]. Syftet med metoden är att göra en riskbedömning över samtliga anläggningar på en portföljnivå och gradera anläggningarna utifrån den bedömda tekniska risken. Utifrån graderingen identifieras de anläggningar där sannolikheten är störst att någon form av åtgärd måste vidtas för att öka säkerheten. Riskbedömning baseras på kända förhållanden för spännstagen och utförs genom att bedöma den tekniska risken på totalt fem olika nivåer fördelat i tre steg. På varje nivå bedöms den tekniska risken för en specifik parameter i antingen låg, medel eller hög risk, se Figur 3-6. I steg 1 görs riskbedömningen utifrån installationsåret för spännstagen, där spännstag installerade före 1989 bedöms ha störst teknisk risk. Anledningen är att utformningen av korrosionsskyddet var bristfälligt jämfört med dagens krav, se t.ex. avsnitt 3.1. I steg 2 bedöms riskerna utifrån vilka åtgärder som vidtagits vid installationen för att minska risken för korrosion. På andra nivån behandlas utformningen av foderrör eller andra fysiska barriärer. På nivå tre görs bedömningen utifrån om någon täthetsinjektering har utförts av borrhålen innan spännstagen installerades. På fjärde nivån görs riskbedömningen utifrån

korrosionsskyddet av den aktiva förankringen. I det tredje och sista steget bedöms spännstagens betydelse för dammsäkerheten.

Metoden kan användas som ett stöd vid genomförandet av en riskbedömning av spännstagen i en eller flera olika anläggningar. Vissa modifieringar kan dock göras för svenska vattenkraftsanläggningar där både steg 1 samt steg 3 kan utgå. Anledningen är att samtliga cementinjekterade spännstag i svenska anläggningar har installerats före 1989 samt i princip alltid är av vital betydelse för konstruktionens säkerhet. Riskbedömningen bör då endast bestå av steg 2 och fokuserar därmed på olika parametrar kring korrosionsskyddet och installationsutförandet.

Figur 3-6. Metod för riskbedömning av cementinjekterade spännstag [25].



3.4.3 Spännstag inom andra områden

Infrastruktur

När det gäller erfarenheter från spännstag i form av spännarmering inom andra områden finns betydligt fler rapporterade fall främst från laboratorieprovningar av spännarmerade brobalkar samt fältmätningar på broar. Syftet med provningarna har varit att bestämma balkarnas bärförmåga, spännkraftsförluster samt statusbedömning av spännstålet med avseende på korrosionsskador [26], [27], [28], [29], [30], [31], [34]. Provningar där spännkraftsförluster har bestämts på brobalkar utfördes i de flesta fall genom laboratorieförsök med två principiellt olika metoder. I den ena metoden utsattes balkarna för en känd belastning och utifrån kraftjämnvikter över tvärsnittet kunde sedan spännkrafterna i spännarmeringen beräknas. I den andra metoden frilades en eller flera linor alternativt trådar genom att bila upp betongen. Spännstålet försågs sedan med töjningsgivare och kapades.

Från sammandragningen i anslutning till kapningen kunde spännkraften sedan beräknas utifrån spännstålets mekaniska egenskaper. Balkarnas ålder vid provningen var mellan 38 och 50 år. Provningar i fält har även utförts på broar genom att instrumentera delar av bron med töjningsgivare och sedan såga spalter i betongen i anslutning till givarna [30], [31]. Vid provningen hade broarna en ålder på 62 respektive 66 år. I samband med sågningen sker en töjningsförändring i betongen som töjningsgivarna mäter. Ett vanligt tillvägagångsätt är att såga två spalter på var sida om töjningsgivarna vilket medför att betongen mellan spalterna avlastas helt (d.v.s. spänningar vid givarna blir lika med noll). Utifrån den uppmätta minskningen av töjningar beräknades sedan spännkraften i spännkablarna utifrån en kraftjämvikt över tvärsnittet. I [31] utfördes även icke-linjär numerisk modellering över spänningsförhållandena i betongen i samband med sågningen. Syftet var att verifiera de uppmätta spänningsförhållandena.

Resultaten från samtliga studier visade att spännkraftsförlusterna ökade med åldern och var högst i de äldsta konstruktionerna. De uppmätta spännkraftsförlusterna varierade mellan cirka 20 % för de yngsta konstruktionerna upptill 37 % för de äldsta. Detta är relativt höga förluster och kan jämföras med de mätningar som utförts på spännstag inom svenska vatten- och kärnkraftsanläggningar där spännkraftförlusterna efter 35 år uppgick till cirka 10 % [4]. Anledningen till att spännkraftsförlusterna är betydligt högre i de undersökta brobalkarna är följande.

- Dämmande betongkonstruktioner har betydligt större tvärsnitt än både de brobalkar som provats i laboratoriemiljö samt de broar som provats i fält. Det större tvärsnittet medför även lägre inducerade tryckspänningar i betongen. Eftersom krypning är proportionell mot spänningen (inom det elastiska området) medför det högre spännkraftsförluster i de provade brobalkarna. De mindre tvärsnitten i brobalkarna innebär även att den fiktiva tjockleken hos konstruktionerna (tvärsnittsarean dividerat med den del av omkretsen från vilken uttorkning sker) blir lägre. Detta medför att uttorkningen av betongen går fortare och därmed utvecklas även spännkraftsförlusterna snabbare då både krypning och krympning påverkas av uttorkningen. För större konstruktioner såsom betongdammar går uttorkningen betydligt långsammare och därmed även utvecklingen av spännkraftsförluster.
- Broar är till skillnad från dämmande konstruktioner efterspända under hela tekniska livslängden, vilket innebär att all uttorkning som sker bidrar både till krympning och uttorkningskrypning. I dämmande betongkonstruktioner installeras spännstagen i äldre konstruktioner vilket innebär att den uttorkning som redan skett inte bidrar till spännkraftsförlusterna. Betongens ålder vid belastningen är dessutom en viktig parameter som styr krypningens omfattning, ju äldre betongen är desto mindre blir krypningen.

På grund av dessa skillnader är de resultat från brobalkar som finns publicerade svåra att direkt överföra till spännstag i vattenkraftsanläggningar. Resultaten kan eventuellt vara relevanta vid utvärderingar av spännarmerade betongkonstruktioner inom vattenkraften med slankare tvärsnitt, t.ex. bjälklag eller i förekommande fall brobalkar.

Kärnkraftsindustrin

Från kärnkraftsindustrin finns omfattande erfarenheter från den spännarmering som reaktorinneslutningarna är försedda med [4]. Precis som för vattenkraften är nästan uteslutande alla rapporterade erfarenheter från provningsbara spännkablar, d.v.s. de som inte är cementinjekterade. Det har dock utförts ett omfattande projekt med inriktning mot cementinjekterade spännkablar i reaktorinneslutningen till Barsebäck 2, vilken togs ur drift 2005. Projektet innefattade att bestämma spännkrafterna i tre spännkablar, mäta den strukturella inverkan av kapningen på betongkonstruktionen samt karakterisera betongen genom omfattande provningar av betongens egenskaper. Spännkablarna utgjordes av ett linbaserat system där varje spännkabel bestod av 19 linor med en diameter på 13 mm. Spännkablarna var installerade i ingjutna foderrör av stål, vilka efter uppspänningen injekterades med cementbruk. Mätningarna av spännkrafterna utfördes i följande steg, se även Figur 3-7.

1. Friläggning av spännkablarna genom borrning och vattenbilning. Totalt togs 6 hål i konstruktionen upp i vilka spännkablar blottlades. Det var samma spännkablar som frilades i flera olika håltagningar. Detta gjorde det möjligt att uppskatta den kraftöverförande förmågan i injekteringsbruket då mätningar kunde utföras i andra positioner längs spännkablarna samtidigt som kapningen utfördes.

2. Montering av töjningsgivare på flertalet trådar i ett antal av linorna i varje spännkabel.

3. Kapning av spännkabeln samtidigt som mätningar utfördes. Kapningen medförde att linorna avlastades helt längs den frilagda längden.

4. Beräkning av spännkraften i linorna. Utifrån den uppmätta töjningsförändringen som uppmättes kunde spännkrafterna i linorna bestämmas.

Resultaten visade att spännkraftsförlusterna uppgick till cirka 7 %. Det är i samma storleksordning som spännkraftsförluster som uppmätts i reaktorinneslutningar med provningsbara spännkablar, se t.ex. [4] och [34]. Spännkraftsförlusterna var även i samma storleksordning som teoretiskt uppskattade med hjälp av prediktionsmodeller. Även tidigare studier har visat att prediktionsmodeller är applicerbara för att beräkna spännkraftsförluster för denna typ av konstruktioner [34]. Resultaten indikerar att resultaten från mätningar på icke injekterade provningsbara spännkablar är överförbara på cementinjekterade. Detta gäller under förutsättning att konstruktionerna är av samma typ och storlek samt att randvillkoren, t.ex. spänningsnivåer och klimatförhållanden är liknande. Teoretiskt ska det inte vara någon skillnad i spännkraftsförluster mellan cementinjekterade och icke injekterade spännstag. Det finns dock få publicerade studier där sådana mätningar har utförts. Förutom mätningarna i Barsebäck har ett ytterligare fall hittats där laboratorieförsök på mindre betongbalkar har utförts som visade liknande förluster mellan injekterade och icke injekterade spännkablar [34]. Dessa resultat ger ett visst stöd för att data från spännkraftsmätningar från vattenkraftsanläggningar med provningsbara spännstag skulle kunna vara möjliga att använda vid statusbedömning av cementinjekterade spännstag. Den metod

som presenteras i [4] och [5] för att prediktera spännkraftsförluster går även att använda för att göra en grov uppskattning av spännkraftsförluster i cementinjekterade spännstag. Vidare ger även resultaten ett visst stöd för att mätresultaten från s.k. teststag som finns installerade i vissa anläggningar ger en indikation på statusen för de cementinjekterade spännstagen. Som nämnts tidigare är det dock svårt att utifrån resultat från provningsbara spännstag dra några säkra slutsatser kring statusen hos cementinjekterade spännstag. Under förutsättningen att statusen hos de cementinjekterade spännstagen avseende utförande och skador är samma som för de provningsbara så är sannolikt spännkraftsnivåerna jämförbara.

Figur 3-7. Proceduren för mätning av spännkrafter i spännkablar i Barsebäck 2. Överst: friläggning av spännkablar. Nederst till vänster: instrumentering av linor med trådtöjningsgivare. Nederst till höger: linor efter kapning.

Mätningarna som utfördes på spännkablarna i de övriga håltagningarna visade endast på små förändringar i spännkrafterna efter kapningen. Den kraftöverförande förmågan i injekteringsbruket var enligt resultaten mycket god. Kapningen av spännkablarna hade endast en lokal effekt och krafterna i spännkablarna kvarstod via vidhäftningen till injekteringsbruket längs större delen av spännkablarnas längd. Denna kraftöverförande förmåga är en av fördelarna med cementinjekterade spännkablar jämfört med icke injekterade. Ett brott på en sådan spännkabel har därmed en mindre påverkan på konstruktionens säkerhet och funktion. Nackdelen är att eventuella brott inte går att detektera. Den kraftöverförande förmågan har uteslutande en positiv effekt på denna typ av konstruktioner där spännarmeringen inte har någon förankrande funktion utan är helt installerad i konstruktionen. Ett eventuellt positivt bidrag från injekteringsbrukets kraftöverförande förmåga för bergförankrade spännstag

kommer vara helt beroende av lokalisationen av ett brott. Sker brottet i anslutningen mellan konstruktion och berg eller i förankringszonen kommer bidraget från den kraftöverförande förmågan att vara väldigt liten eller helt obefintlig. Vid brott nära ankarplattan kommer effekten av brottet med stor sannolikhet ha väldigt begränsad inverkan på spännstagets funktion.

3.5 GENOMGÅNG AV OFÖRSTÖRANDE PROVNINGSMETODER

3.5.1 Oförstörande provningsmetoder

Oförstörande provningsmetoder (OFP) avser främst olika elektriska mätmetoder för att undersöka olika egenskaper hos en betongkonstruktion utan att påverka konstruktionen. Jämfört med t.ex. uttag av borrkärnor vilket är en förstörande provning och därmed medför en försvagning av konstruktionen. I föreliggande rapport kommer främst akustiska mätningar på betongkonstruktioner behandlas, t.ex. mätning av ljudvågshastigheter eller resonansfrekvenser. Dessa typer av mätningar är vanligt förekommande för att detektera olika fenomen såsom sprickor, skador eller för att mäta materialets mekaniska egenskaper. Instrumentering av betongkonstruktioner är även en typ av oförstörande provning. Instrumentering av spännstag har beskrivits utförligt i tidigare rapporter, [3] och [5], och kommer därför inte behandlas vidare i föreliggande rapport. Spännkraftsmätningar med domkraft är även det en form av OFP-metod som behandlats utförligt i tidigare rapporter, [2], [3], [4], [5] och som därför inte kommer behandlas vidare i denna rapport.

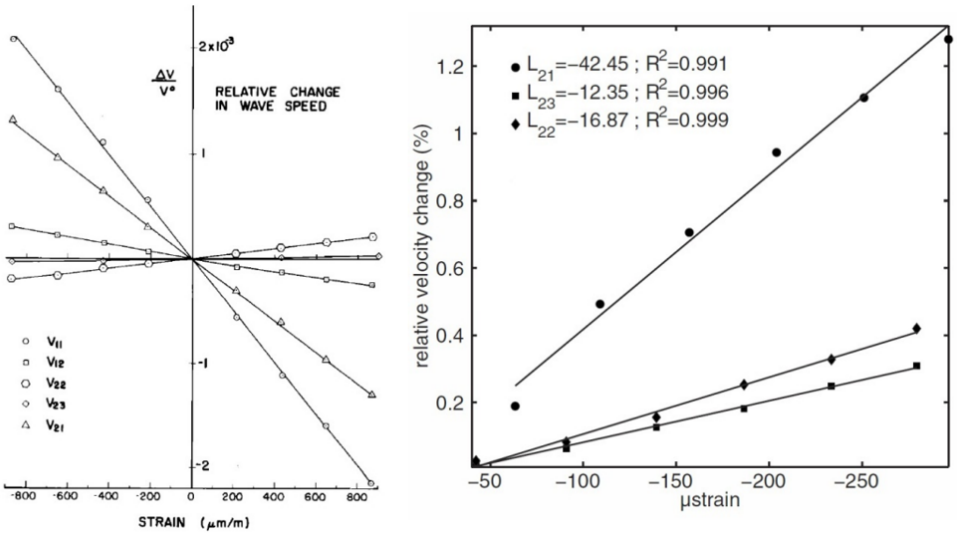
OFP på spännarmerade betongkonstruktioner kan användas för flera olika syften. I föreliggande rapport kommer metoder för bestämning av spännkraft eller för att undersöka status avseende bl.a. skador på både spännstål och injekteringsbruk att behandlas.

3.5.2 Bestämning av spännkrafter

Målet med OFP-metoder för att bestämma spännkrafter i spännstag är att kunna uppskatta spännkraften genom att utföra akustiska mätningar på antingen spännstålet eller på betongkonstruktionen [34]. Mätningarna utförs vanligen genom antingen ultraljudsmätningar eller genom att mäta en eller flera av spännstagets eller konstruktionens resonansfrekvenser. Spännkraften ska sedan bestämmas ur relationen mellan den akustiska responsen och de mekaniska spänningarna i stålet eller i betongen. När ett material utsätts för en mekanisk spänning påverkas dess mekaniska egenskaper vilket medför att även den akustiska responsen ändras. För de flesta material innebär detta att ljudvågshastigheten, och därmed även resonansfrekvensen, ökar med en ökad tryckspänning. Det är genom att mäta dessa förändringar i den akustiska responsen som spänningen eller förändringar i spänningen kan detekteras. I litteraturen beskrivs sambandet mellan tryckspänning och akustiska egenskaper med två olika teoretiska förklaringsmodeller. Det ena är genom vanlig linjärelastisk balkteori där en balk belastas med en normalkraft [31], [32]. En nackdel med denna förklaringsmodell är att det är svårt att hitta en modell som stämmer väl överens med resultaten från provningar [34]. Ytterligare en nackdel är att metoden endast är applicerbar på balkar och inte på några andra typer av konstruktioner. Den mest vanliga förklaringsmodellen till spänningsberoendet är baserad på akustoelasticitetsteorin. Akustoelasticitetsteorin behandlar inverkan av mekaniska spänningar på akustiska egenskaper i ett elastiskt material [35]. Spänningsberoendet brukar beskrivas med spänningsberoende elastiska egenskaper, oftast att elasticitetsmodulen för materialet ökar med ökande

tryckspänning. En ökande elasticitetsmodul innebär även ökad hastighet på elastiska vågor i materialet. I Figur 3-8 visas effekten av mekaniska spänningar på ljudvågshastigheten i både stål och betong. Elasticitetsmodulens spänningsberoende beskrivs med tre akustoelastiska konstanter som är olika för olika material [35], [36]. Effekten är väldigt liten och har ingen påverkan på konstruktionen i statisk belastning. Effekten är dock fullt mätbar med akustiska metoder, vanligast är att undersöka denna effekt genom att utföra ultraljudsmätningar eller resonansfrekvensmätningar [32]. Mätningar för att bestämma spännkrafter i spännstag kan utförs på två principiellt olika sätt:

- Mätningarna utförs direkt på spännstålet, d.v.s. stålet fungerar som vågledare. Det är enbart stålets akustiska egenskaper som mäts. Fördelen är att mätningarna utförs direkt på stålet. Nackdelen är att spännstagets aktiva ände måste vara tillgängligt för mätning.
- Mätningarna utförs på betongen och sedan relateras spänningarna i betongen till spännkrafterna i spännstaget. Nackdelen är att mätningarna inte utförs direkt på spännstålet, vilket minskar tillförlitligheten på metoden. Fördelen är att mätningar kan utföras utan att spännstålet är tillgängligt, vilket är vanligt för t.ex. cementinjekterade spännstag.



Figur 3-8. Den akustoelastiska effekten, d.v.s. inverkan av mekanisk spänning på våghastigheten, i stål [35] (vänster figur) respektive betong [45] (höger figur). Indexen anger vilken riktning vågorna färdas i samt i vilken riktning som vågrörelsen sker. I båda figurerna sker belastningen i riktning 1. Vågen V_{11} i vänstra figuren anger en våg som färdas och har vågrörelser i belastningsriktningen, en kompressionsvåg. Vågen L_{21} i högra figuren anger en våg som rör sig vinkelrätt mot belastningsriktningen, men själva vågrörelsen sker i belastningsriktningen, d.v.s. en skjuvvåg.

Mätningar direkt på spännstålet har utförts med ultraljud i bl.a. [37] och [38] där mätningarna utfördes på centrumtråden i sjutrådiga linor. Resultaten visade att spänningsförändringar i den mittersta tråden gick att detektera med ultraljudsmätningar i laboratoriemiljö. Numeriska modelleringar av energiöverföringen mellan olika trådar i en lina visade att vågrörelser i trådarnas längsriktning är den mest lämpliga att undersöka [39]. Några mätningar som stöder detta har dock inte utförts. I [40] utfördes ultraljudsmätningar på spännstag av stångtyp både i laboratorium samt på spännstag till lucklager i tre nordamerikanska vattenkraftsanläggningar. Ultraljudsvågor i två olika riktningar

undersöktes, både longitudinella samt skjuvvågor. Longitudinella vågor har utbredning och vågrörelser i stängernas längsriktning. Skjuvvågor rör sig i stängernas längsriktning men med vågrörelser vinkelrätt mot längsriktningen. Mätningarna i laboratoriemiljö utfördes bl.a. på 11 m långa stänger som var uppspända mellan två förankringar. Förutom vid förankringarna var hela spännstaget helt fritt och inte i kontakt med några andra material eller komponenter. Resultaten från laboratoriemätningarna visade på en god överenstämmelse mellan den applicerade spännkraften samt den uppskattade från ultraljudsmätningarna. Mätningarna i fält utfördes på spännstag till lucklager på tre olika anläggningar. Korrosionsskyddet av spännstagen utgjordes på två av anläggningar av rostskyddsfett och på den tredje anläggningen var spännstagen cementinjekterade. Längderna på spännstagen varierade mellan 11,5 m och 15,2 m. Resultaten från mätningarna på spännstag i fält visade på relativt stora variationer i uppmätta ljudvågshastigheter. Dämpningen av främst skjuvvågorna var relativt hög. På en av anläggningarna där rostskyddsfett använts som korrosionsskydd var dämpningen så pass hög att mätningarna endast kunde utföras på en tredjedel av de provade spännstagen. Det var dock inte möjligt att mäta spännkrafterna i spännstagen då metoden förutsätter att både ljudvågshastigheten i obelastat tillstånd samt elasticitetsmodulen hos spännstålet är kända.

Resultaten av sammanställningen visar tydligt på de brister som i dagsläget är förknippade med ultraljudsmätningar. En av bristerna är just ultraljudets begränsade inträngningsförmåga som uppgår till ett tiotal meter i spännstålet. Inträngningen kompliceras ytterligare av kontakt mellan spännstålet och andra komponenter såsom andra linor eller foderrör. På grund av dessa begränsningar kommer metoder som använder spännstålet som vågledare sannolikt inte vara applicerbara på spännstag som används som bergförankringar i vattenkraftsanläggningar. Längderna på dessa typer av spännstag uppgår oftast till tiotals meter. Dessutom består spännstag av flera komponenter som spännstålet är i kontakt med, t.ex. distanser och spridare samt i vissa fall injekteringsbruk. Detta kommer påverka den reflekterade signalen och sannolikt kraftigt försvåra tolkningen av resultatet från mätningen. I [41] utfördes ultraljudsmätningar istället i ankarstycket där ljudvågshastigheten tvärs linornas riktning relaterades till spänningen i ankarstycket. Resultaten visade på ett tydligt spänningsberoende av ultraljudsvågorna. I [42] applicerades samma mätmetod på ankarmuttern till ett spännstag av stångtyp vilken även kombinerades med numerisk modellering. Mätningarna utfördes i laboratoriemiljö genom att skicka ultraljud vinkelrätt mot ankarmutterns riktning. Resultaten visade ett tydligt spänningsberoende av ljudvågorna och även en god överensstämmelse mellan modellering och mätningar.

Mätningar med ultraljud för att bestämma spänningar i betong har utförts i flera studier [43], [44], [45], [46], [47], [48]. Mätningarna har främst fokuserat på mindre provkroppar som provats i laboratoriemiljö. Resultaten visar ett tydligt spänningsberoende, där våghastigheten ökar med ökande tryckspänning i materialet [43], [44], [45], [46],[47] alternativt minskar med ökande dragspänning [48]. De utförda studierna har haft två olika syften, antingen skadedetektering eller bestämma spännkrafter. I t.ex. [47] utfördes ultraljudsmätningar på brobalkar av betong under belastning till brott. Både spänningsförändringarna samt

uppsprickningen av betongen kunde detekteras genom mätningarna. I [46] utfördes ultraljudsmätningar på både små provkroppar samt under uppspänningen av en spännarmerad betongbalk. Resultaten visade att våghastigheterna var tydligt spänningsberoende och att metoden även kunde detektera spänningsberoendet på större konstruktioner. Samtliga metoder är dock fortfarande under utveckling och i dagsläget är fokus enbart på att kunna detektera spänningsförändringar i betongen. Ingen metod kan koppla uppmätta spänningsförändringar till spännkrafter i spännstag.

Mätning av resonansfrekvenser på antingen spännstålet eller hela konstruktionen har teoretiskt större potential än ultraljudsmätningar eftersom den erhållna responsen omfattar hela konstruktionen och inte begränsas av inträngningsdjupet. I [49] utfördes resonansfrekvensmätningar på olika trådar i en spännkabel i mindre betongbalkar i laboratoriemiljö. Mätningarna utfördes på olika kraftnivåer genom att excitera vibrationerna på centrumtråden i en lina i ena änden av balkarna. Resultaten visade att resonansfrekvenserna för trådarna ökade med spännkraften. I [34] utfördes resonansfrekvensmätningar på spännarmerade betongbalkar i laboratoriemiljö. Till skillnad från i [49] mättes hela balkarnas resonansfrekvenser. Både korttidsmätningar under uppspänningen samt långtidsmätningar under mer än ett års tid genomfördes. Syftet med långtidsmätningarna var att undersöka om minskningen av resonansfrekvenserna orsakade av spännkraftsförluster gick att mäta över tid. Resultaten från korttidsmätningarna visade ett tydligt spänningsberoende där resonansfrekvenserna ökade med spännkraften. Resultaten från långtidsmätningarna visade att resonansfrekvenserna ökade trots uppmätta spännkraftsförluster. Orsaken till detta var att ökningen av betongens elasticitetsmodul p.g.a. cementreaktionerna hade större inverkan på resonansfrekvenserna än spännkraftsförlusterna. En metod för att kompensera för denna effekt måste tas fram för att denna mätmetod ska kunna vidareutvecklas till en praktiskt användbar metod. I [50] presenteras en metod baserad på resonansfrekvensmätningar som specifikt syftade till att bestämma spännkrafter i spännstag till lucklager. Metoden går ut på att instrumentera den utstickande delen av spännstagen med en accelerometer och sedan exciteras spännstaget med ett hammarslag. Accelerometern mäter spännstagets vibrationer och resultaten visade att resonansfrekvenserna ökade med ökad spännkraft. Det var även flertalet andra parametrar som påverkade responsen, bl.a. dimensionerna på spännstagen, längden på den utstickande delen samt spännstålets elasticitetsmodul. Resultaten indikerade även att spännstag som gått till brott kunde detekteras då de uppvisade en något lägre resonansfrekvens jämfört med intakta spännstag. Mätningar i fält utfördes och för att kunna uppskatta spännkrafterna med metoden krävdes kalibrering gentemot spännkrafter uppmätta med domkraft.

Gemensamt för samtliga metoder som presenterats ovan, både ultraljuds- och resonansfrekvensmätningar direkt på spännstålet eller betongen, är att spänningsberoendet hos den akustiska responsens ärväldigt liten. Andra faktorer som påverkar materialen såsom temperaturförändringar, cementreaktioner eller uttorkning av betongen har betydligt större påverkan på den akustiska responsen [34], [46]. En praktiskt användbar metod måste kunna korrigera för dessa typer av påverkan på den uppmätta responsen. Ytterligare en begränsning är att det i samtliga refererade studier har utförts referensmätningar d.v.s. mätningar i

obelastat läge. Syftet är att relatera mätningarna i belastat läge till det obelastade läget och därmed kunna påvisa spänningsberoendet. Vid mätningar på befintliga konstruktioner i fält finns inte möjligheten att utföra mätningar på konstruktionen i obelastat tillstånd. Ytterligare ett krav som ställs på en praktiskt användbar metod är att spänningarna i materialet ska kunna bestämmas utifrån enbart den uppmätta akustiska responsen. För detta krävs en metod för att bestämma materialens egenskaper, t.ex. materialens akustoelastiska konstanter. Sammanfattningsvis så visar resultaten av sammanställningen att det i dagsläget inte finns någon tillgänglig OFP-metod för att bestämma spännkrafter i spännstag. De flesta av metoderna som beskrivits är lovande, men det krävs fortfarande stora utvecklingsinsatser innan de kan användas för mätningar i fält. De metoder som sannolikt har störst potential att kunna appliceras i praktiken på vattenkraftsanläggningar är de där mätningarna utförs på ankarstycket eller ankarmuttern. Ankarstycket är den komponent som är enklast att komma åt för montering av mätutrustning. Mätningarna kommer då inte begränsas av ultraljudets begränsade inträngningsförmåga. Dessutom kommer mätningar som utförs vid den aktiva förankringen inte påverkas av övriga komponenter i spännstaget såsom injekteringsbruk, spridare eller andra linor.

En icke akustisk metod som undersökts är att mäta den elektriska resistansen hos ett spännstål och utifrån detta uppskatta spännkraften [51] och [52]. Resultaten från laboratoriemätningar visar att resistansen hos ett spännstål ökar med ökande dragspänningar. En nackdel med metoden är att spännstålets båda ändar måste vara tillgängliga för att kunna utföra mätningarna. Dessutom saknas, precis som för övriga metoder, att inverkan av andra faktorer som påverkar resistansen inte undersökts [51]. Precis som för de akustiska metoderna kommer det krävas betydligt mer utveckling innan en färdig metod för bestämning av spännkrafter i spännstag finns tillgänglig.

Den metod som användes i [30], [31] (se avsnitt 3.4.1) och som baseras på att såga spalter eller borra mindre hål och sedan mäta töjningsförändringar i betongen skulle teoretiskt kunna användas även för vattenkraftsanläggningar. En nackdel är att det är en semi-förstörande metod och att den därför bara kan appliceras ett begränsat antal gånger. Den största nackdelen med metoden är dock att det är svårt att hitta ett område där spännstagen påverkar spänningsfördelningen i konstruktionen. Spännstagen sitter i princip uteslutande djupt in i konstruktionens tvärsnitt. Syftet med spännstagen är att stabilisera konstruktionen och därmed är spänningen i betongen generellt låg då det rör sig om stora tvärsnitt. Den konstruktionsdel som metoden rent teoretiskt har störts möjlighet att appliceras på är den aktiva förankringszonen. Speciellt i de fall som förankringen är installerad i en spännklack. Förankringszonen utgör dock en s.k. diskontinuitetszon och p.g.a. de koncentrerade krafterna från spännstagen är spänningsfördelningen komplex. I det fall denna metod skulle appliceras bör även modellering av spänningsfördelningen utföras för att öka tillförlitligheten av metoden.

3.5.3 Statusbedömning av spännstag

Metoder för applicering på betongkonstruktioner

Det finns flertalet OFP-metoder för statusbedömning av betongkonstruktioner avseende t.ex. skador eller degraderingar. Flera av dessa metoder kan användas på spännarmerade betongkonstruktioner för att ge information om bl.a. foderrörens läge eller injekteringens kvalitet [54], [56]. De metoder som används är främst georadar eller olika typer av akustiska metoder såsom ultraljudsmätningar, akustisk emission eller ytvågsseismik [37], [56]. Georadar baseras på elektromagnetiska vågor som skickas in i konstruktionen och som reflekteras mot bl.a. ingjutna föremål som armering eller foderrör. Georadar används frekvent för lokalisering av armering och det finns flertalet kommersiella system. Nackdelarna med georadar är främst att det har en begränsad inträngningsförmåga i betong, runt 500 mm. Det yttersta lagret av armering ger dessutom en stark reflektion, vilket medför att det är svårt att identifiera objekt som ligger på större djup från betongens yta [58].

Akustiska metoder baseras på mätning av elastiska vågor i materialet antingen ultraljud eller vågor genererade av t.ex. hammarslag. På samma sätt som för georadarn är det reflektionerna av vågorna från t.ex. ingjutna föremål som utnyttjas för lokalisering och identifiering. Även för akustiska metoder är inträngningsdjupet i en betongkonstruktion relativt begränsat och uppgår till några få meter.

Högenergiröntgen är en metod som kan penetrera relativt djupt i en betongkonstruktion. I [59] utfördes röntgenundersökningar på en vägg till en reaktorinneslutning med en tjocklek på cirka 1,4 m och positionen på både armering och foderrör till spännstag kunde tydligt identifieras. Det finns dock flera nackdelar behäftade med röntgenundersökningar. Det är en dyr och tidskrävande metod med otymplig utrustning och därför olämplig för att söka av stora konstruktioner [59]. Dessutom krävs det att båda sidor av konstruktionen är tillgängliga för provningen.

Akustisk emission (AE) är en metod som baseras på att alla typer av påverkan på en konstruktion, t.ex. skador, korrosion eller rörelser, ger upphov till elastiska vågor i de ingående materialen. Genom att mäta dessa vågor kan eventuella skador på konstruktionen upptäckas när de inträffar alternativt detekteras under tiden de pågår, t.ex. pågående korrosion. Metoder baserade på AE kan därför endast användas för övervakning av konstruktioner och inte i samband med enstaka tillståndsbedömningar. I [55] installerades ett sådant system på en spännarmerad betongbro med känd korrosionsproblematik. Systemet kunde detektera samt lokalisera flertalet brott på enskilda linor. Det finns även fall där AE system kombinerats med maskininlärning och digital bildhantering för att öka tillförlitligheten i mätningarna [56].

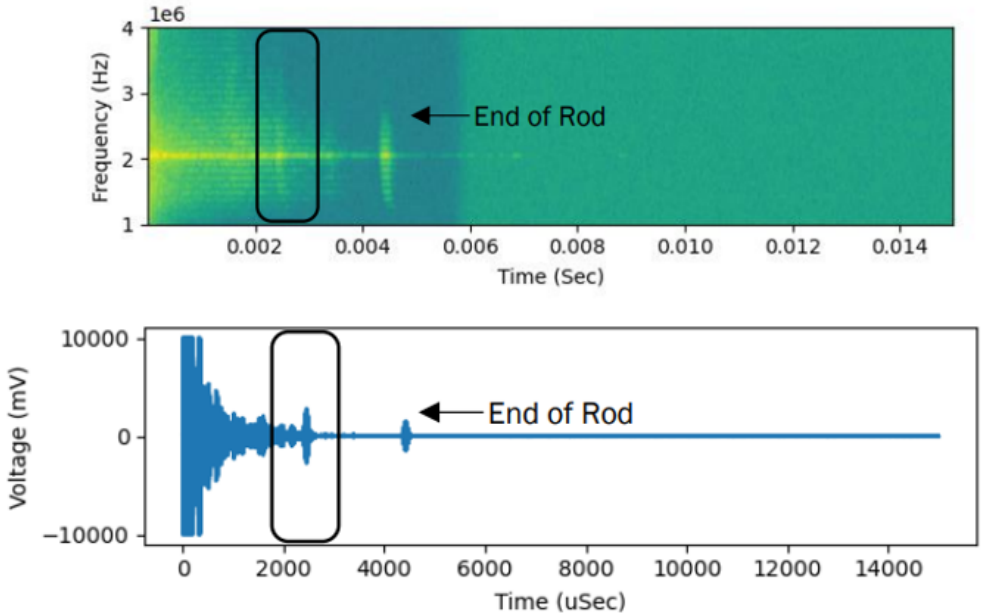
Eftersom de flesta OFP-metoder endast kan tränga in ett fåtal meter i en betongkonstruktion används metoderna för att upptäcka relativt ytliga skador på betong och armering eller för kartläggning av armeringsutformningen. När det gäller undersökningar av objekt ingjutna i massiva betongkonstruktioner eller i berg begränsas antalet applicerbara metoder p.g.a. metodernas begränsade

inträngningsdjup. En ytterligare begränsning med de flesta OFP-metoder är dessutom att betongkonstruktionens yta måste vara fysiskt tillgänglig.

Metoder för direkta mätningar på spännstag

När det gäller OFP-metoder som applicerats på bergförankrade spännstag för statusbedömning finns endast få rapporterade studier [60]. Mätningar har då i princip endast utförts i laboratoriemiljö på korta spännstag. I [61] utfördes ultraljudsmätningar på 5 m långa spännstålslinor enbart placerade i foderrör. Foderrören var inte ingjutna i en betongkonstruktion. Mätningar utfördes på både cement- och fettinjekterade linor med fabricerade skador. Mätningarna utfördes genom att placera en s.k. piezoelektrisk givare mot linornas aktiva ände. Givaren skickar in ultraljud i linan och den reflekterade signalen registreras av samma givare. I en oskadad lina ger endast änden upphov till en reflektion av signalen, ett s.k. ändeko. För de linorna med skador kommer ytorna i skadorna att ge upphov till en viss reflektion av signalen. På detta vis kan en skada detekteras och även lokaliseras. Resultaten visade att mätmetoden kunde detektera skadorna upp till tre m från den aktiva änden. En liknande OFP-metod för statusbedömning av spännstag av stångtyp vilka förankrar lucklager är under utveckling i USA [62], [63]. Syftet med metoden är att kunna detektera skador eller andra typer av degraderingar på spännstagen. Metoden baseras på samma princip som i [61], d.v.s. ultraljudsmätningar där spännstagen fungerar som vågledare. En sändare, vilken även fungerar som mottagare, skickar in ultraljudssignaler i spännstagets aktiva ände. Skador i stålet ger på samma sätt upphov till reflektioner som registreras i mottagaren. Baserat på utseendet av den reflekterade signalen delas spännstagen in i tre olika klasser, skadefri, anomali samt möjlig skada. Klassningen baseras på utseendet av den reflekterade signalen mellan spännstagets fria ände samt första reflektionen. Den första reflektionen i ekogrammet på ett oskadat spännstag utgörs oftast av ändekot från spännstagets ingjutna ände. Utvärderingen för klassningen baseras på resultaten i två olika diagram, ett som visar hur amplituden i signalen varierar med tiden och ett hur frekvensen varierar med tiden, se Figur 3-9. Diagrammen i Figur 3-9 visar resultatet från ett spännstag med en anomali, vilken markeras med den svarta rektangeln. Metoden är fortfarande under utveckling och kommer främst fokusera på spännstag med fria längder understigande 5 m. För andra typer av spännstag med betydligt längre fria längder finns det i dagsläget inte någon metod som kan användas i praktiken för statusbedömning av spännstag.

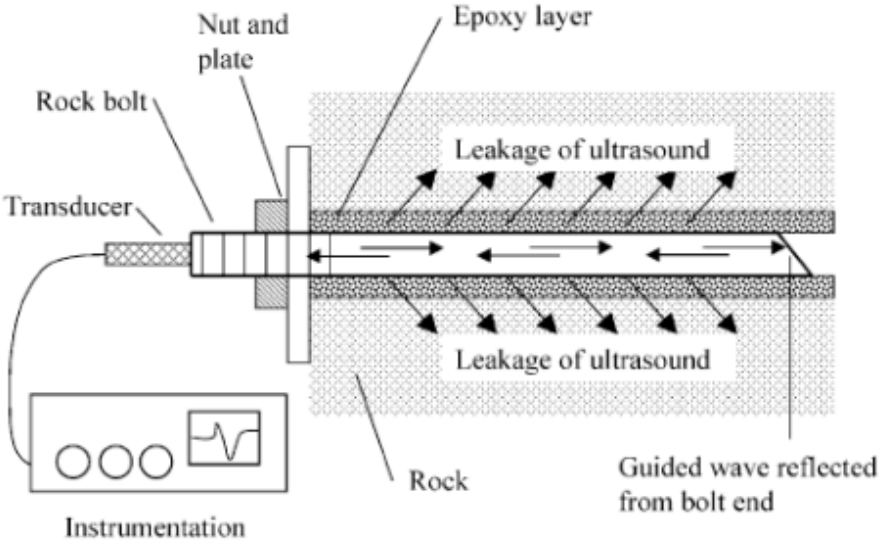
Figur 3-9. Resultaten från mätningar på spännstag till lucklager [62]. Det övre diagrammet visar resultatet frekvens över tid och det nedre diagrammet visar hur amplituden i signalen varierar över tid.



Metoder för statusbedömning av bergbultar

För statusbedömning av slaka bergförankringar, s.k. bergbultar, finns ett fåtal praktiskt användbara metoder baserade på ultraljudsmätningar [61]. Bergbultar utgörs oftast av ett stålstag, t.ex. armeringsjärn, som installerats i ett borrhål i berget och därefter injekterats med cement. Syftet med bergbultar är att stabilisera berg i t.ex. tunnlar eller andra underjordiska anläggningar. Huvudfokus är att identifiera brister i injekteringen samt korrosionsskador på bergbulten [65]. Metoderna baseras på att använda bergbulten som vågledare, d.v.s. ultraljud skickas in i bergbultens fria ände via en givare som är i direkt fysisk kontakt med bergbulten, se Figur 3-10. De reflekterade vågorna registreras i givaren i ett s.k. ekogram. Utseendet på ekogrammet, d.v.s. hur reflektionerna ser ut kopplas sedan mot bergbultens status. Generellt reflekteras relativt lite av signalen i en bergbult med fullgod injektering där kontakten mellan injekteringsbruk och stål samt berg är god. Energin från vågorna överförs då effektivt från bergbulten via injekteringsbruket vidare till berget. Hålrum i injekteringsbruket orsakat av t.ex. undermålig injektering eller vattenflöden i berget medför att en viss del av de elastiska vågorna reflekteras tillbaka till givaren. Även bergbultens ingjutna ände kan ge upphov till reflektioner, s.k. ändeko. Andra defekter såsom korrosionsskador på bergbulten ger även det upphov till ökade reflektioner av signalen. Olika metoder använder sig av olika egenskaper hos den reflekterade vågen för att uppskatta injekteringens kvalitet [65], t.ex. dämpningen av vågorna [66], [69], utseendet hos ekogrammet [67], eller förändringar i våghastigheten.

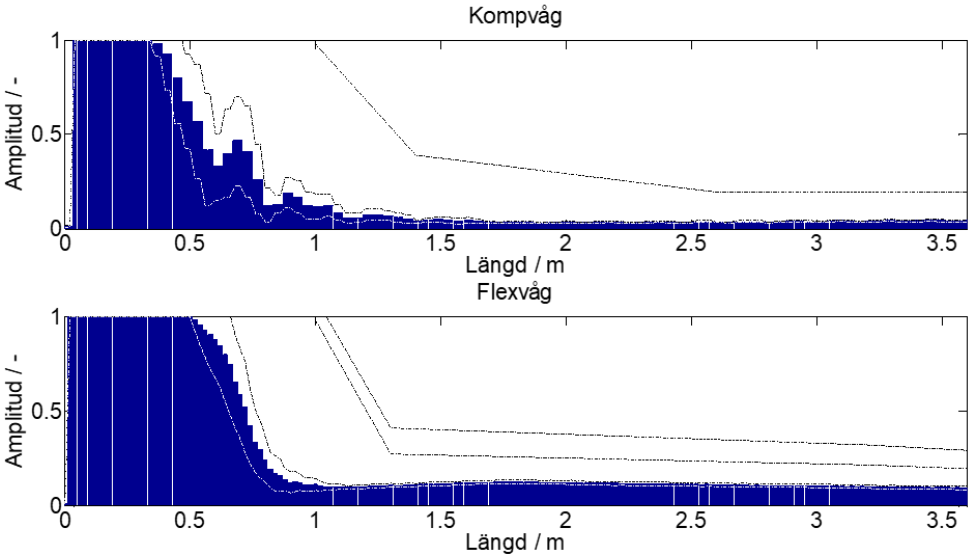
Figur 3-10. Principen för ultraljudsmätningar på bergbultar. En fullgod injektering medför att de mesta av vågorna försvinner in i berget. [66].



Under 1970-talet utvecklades ett ultraljudsinstrument i Sverige, Boltometern, för statusbedömning av bergbultar [67]. Mätningar utförs på samma sätt som visas i Figur 3-10 genom att en piezoelektrisk givare skickar in ultraljudsvågor i den fria änden av bergbulten. De vågor som mäts för bergbulten är flexvåg (även kallad S-våg) och kompressionsvåg (P-våg). Flexvågen har sin rörelse tvärs bergbultens längsriktning och kompressionsvågen rör sig i bergbultens längsriktning. Flexvågen är den av vågorna som bäst beskriver statusen på bergbultens ingjutning, det vill säga främst vidhäftningen till omgivande cementbruk. Den sämre vidhäftningen som orsakas av en degradering av ingjutningen kommer leda till att mindre energi överförs till omgivande berg. Responsen från bergbulten redovisas i ett ekogram där amplituden för de båda reflekterade vågorna visas längs bergbultens längd, se Figur 3-11. De stora amplituderna i ekogrammen längs den första metern i bergbultarna är orsakade av störningar och kan därför inte användas för utvärdering av bergbultarnas ingjutning. Statusbedömningen består av en klassificering i fyra klasser, A-D, där A motsvarar en bergbult i perfekt kondition och D en bergbult med undermålig ingjutning. Klassificeringen baseras på huruvida bergbultens respons i ekogrammen överstiger en eller flera gränslinjer (de streckade linjerna i Figur 3-11). Utformningen av gränslinjerna baseras på ett mätningar på ett stort antal bergbultar med känd status. För ett specifikt fall kan gränslinjerna ställas in mer noggrant genom mätningar på bergbultar med väldokumenterad god injektering s.k. referensbultar [68]. En modernare version av Boltometern har utvecklats, Rock bolt tester (RBT) [69]. RBTn baseras på samma princip som Boltometern dock är den försedd modernare mjuk- och hårdvara vilket medför betydligt förbättrad mätdatabearbetning. Istället för gränslinjer bedöms statusen på bergbultar utifrån mängden reflekterad energi från bergbulten. Ju mer av energin som reflekteras desto sämre är injekteringen kring bergbulten. Precis som för Boltometern kan även ändekot från bergbulten detekteras. En stor begränsning med båda dessa instrument är att de endast är verifierade för bergbultar på längder upp till maximalt 4 m. För längre bergbultar kan endast de yttersta 4 m av bergbulten bedömas.

Andra OFP-metoder baserade på elektromagnetiska vågor har undersökts för statusbedömning av bergbultar [61]. Resultaten visade att skador på bergbultarna påverkade den reflekterade signalen och att elektromagnetiska mätningar har potential för att detektera defekter på bergbultar. Slutsatsen var dock att mer utveckling krävs för att utveckla en praktiskt användbar metod.

Figur 3-11. Ekogram från en boltometer med gränslinjer för klassificering av bergbulten. Kompressionsvåg (P-våg) överst och flexvåg (S-våg) underst. De streckade linjerna (en i övre figuren och två i undre) utgör s.k. gränslinjer.



3.6 SPÄNNSTAG FÖR FÖRANKRING AV LUCKLAGER

3.6.1 Spännstag till lucklager i svenska anläggningar

En metod för att förankra lucklager till dammpelare är att den stålkonstruktion i vilken lucklagret är installerad förankras till dammpelaren via spännstag. Spännstagen kommer konstant att vara belastade av vattenlasten från luckan och är därmed avgörande för luckans funktion och säkerhet. I svenska anläggningar är den vanligaste lösningen att spännstagen installeras i redan befintliga konstruktioner. Detta sker då vid t.ex. nybyggnation av utskov eller i samband med renovering/ombyggnad av befintliga utskov eller pelare.

En sammanställning av data insamlad under 2024 över installerade spännstag till lucklager i svenska anläggningar visas i Tabell 4. Totalt samlades data in från sju anläggningar där totalt 122 spännstag var installerade. I fem av anläggningarna där spännstagen var installerade i befintliga dammpelare var spännstagen av lintyp där varje spännstag bestod av 19 linor. I de fall som spännstagen installerats i befintliga dammpelare utgörs förankringen av cementinjektering av den fasta längden, d.v.s. på samma sätt som för bergförankringar. Korrosionsskyddet utgjordes i samtliga av dessa fall av dubbelt korrosionsskydd. I de fall där nya dammpelare har uppförts utgörs istället den passiva förankringen av ingjutna förankringar. Detta innebär att den passiva förankringen med tillhörande foderrör samt spännstålet installerades tillsammans med övrigt ingjutningsgods före gjutningen. Information kring utformningen av korrosionsskyddet saknas. Sannolikt utgörs det endast av rostskyddsfett vilket injekterats i foderröret. Ett alternativ är att varje lina försetts med fettfyllda plasthöljen och att foderröret sedan injekterats med rostskyddsfett.

Sammanställningen visar att det för de äldre anläggningarna, där spännstagen installerats i samband med byggandet av anläggningen, användes spännstag av stångtyp. Det står också klart att det saknas detaljerad information om dessa spännstag, dvs. dimensioner på spännstålet, uppspänningskraft och utformning av korrosionsskydd.

Av de svar som inkommit framgår att det saknas dokumenterade erfarenheter från både installationen och driften av spännstag till lucklager. Vidare har ingen av anläggningsägarna något specifikt åldringshanteringsprogram för dessa spännstag. Detta innebär att det saknas regelbunden kontroll av stagens spännkraft. Kontroller försvåras av att spännstagens placering medför att spännkraftsmätningar är väldigt svåra att utföra. Spännkraftsmätningar har heller inte föreskrivits i samband med dimensioneringsarbetet, vilket i sin tur medfört att konstruktionerna inte har utformats för att spännkraftsmätningar ska kunna utföras, t.ex. genom installation av plattformar från vilka mätningar kan utföras.

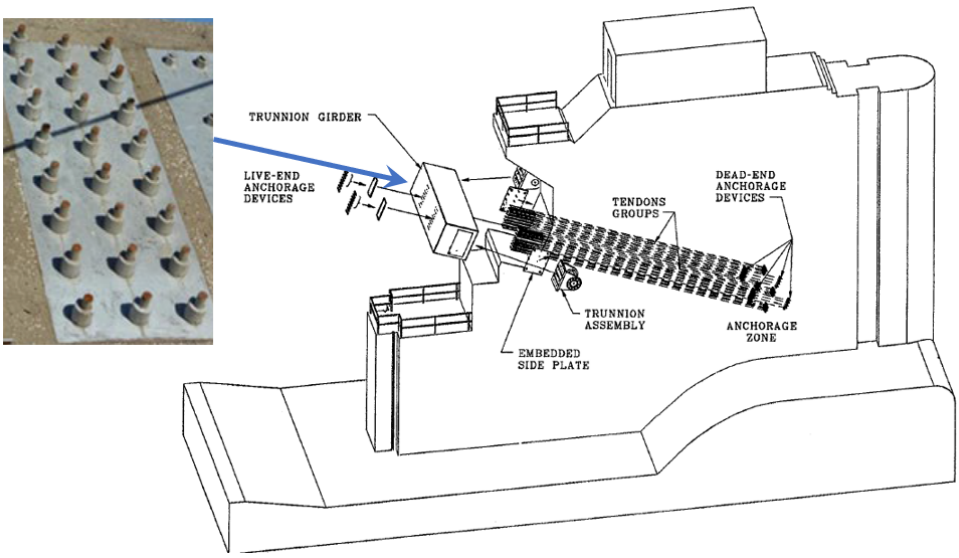
Tabell 4. Sammanställning över spännstag till lucklager i svenska anläggningar (2024).

Anläggning	Antal spännstag	System	År	Spännkraft / kN
1	16	Linor, 6–19	2014	3 500
2	24	Linor, 5–19	2005	2 300
3	14	Linor, 6–19	2010	3 500
4	12	Linor, 6–19	-	3 500
5	8	Linor, 6–19	2020	2 350
6	24	Stång	1955	
7	24	Stång	1956	

3.6.2 Spännstag i nordamerikanska anläggningar

I USA är en vanligt förekommande lösning för förankring av lucklager en stål- eller betongbalk i vilken lagren är monterade. Ofta är lucklager till två luckor infästa i samma balk då det är en lucka på vardera sida om pelaren. Balken är sedan förankrad till dammpelaren med spännstag av antingen stång- eller lintyp [70]. Förankringen av den passiva änden utgörs vanligtvis av förankringsplattor eller liknande som gjutits in i betongen, se Figur 3 12. Spännstagen är installerade i foderrör och korrosionsskyddet utgörs antingen av cementbruk eller rostskyddsfett. Denna lösning med spännstag introducerades i början av 1960-talet och de äldsta konstruktionerna har därför varit i drift i över 60 år [71]. Konstruktionen som visas i Figur 3 12 är ett exempel på utformningen såsom den rekommenderas i nuvarande konstruktionsriktlinjer. De äldre befintliga lösningarna har en liknande utformning dock med äldre krav på bl.a. korrosionsskyddet av spännstagen. Spännkraftsmätningar utförs med regelbundna intervall vid tillfällen då vattenlasten på luckorna är som lägst under året, d.v.s. när magasinet är som lägst.

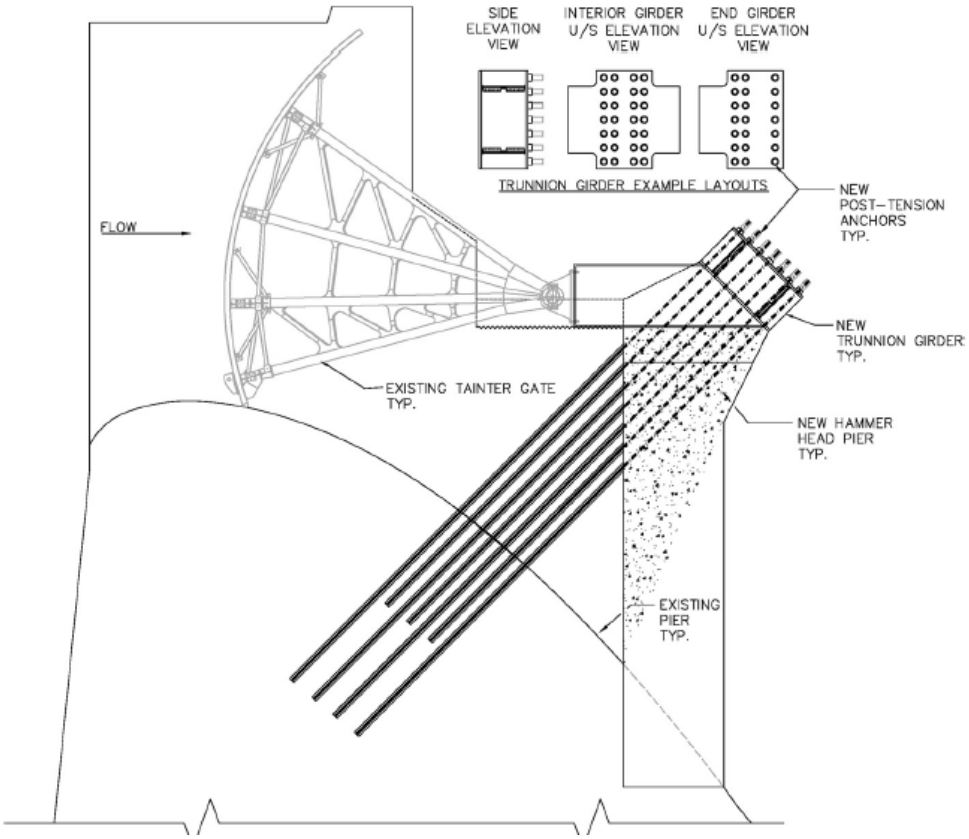
Figur 3-12. Exempel på utformning av förankring av lucklager med spännstag [70].



Det finns ett antal rapporterade fall där spännstag av stångtyp som förankrar den typ av lucklager som visas i Figur 3 12 har gått till brott. I [72] rapporterades att totalt 5 371 spännstag installerade på tio olika anläggningar undersöktes under en tioårsperiod. På två av anläggningarna konstaterades det att 278 spännstag hade begynnande korrosionsangrepp. Dessutom var flera av de utstickande delarna på spännstagen kraftigt böjda och därmed försvårades även utförandet av spännkraftsmätningar. Vid åtta av de inspekterade anläggningarna hade totalt 22 spännstag gått till brott. På två av anläggningarna där fem respektive sju spännstag gått till brott utfördes mer noggranna undersökningar. Några av de brustna spännstagen hade på dessa två anläggningar skjutits iväg och trängt igenom skyddshuven [73]. Brotten på majoriteten av spännstagen inträffade i den fria längden i anslutning till den passiva ingjutna förankringen. De trasiga spännstagen demonterades och laboratorieundersökningar genomfördes för att fastställa orsaken till brotten. Resultaten visade att samtliga brott var av spröd karaktär, ingen plastisk deformation hade skett i samband med brotten. Vidare uppvisade spännstålet samma låga brottenergi som spännstålen i Älvkarleby kraftverk, se avsnitt 3.2. Detta medförde att spännstålet var betydligt mer känsligt för spänningskorrosion. Brottorsaken bedömdes vara spänningskorrosion orsakat av fukt som trängt in till stålet. Dessutom konstaterades defekter från tillverkningen som orsakade spänningskoncentrationer vid brottytorna, vilket sannolikt initierade brotten. Resultaten ger ytterligare indikationer på eventuella materialbrister i äldre spännstag av stångtyp vilket kan medföra plötsliga spröda brott. Bristfälligt korrosionsskydd som t.ex. möjliggör att fukt kan tränga och komma i kontakt med spännstålet förhöjer risken för spänningskorrosion med brott som följd. Dessa typer av brott är mycket svåra att förutspå eftersom både korrosionsskyddets status samt spännstålets egenskaper inte kan undersökas på befintliga spännstag. Förebyggande åtgärder är av samma anledning svåra att vidta. Istället bör en riskbedömning utföras baserad på information kring utformningen av befintliga spännstag. I de anläggningar där risken för brott bedöms vara förhöjd bör en åtgärdsplan tas fram i det fall ett spännstagsbrott inträffar.

Baserat på de konstaterade problemen med den äldre konstruktionen för infästning av lucklager i dammpelare presenteras ett åtgärdsförslag i [74]. Konceptet innebär att det bärande systemet till lucklagret ersätts med ett nytt samtidigt som luckan hålls i drift så länge som möjligt. Den befintliga dammpelaren kompletteras med en ny betongkonstruktion på nedströmssidan. I denna betongkonstruktion installeras sedan den nya bärbalken för lucklagren. Bärbalken förankras med nya spännstag som installeras genom att hål borras ner i befintlig dammpelare där de förankras genom cementinjektering av förankringslängden. Efter att detta utförts tas luckan ur drift. Den befintliga balken i vilken lucklagren är installerade kopplas därefter till den nya balken.

Figur 3-13. Exempel på utformningen av nytt bärsystem för lucklager för ersättning av befintligt [74].



3.6.3 Sammanfattning

Resultaten från sammanställningen visar att det finns begränsat med information tillgänglig om spännstag som förankrar lucklager, både avseende utformning och erfarenheter från drift. I svenska anläggningar har inte några brott eller skador rapporterats. Ingen av de anläggningsägare som har bidragit med underlag har ett åldringshanteringsprogram för denna typ av spännstag. Detta medför att statusen för dessa spännstag är i princip är okänd. I USA där både brott och skador rapporterats utförs både spännkraftsmätningar regelbundet och även olika OFP-metoder används för statusbedömning.

Eftersom spännstagen och spännkraften är direkt avgörande för dammluckornas funktion och därmed anläggningarnas dammsäkerhet bör spännkraftsmätningar utföras med samma intervall som för övriga spännstag i enlighet med [5], t.ex. vart fjärde till sjätte år för anläggningar i dammsäkerhetsklass A. I de fall det är praktiskt möjligt så bör spännstagen förses med lastceller. I sådana fall behöver inte spännkraftsmätningar på de instrumenterade spännstagen utföras med regelbundna intervall i enlighet med rekommendationerna i [5].

Brott på ett eller flera spännstag i samband med en spännkraftsmätning kan få allvarliga konsekvenser, såsom t.ex. att luckan inte kan manövreras p.g.a. snedställning i lucklagren, eller brott i lucklagret med luckhaveri som följd. Spännkraftsmätningar måste därför ur både ett dammsäkerhets- och arbetsmiljöperspektiv utföras med viss försiktighet så att risken för skador på spännstagen minimeras. Förutom kraven för spännkraftsmätningar i [5] bör följande åtgärder vidtas.

- Personalen som utför mätningen ska under själva lift-offmätningen befinna sig på en nivå som är högre än eller i nivå med luckans överkant. Ett krav är därför att domkraften ska kunna manövreras på distans. Exempelvis i de fall då en plattform och ställning monteras för åtkomst till spännstaget så ska ingen uppehålla sig på de temporära bärverken under tiden som domkraften verkar på spännstaget.
- Dammluckan ska inte vara i drift och bör dessutom vara avnålad, d.v.s. inte ha någon belastning av vattenlast. I det fall det inte är möjligt att nåla av luckan ska mätningarna utföras under den tidpunkt då vattenlasten uppnår årsminimum.
- Höjningen av kraften under mätningen bör utföras med försiktighet. Kraften ska endast höjas så att tillräcklig förlängning för att bestämma lift-off kraften erhålls och inte till tidigare förbestämda kraftnivåer. Förlängningen av spännstaget ska övervakas under hela mätningen och förlängningen bör inte överskrida 0,05 % av spännstagets fria längd. När denna förlängning uppnåtts ska krafthöjningen avbrytas. Kraften som appliceras på spännstaget bör dessutom inte överskrida 110 % av uppspänningskraften.

4 Riskbedömning av spännstag med enkelt korrosionsskydd

Baserat på resultaten i avsnitt 3 rekommenderas att en riskbedömning avseende risken för korrosionsskador med eventuellt brott som följd utförs för spännstag med enkelt korrosionsskydd. Riskbedömningen är ett stöd i upprättandet av ett inspektionsprogram enligt [5] eller för att göra en första riskanalys av en befintlig spännstagsportfölj där spännstagens status är bristfälligt dokumenterad eller okänd. Resultatet från riskbedömningen kan då användas för att identifiera de spännstag där åtgärder bör prioriteras. För spännstag med dubbelt korrosionsskydd behöver inte någon riskbedömning utföras.

Riskbedömningen utförs i sex steg enligt Tabell 5 där varje steg ger en riskpoäng mellan 1 och 3. När samtliga steg är genomförda summeras risknivåerna till en slutlig risksumma. Baserat på risksumman så hamnar spännstaget i en av tre riskkategorier, hög (7–9 p), medel (5-6) eller låg (0-4). I steg 5 så kan den totala risksumman minskas med 2 riskpoäng om hela spännstaget är installerat ovanför vattenytan i den dämmande konstruktionen, d.v.s. det föreligger inte någon risk att vatten kan tränga in till spännstaget. Risksumman kan minskas med ytterligare 1 riskpoäng i steg 6 om spännstaget dessutom är installerat horisontellt i konstruktionen.

I det första steget anges om spännstaget är av stång- eller lintyp. Resultaten i föreliggande rapport visar att korrosionsskyddet för stångbaserade system i vattenkraftsanläggningar utgjordes av antingen enkelt korrosionsskydd eller cementinjektering. Linbaserade system som i princip samtliga installerades efter 1990 är nästan uteslutande försedda med dubbelt korrosionsskydd. Sannolikheten att spännstaget har ett bristfälligt korrosionsskydd är således betydligt högre för ett stångbaserat system jämfört med ett linbaserat. Speciellt med tanke på att det installerats stångbaserade system på 2000-talet som försetts med enkelt korrosionsskydd i form av Densobinda. Dessutom finns indikationer på en kraftigt förhöjd känslighet för spänningskorrosion p.g.a. materialbrister för stångbaserade system. Därav anledningen att ett stångbaserat system har fått en högre risknivå.

I det andra steget görs en bedömning kring korrosionsskyddet på spännstaget. Tre olika alternativ finns som identifierats från rapportens resultat: Densobinda, fettfyllt plasthölje samt fettfyllt foderrör. Dessa tre olika korrosionsskyddsmetoder har getts olika risknivå där Densobinda graderats högst eftersom resultaten visar att den är förknippad med en förhöjd korrosionsrisk samt har osäker beständighet över tid. Den är dessutom inte en godkänd metod enligt dagens standard och har heller aldrig rekommenderats annat än för temporära spännstag enligt äldre standarder och rekommendationer. De andra två korrosionsskyddsmetoderna innefattar båda enstaka komponenter som ingår i dubbelt korrosionsskyddet, se avsnitt 1.3. De består båda av en skyddsbarriär av plast fylld med rostskyddsfett. Fettfyllt plasthölje innebär att spännstålet försetts med ett tunt lager rostskyddsfett och sedan inneslutits i ett skyddshölje av plast. Något ytterligare korrosionsskydd finns inte. För linbaserade system är varje enskild lina försedd med ett eget skyddshölje och för stångbaserade system så täcks hela stången. Fettfyllt foderrör

innebär att hela spännstaget omsluts av ett foderrör fyllt med rostskyddsfett. Detta bedöms vara mer tillförlitligt då mängden rostskyddsfett är betydligt större än för spännstag med skyddshöljen av plast.

I steg tre och fyra kontrolleras hur den fysiska installationen i själva betongkonstruktionen utförts. Steg tre kontrollerar om spännstagets aktiva ände är installerat i en brunn, d.v.s. nedsänkt i konstruktionen. Detta har identifierats som en ökad korrosionsrisk p.g.a. obefintlig eller bristfällig dränering av sådana typer av nedsänkningar. Orsaken är den ökade risken för att skyddshuven hamnar helt eller delvis nedsänkt i vatten. Denna risk är betydligt lägre för spännstag som installerats i jämnhöjd med eller på en upphöjning i konstruktionens överyta, se Figur 4-1. I steg fyra kontrolleras om den aktiva änden är skyddad av en sekundär skyddshuv ofta en plåthuv som innesluter hela den primära skyddshuven och ankarplattan på spännstagets aktiva ände. Detta minskar ytterligare risken för stående vatten i kontakt med den aktiva änden.

I steg 5 så kan den totala risksumman minskas med 2 riskpoäng om spännstaget är installerat ovan vattenytan i den dämmande konstruktionen. Detta minskar avsevärt risken för att vatten ska förekomma längs spännstagets fria längd p.g.a. sprickor i konstruktionen. I det sista steget, steg 6, så kan risksumman minskas med ytterligare 1 riskpoäng om spännstaget dessutom är installerat horisontellt i konstruktionen vilket ytterligare minskar risken för vatten både längs fria längden och att den aktiva änden blir stående i vatten.

Tabell 5. Riskbedömningen för spännstag med enkelt korrosionsskydd.

Steg	Parameter	Alternativ	Riskpoäng
1	Spännstagssystem:	Stång	3
		Linor	1
2	Korrosionsskydd:	Densobinda	3
		Fettfyllt plasthölje	2
		Fettfyllt foderrör	1
3	Aktiv ände i brunn:	Ja	3
		Nej	1
4	Sekundär skyddshuv:	Ja	3
		Nej	1
5	Spännstag ovan vattenytan:	Ja	-2
6	Horisontellt spännstag:	Ja	-1

Figur 4-1. Exempel på olika installationer av spännstags aktiva ände. De två vänstra figurerna visar exempel på installationer i jämnhöjd med eller högre än konstruktionens överyta. De högra bilderna visar exempel där de aktiva ändarna är nedsänkta i konstruktionen.

Rekommenderade åtgärder utförs sedan utifrån riskkategorin, se Tabell 6. För samtliga riskkategorier ska ett inspektionsprogram i enlighet med [5] upprättas. För den lägsta riskkategorin behöver inga åtgärder utföras annat än att följa rekommendationerna för inspektionsprogram i [5]. För riskkategorin medelhög risk bör en inspektion med verifikationstest enligt [5], d.v.s. okulär inspektion med spännkraftsmätning, utföras inom ett år. För den högsta riskkategorin bör en inspektion med verifikationstest utföras omgående, d.v.s. inom sex månader. En ökad inspektionsfrekvens för inspektioner med verifikationstest bör dessutom övervägas med ett inspektionsintervall på 3–4 år.

Tabell 6. Rekommenderade åtgärder baserat på resultatet från riskbedömningen.

Risksumma	Riskkategori	Rekommenderade åtgärder
0–4	Låg	Inga extra åtgärder aktuella. Följ rekommendationerna för inspektionsprogram i [5].
5–6	Medel	Inspektion med verifikationstest enligt [5] bör utföras inom ett år för att fastställa status.
7–9	Hög	Inspektion med verifikationstest enligt [5] bör utföras inom sex månader för att fastställa status. Ökad inspektionsfrekvens för inspektioner med verifikationstest rekommenderas, 3–4 år.

5 Slutsatser

Följande slutsatser kan dras från resultaten i föreliggande rapport.

- Före mitten av 1990-talet användes inte dubbelt korrosionsskydd på spännstag i svenska vattenkraftsanläggningar. Dubbelt korrosionsskydd kravställdes inte i normer vid denna tid utan var endast en rekommendation. Dessförinnan var enkelt korrosionsskydd det dominerande. Tillförlitligheten i de tidigare typerna av korrosionsskydd är osäker och de är förknippade med en betydligt högre risk för korrosionsangrepp.
- Korrosionsskyddet för samtliga spännstag av stångtyp i svenska vattenkraftsanläggningar utgörs av enkelt korrosionsskydd. Mest förekommande är användandet av Densobinda, vilket använts så sent som 2004. Densobinda är inte lämpligt som korrosionsskydd för spännstag då det inte ger ett tillförlitligt korrosionsskydd över tid.
- För spännstag av stångtyp är en vanligt förekommande brist att brunnarna i vilka spännstagen är installerade är vattenfyllda. Orsaken är bristande underhåll eller bristfällig dränering. Följden är en kraftigt ökad korrosionsrisk och därmed ökad risk för spännstagsbrott då spännstagens aktiva förankring står under vatten.
- För äldre spännstag av stångtyp, installerade före 1990, finns det indikationer både från svenska och amerikanska anläggningar på en förhöjd risk för spröda brott. Orsaken är brister i materialet vilket kraftigt ökar känsligheten för spänningskorrosion. I kombination med bristerna i korrosionsskyddet som observerats för denna typ av spännstag medför detta en förhöjd risk för brott jämfört med andra typer av spännstag.
- Det finns generellt väldigt lite publicerad information kring långtidsegenskaper och status på cementinjekterade spännstag. De resultat som finns från demonterade spännstag inom vattenkraften har visat att spännstagen är i god kondition.
- En vanlig metod för indirekt statusbedömning av cementinjekterade spännstag är användandet av s.k. teststag. I varje konstruktionsdel har ett eller ett fåtal spännstag inte injekterats och är därmed provningsbara. Spännkraftsmätningar utförs på teststagen och resultaten anses vara representativa för de cementinjekterade spännstagen. Erfarenheter från andra branscher har indikerat att resultaten från spännkraftsmätningar på provningsbara spännstag är i samma storleksordning som för cementinjekterade. Under förutsättning att statusen avseende skador är densamma samt att spännstagen är installerade i samma konstruktion kan sannolikt resultaten från mätningar på provningsbara spännstag vara representativa för cementinjekterade. Osäkerheterna i denna metod är dock stora då statusen avseende skador på de cementinjekterade spännstagen inte går att kontrollera.
- Få fall rörande brott på bergsförankrade spännstag finns publicerade. För spännstag installerade före 1995 (utan dubbelt korrosionsskydd), är den dominerande orsaken (85% av fallen) till brott korrosion p.g.a. brister i korrosionsskyddet. För spännstag med dubbelt korrosionsskydd så har brotten

inträffat i samband med installationen p.g.a. brister i dimensionering eller utförande.

- Det finns väldigt lite information kring spännstag som förankrar lucklager till dammpelare. I svenska anläggningar omfattas inte spännstagen av något åldringshanteringsprogram vilket medför att statusen på denna typ av spännstag är okänd. Spännstag till lucklager bör därför ingå i åldringshanteringsprogram inom vilka spännkraftsmätningar utförs med regelbundna intervall.
- I dagsläget finns inga praktiskt applicerbara oförstörande provningsmetoder för varken bestämning av spännkrafter eller för statusbedömning av spännstag. De finns flertalet metoder som är under utveckling och som i framtiden skulle kunna appliceras på spännstag i vattenkraftsanläggningar. Metoder för statusbedömning av spännstag är mer teknologiskt mogna och kommer sannolikt kunna appliceras tidigare än metoder för bestämning av spännkrafter. När det gället metoder för bestämning av spännkrafter har de metoder som baseras på mätningar i ankarstycket eller ankarmuttern sannolikt störst potential att användas för vattenkraftsanläggningar.

6 Fortsatt arbete

Följande frågeställningar har uppkommit under projektets gång och bör utredas vidare:

- Mer information kring statusen på cementinjekterade spännstag i vattenkraftsanläggningar måste samlas in. Detta kan främst utföras genom okulära inspektioner av åtkomliga delar av installerade spännstag samt genom demontering av uttjänta spännstag. I samband med rivning av uttjänta spännstagsförstärkta konstruktionsdelar bör alltid noggrann demontering av spännstagen övervägas. Överborrning är den metod som bör användas eftersom denna metod sannolikt har minst negativ påverkan på spännstaget och injekteringsbruket. Förutsättningarna är därför goda att få ut hela spännstaget samt omkringliggande injekteringsbruk i befintligt skick.
- Mer information kring statusen på spännstag som förankrar lucklager måste sammanställas. Detta omfattar bl.a. insamling av data från anläggningsägare kring utformningen av spännstagen. Främst krävs dock tillståndsbedömningar med spännkraftsmätningar på flertalet anläggningar för att fastställa aktuell status på denna typ av spännstag i svenska anläggningar. Vidare bör även hela systemets mekaniska beteende undersökas vidare. Detta innefattar en mer detaljerad mekanisk analys som förutom själva spännstagen även inkluderar dammpelare, lucklager, luckben samt själva luckan. Syftet är då att bestämma spännstagens påverkan på säkerheten och driften av hela lucksystemet.
- Det finns flertalet lovande oförstörande provningsmetoder för både detektering av skador på spännstag samt för bestämning av spännkrafter. De metoder som främst bör fokuseras på för vidare utveckling är olika ultraljudsbaserade metoder för statusbedömning avseende skador och degraderingar av spännstag. Även ultraljudsbaserade metoder för bestämning av spännkrafter bör utvecklas vidare, då främst de som baseras på att mäta spänningar i ankarstycke eller ankarmutter.
- Undersöka om de befintliga oförstörande provningsmetoder som används för statusbedömning av bergbultar, Boltometern och RBTn, kan användas på bergförankringar. Då båda instrumenten har en begränsad inträngningsförmåga i bergbultar är det främst för kortare (upp till 6 m) stångbaserade spännstag som de första undersökningarna bör utföras.

7 Referenser

[1] RIDAS – Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, Energiföretagen, 2019.

[2] Lundqvist P., Bernstone C., Sammanställning över spännstag inom vattenkraften, Energiforskrapport 2017:398, 2017.

[3] Lundqvist P., Bernstone C., Marklund A., Nilsson C-O., Övervakning av status på vattenkraftens spännstag Energiforskrapport 2018:545, 2018.

[4] Lundqvist P., Bernstone C., Marklund A., Nilsson C-O., Rekommendationer för hantering av vattenkraftens spännstag, Energiforskrapport 2020:688, 2020.

[5] Lundqvist P., Bernstone C., Marklund A., Nilsson C-O., Riktlinjer för hantering av spännstag i vattenbyggnadskonstruktioner av betong, Energiforskrapport 2021:834, 2022.

[6] Bruce D. Wolfhope J. Rock Anchors for North American Dams: The Development of the National Recommendations (1974-2004), Ground Anchorages and Anchored Structures in Service 2007, 1 Jan 2007 (481–491).

[7] SS-EN 1997-1, Eurocode 7 – Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler, 2005.

[8] SS-EN 1537:2013, Utförande av geokonstruktioner – Förankringar, 2013.

[9] SS-EN 1992-1-1:2005, Eurocode 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner, del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader, 2008.

[10] FIP, Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages, State of the art report, 1986.

[11] BS8081:1989, British standard code of practice for ground anchorages. British Standards Institution, London, 1989.

[12] Merrifield :, Möller O., Simpson B., Farrell E., European practice in ground anchor design related to the framework of EC7, Proceedings of the 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Paris, 2013

[13] DIN 4125 1990, Ground Anchorages – Design, construction and testing. Deutches Institut für Normung, 1990.

[14] Graham J., Solera S., Sanchez C., Investigating rock anchorage failure at major road cut in Wales, Forensic Engineering, Volume 169 Issue FE3, 2016.

[15] Cederström M., Dam Safety: Investigating failures of post-tensioned anchors, Hydro Review, 2009.

[16] G. Heslin, D.A. Bruce, G.S. Littlejohn, T. Westover, Performance of Aging Post-Tensioned Rock Anchors in Dams, Engineering, Environmental Science, 2010.

[17] Robert M. Ebeling, Ralph W. Strom, John E. Hite Jr., Richard W. Haskins, and James A. Evans, Assessing Corrosion Damage and Corrosion Progression in Multistrand Anchor Systems in Use at Corps Projects, ERDC TR-13-3, US Army Corps of Engineers, 2013.

[18] Barley A., The failure of a 20 year old anchored sheet pile quay wall on the Thames. Ground Engineering, 30, No. 2, pp. 42–45, 1997.

[19] Littlejohn S., Mothersille D., Maintenance and monitoring of anchorages: guidelines, Geotechnical Engineering 161, No. GE2, pp. 93–106, 2008.

[20] Weerasinghe R.B., Anson R.W.W., investigation of the long term performance and future behavior of existing ground anchorages, Ground anchorages and anchored structures, 1997.

[21] Wang Y., Sun X., Ren A., Investigations of rock anchor corrosion and its influence factors by exhumations in four typical field sites, Engineering Failure Analysis 101, pp. 357-382, 2019.

[22] Liao H.J., Lee W. F., Wang C-H., A tale of twin cut slopes in Taiwan, Forensic Engineering, Vol. 166, No. 2, 2013.

[23] Denso, Denso Tape, Technical data sheet, 2022.

[24] Topham C., Pattle A., Tanner D., Giudici O., Overcoring and extraction of post-tensioned anchors on two dams: unparalleled anchor condition assessment, ANCOLD Proceedings 2015.

[25] Bruce D., A., Wolfhope J., S., Hayes C., How to evaluate prestressed legacy anchors in dams, US Society on Dams, 2018.

[26] Eder R. W., Miller R. A., Baseheart M. T., Swanson J. A.,Testing of two 50-year-old precast post-tensioned concrete bridge girders, PCI Journal, Vol. 50, No. 3, pp. 90-95, 2005.

[27] Czaderski C., Motavalli M., Determining the remaining tendon force of a large scale 38-year-old prestressed concrete bridge girder, PCI Journal, Vol. 51, No. 4, pp. 56-68, 2006.

[28] Halsey J. T., Miller R., Destructive testing of two forty-year-old prestressed concrete bridge beams, PCI Journal, Vol. 41, No. 5, pp. 85-93, 1996.

[29] Saiidi M. S., Labia Y., Douglas B., Full-scale testing and analysis of 20-year-old pretensioned concrete box girders, ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 5, pp. 471-482, 1997.

[30] Chávez A.A, Gonzalez-Libreros J., Wang C., Capacci L., Biondini F., Elfgren L., Sas G., Assessment of residual prestress in existing concrete bridges: The Kalix bridge, Engineering Structures, Vol. 311, 2024.

[31] Saiidi M. S., Douglas B., Feng F., Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 7, pp. 2233-2241, 1994.

[32] Zhang B., Othmani C., Khelfa T., Zhang H., Lü C., Njeh A., Acoustoelastic guided and surface waves in waveguides with focus on non-destructive testing and structural health monitoring applications — A review of recent studies, International Journal of Non-Linear Mechanics, Vol. 167, 2024.

[33] Kralovanec J., Bahleda F., Moravcik M., State of prestressing analysis of 62-year-old bridge, Materials, vol. 15, 3583, 2022.

[34] Lundqvist P., Assessment of long-term losses in prestressed concrete structures – application for nuclear reactor containments, Doktorsavhandling, Konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola, 2012.

[35] Egle D.M., Bray D.E., Measurements of acoustoelastic and third-order elastic constants for rail steel, Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 60, No. 3, pp. 741-744, 1976.

[36] Hughes D.S., Kelly J.L., Second-order elastic deformations of solids, Physical Review, Vol. 92, No. 5, pp. 1145-1149, 1953.

[37] Chaki S., Bourse G., Stress level measurement in prestressed steel strands using acoustoelastic effect, Experimental Mechanics 49, pp. 673-681, 2009

[38] Chen H-L., Wissawapaisal K., Measurement of tensile forces in a seven-wire prestressing strand using stress waves, Journal of Engineering Mechanics 127, pp. 599-606, 2001.

[39] Treysséde, F., Investigation of the interwire energy transfer of elastic guided waves inside prestressed cables, Journal of the acoustical society of America, vol. 140, 498-509, 2016.

[40] McInerney M.K., Brenner M. W., Morefield S.W., Weber R. A., Carlyle J.M., Acoustic nondestructive testing and measurement of tension for steel reinforcing members, US Army corps of engineers, ERDC/CERL TR-21-20, 2021.

[41] Kleitsa D., Kawai K., Shiotani T., Aggelis D.G., Assessment of metal strand wire pre-stress in anchor head by ultrasonics, NDT&E International, Vol. 43, pp.547-554, 2010.

[42] Kleitsa D., Aggelis D.G., Iwamoto K., Shiotani T., Elastic wave simulation in ground anchors for the estimation of pre-stress, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 30, pp. 55-63, 2012.

[43] Lillamand I., Chaix J.F., Ploix M.A., Garnier V., Acoustoelastic effect in concrete material under uniaxial compressive loading. NDT&E International Vol. 43, pp.655- 660, 2010.

[44] Shokouhi P., Zoëga A., Wiggenhauser H., Nondestructive evaluation of stressinduced damage in concrete, Advances in Civil Engineering, Vol. 2010, article ID 740189, 2010.

[45] Payan C., Garnier V., Moysan J., Johnson P.A., Determination of third order elastic constants in a complex solid applying coda wave interferometry, Applied Physics Letters, Vol. 94, pp. 011904-1: 011904-3, 2009.

[46] Zhong B., Zhu J., Morcous G., Development of an NDT tool for in-situ assessment of prestress loss, University of Nebraska-Lincoln, Report SPR-P1(17) M074, 2010.

[47] Niederleithinger E., Wang X., Herbrand M., Müller M., Processing ultrasonic data by coda wave interferometry to monitor load tests of concrete beams, Sensors, vol. 18, 2018.

[48] Yang Y., Zhang S., Bao T., Wang Y., Feasibility of evaluating acoustoelastic coefficient of concrete under tensile stress with one-sided ultrasonic method, Materials Science and Engineering Vol. 774, 2020.

[49] Kim B.H., Jang J.B., Lee H.P., Lee D.H., Effect of prestress force on longitudinal vibration of bonded tendons embedded in a nuclear containment, Nuclear Engineering & Design 240, pp. 1281-1289, 2010.

[50] Cesare M.A., Holt J.D., Guy L.J., Integrity testing of post-tensioned steel trunnion rods, ASNT Research Symposium and Spring Conference, pp 129-133, 2010.

[51] Jia J., Zhang L., Ou J., Chen X., Nondestructive testing and health monitoring techniques for structural effective prestress, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 2023, 2023.

[52] Senhua Zhang, Jianting Zhou, Kui Tan, Hong Zhang, Ji Qian, Huiling Liu, Leng Liao, A prestress testing method for the steel strands inside in-service structures based on the electrical resistance, Measurement, Vol. 184, 2021.

[53] Ulriksen, P., Utvärdering av oförstörande provningsmetoder med möjliga tillämpningar inom kärnkraftteknikska betongkonstruktioner, Energiforskrapport 2008:24, 2008.

[54] Mazzatura I., Salvatore W., Caprili S., Celati S., Mori M., Gammino M., Damage detection, localization, and quantification for steel cables of post-tensioned bridge decks, Structures, Vol. 57, Nov. 2023.

[55] Fricker S., Vogel T., Site installation and testing of a continuous acoustic monitoring, Construction and Building Materials, Vol. 21, No. 3, 2007.

[56] Kot, P., Muradov, M., Gkantou, M., Kamaris, G.S., Hashim, K., Yeboah, D. Recent advancements in non-destructive testing techniques for structural health monitoring. Applied Sciences, vol. 11, 2750, 2021.

[57] Terzioglu T., Karthik M. M., Hurlebaus S., Hueste M., Maack S., Woestmann J., Wiggenhauser H., Krause M., Miller P. M., Olson L. D., Nondestructive evaluation of grout defects in internal tendons of post-tensioned girders, NDT & E International, Vol. 99, pp. 23-35, 2018.

[58] Alsharqawi M., Dawood T., Abdelkhalek S., Abouhamad M., Zayed T., Condition assessment of concrete-made structures using ground penetrating radar, Automation in construction, vol. 144, 2022.

[59] Kristensen A., L., Non-destructive testing of concrete structures in nuclear applications, Energiforskrapport 2016:245, 2016.

[60] Zima B., Rucka M., Non-destructive inspection of ground anchors using guided wave propagation, International journal of rock mechanics and mining sciences, Vol. 94, pp. 90-102, 2017.

[61] Kurz J.H., Laguerre L., Niese F., Gaillet L., Szielasko K., Tschuncky R., Treyssede F., NDT for need based maintenance of bridge cables, ropes and pre-stressed elements, Journal of civil structural health monitoring, 2013.

[62] Ray J.D., Thurmer C.R., Guided wave inspection of California department of water resources tainter gate posttensioned trunnion anchor rods – Oroville Dam, US Army corps of engineers, ERDC/ITL SR-22-3, 2022.

[63] Evans J.A., Haskins R.W., Detection of microcracks in trunnion rods using ultrasonic guided waves, US Army corps of engineers, ERDC/ITL TR-15-1, 2015.

[64] Lee J-S., Yu J-D., Nondestructive evaluation of grout defect in rock bolt using electromagnetic waves, Developments in the built environment, vol. 17, 2024.

[65] Bačić, M.; Gavin, K.; Saša Kovačević, M, Trends in non-destructive testing of rock bolts, Gradevinar, vol. 71 no. 10, pp. 823-831.

[66] Beard M. D., Lowe M-D. J., Non-destructive testing of rock bolts using guided ultrasonic waves, International journal of rock mechanics and mining sciences, vol.40, no. 4, pp. 527-536, 2003.

[67] Thurner H., Boltometer, Final report, Geodynamik AB, 1994.

[68] Thurner H., Bergbultning – referensbank, AMFO 84-0847, Geodynamik AB, 1994.

[69] Stepinski, T., Novel instrument for inspecting rock bolt integrity using ultrasonic guided waves, Measurement, vol. 177, 2021.

[70] U.S. Army, Corp of Engineers, Design of spillway tainter gates, EM 1110-2-2702, 2000.

[71] O´Donnell K.O., Prestressed concrete anchorages for large tainter gates, Proceedings 10th Annual convention of the Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, 1964.

[72] Zatar W., Nghiem H., Ray J., Nguyen H., Anderson S., Evaluating post-tensioned trunnion girders: a comparative study of scale model tests and numerical analyses, Structural health monitoring, 2023.

[73] Poiroux, G. V., Post-tensioned trunnion anchor rod testing, West Point Dam and R.F. Henry Dam, Proc., 31st Annual USSD Conf. on 21st Century Dam Design—Advances and Adaptations, 459–476, 2011.

[74] Abela C.M., Conceptual review of the use of high-strength grouted post-tensioned anchor bars to retrofit or replace tainter gate anchorage systems, Structural Design and Construction, 2018.

Bilaga A: Rapporterade fall med brott på spännstag

Anläggning #	Konstruktionstyp	Spännstag	Korrosionsskydd	Installationsår	Ålder / år	Antal spännstag	Brottlokalisation	Brottorsak
1	Konstruktioner under mark	Stång	Cementinjektering	1955	26	1	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
2	Stödmur	Linor	Cementinjektering	1963	2	3	Förankringszonen	Korrosion, brister i injektering
3	Stödmur	Trådar	Cementinjektering	1969	< 1	6	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
4	Stödmur	Trådar	Cementinjektering	1971	< 1	2	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
5	Berg- och jordstabilisering	Stång	Cementinjektering	1980	3	10	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
6	Stödmur	Trådar	Enkelt med foderrör	1970	2	enstaka trådar	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
7	Berg- och jordstabilisering	Stång	Dubbelt	1996	6	2	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
8	Stödmur	Stång	Dubbelt	2001	< 1	-	-	Korrosion, överbelastning
9	Damm	Linor	Dubbelt	2014	<1	4	Fria längden	Brott på enstaka linor, orsak ej klarlagd
10	Damm	Linor	Dubbelt	2015	< 1	1	Fundament	Underdimensionerat spännklack
11	Damm	Linor	Dubbelt	2018	< 1	1	betong/bruk	Bristfälligt injekteringsarbete

Anläggning #	Konstruktionstyp	Spännstag	Korrosionsskydd	Installationsår	Ålder / år	Antal spännstag	Brottlokalisation	Brottorsak
12	Damm	Trådar	Enkelt	1955	16	4	Nära ankarplattan	Korrosion
13	Konstruktioner under mark	Trådar	Enkelt	1959	< 1	17	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
14	Stödmur	Linor	Enkelt	1960	8	3	Fria längden	Spänningskorrosion
15	Damm	Trådar	Enkelt	1964	< 1	2	Trådändar i ankarstycket	Materialbrister
16	Konstruktioner under mark	Trådar	Enkelt	1968	1	130	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
17	Stödmur	Linor	Enkelt	1969	-	-	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
18	Stödmur	Linor	Enkelt	1971	19	-	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
19	Damm	Linor	Enkelt	1974	5	-	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
20	Damm	Linor	Enkelt	1981	10	-	Nära ankarplattan	Korrosion, p.g.a. inträngande vatten
21	Damm	Stång	Enkelt	1989	33	1	Vid förankringszonen	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
22	Damm	Stång	Enkelt	1989	22	8	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i materialkvaliteten
23	Stödmur	Stång	Enkelt	1999	6	5	-	Materialbrister
24	Damm	Stång	Enkelt	1982	30	1	Nära ankarplattan	Korrosion

Anläggning #	Konstruktionstyp	Spännstag	Korrosionsskydd	Installationsår	Ålder / år	Antal spännstag	Brottlokalisation	Brottorsak
25	Damm	Trådar	Enkelt med foderrör	1934	31	4	Nära ankarplattan	Korrosion
26	Damm	Linor	Enkelt med foderrör	1952	< 1	2	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i stålkvalitet
27	Berg- och jordstabilisering	Trådar	Enkelt med foderrör	1969	5	1	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
28	Stödmur	Stång	Enkelt med foderrör	1969	10	8	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
29	Fundament	Linor	Enkelt med foderrör	1972	2	1	Ankarstycket	Korrosion
30	Fundament	Linor	Enkelt med foderrör	1973	11	2	Nära ankarplattan	Korrosion
31	Fundament	Linor	Enkelt med foderrör	1976	5	3	Förankringszonen	Korrosion, brister i injektering
32	Stödmur	Linor	Enkelt med foderrör	1976	3	1	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
33	Berg- och jordstabilisering	Linor	Enkelt med foderrör	1978	4	2	Nära ankarplattan	Korrosion, mekanisk belastning
34	Stödmur	Stång	Foderrör	1975	< 1	2	Fria längden	Materialbrister
35	Fundament	Trådar	Foderrör	1968	11	4	Nära ankarplattan	Korrosion, skador i stålet
36	Fundament	Trådar	Foderrör	1974	-	-	Nära ankarplattan	Transportskador på korrosionsskyddet
37	Stödmur	Stång	Foderrör	1977	< 1	2	Nära ankarplattan	Korrosion, väteförsprödning

Anläggning #	Konstruktionstyp	Spännstag	Korrosionsskydd	Installationsår	Ålder / år	Antal spännstag	Brottlokalisation	Brottorsak
38	Fundament	Stång	Inget	1960	< 1	2	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
39	Damm	Stång	Inget	1961	2	Ett fåtal	Fria längden	Korrosion
40	Konstruktioner under mark	Trådar	Inget	1968	3	2	Fria längden	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
41	Stödmur	Linor	Inget	1969	< 1	3	Fria längden	Utmattningskorrosion
42	Stödmur	Trådar	Inget	1971		2	Fria längden	Korrosion
43	Stödmur	Stång	Inget	1971	< 1	4	Nära ankarplattan	Korrosion
44	Stödmur	Stång	Inget	1971	< 1	-	Nära ankarplattan	Korrosion
45	Stödmur	Trådar	Inget	1972	< 1	-	-	Korrosion, mekanisk belastning
46	Bergförankring	Stång	Enkelt	1981	30	1	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
47	Bergförankring	Trådar	Enkelt	1992	21	220	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
48	Bergförankring	Trådar	Enkelt med foderrör	1976	22	10	Nära ankarplattan	Korrosion, brister i korrosionsskyddet
49	Lucklager	Stång	Enkelt med foderrör	1962	46	5	Vid förankringszonen	Korrosion, brister i materialkvaliteten
50	Lucklager	Stång	Enkelt med foderrör	1970	38	7	Vid förankringszonen	Korrosion, brister i materialkvaliteten

SPÄNNSTAG INOM VATTENKRAFTEN

Spännarmering i form av så kallade spännstag används inom vattenkraftsindustrin som en metod för att bland annat öka dämmande betongkonstruktioners stabilitet mot yttre laster. I och med att vattenkraftsanläggningar åldras och att det finns behov av att förlänga dess tekniska livslängd så förväntas användandet av spännstag att öka.

Sedan 2016 har det inom Energiforsks betongtekniska program inom vattenkraft utförts fyra delprojekt som undersökt olika aspekter kring spännstag. Resultatet av projekten blev en riktlinje för ett branschgemensamt förfarande av spännstags hantering inom vattenkraften. Det var dock vissa aspekter kring främst äldre typer av spännstag som endast behandlades översiktligt i riktlinjen.

I föreliggande rapport, som utgör en fortsättning på tidigare projekt, har därför fokus varit på främst äldre typer av spännstag och de speciella förutsättningar som gäller för dessa. Arbetet i föreliggande rapport har därför fokuserat på följande:

- Olika typer av korrosionsskydd och hur utformandet av dessa har ändrats över tid.
- Sammanställning över rapporterade fall kring brott på spännstag både från vattenkraften och andra branscher.
- Cementinjekterade spännstag, d.v.s. där hela spännstagets fria längd har injekterats med cementbruk.
- Spännstag med enkelt korrosionsskydd, d.v.s. spännstag med fri längd där en eller fler ingående komponenter från dubbelt korrosionsskydd saknas.
- Genomgång av olika typer av oförstörande provningsmetoder för applicering på spännstag.
- Spännstag som förankrar lucklager.

Ett nytt steg i energiforskningen

Forskningsföretaget Energiforsk initierar, samordnar och bedriver forskning och analys inom energiområdet samt sprider kunskap för att bidra till ett robust och hållbart energisystem. Energiforsk är ett politiskt neutralt och icke vinstutdelande aktiebolag som ägs av branschorganisationerna Energiföretagen Sverige och Energigas Sverige, det statliga affärsverket Svenska kraftnät, samt gas- och energiföretaget Nordion Energi. Läs mer på energiforsk.se.

Energiforsk