

Forskning

Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk

En sammanställning över konstruktion och material

Thomas Roth
Johan Silfwerbrand
Håkan Sundquist

December 2002

SKI:s perspektiv

Bakgrund

SKI har sedan en del degraderingar och skador uppdagades med början under första hälften av 90-talet i de svenska reaktorinneslutningarnas täta skal initierat en övergripande utredning kring reaktorinneslutningarna. Utredningen, vars syfte är att bilda ett samlat underlag för SKI:s bedömningar i samband med eventuella frågeställningar som kan inträffa i framtiden, omfattar flera delutredningar, av vilka föreliggande utgör en med en sammanställning över konstruktion och material i de svenska reaktorinneslutningarna. Delutredningen har genomförts vid Institutionen för Byggvetenskap, Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm.

SKI:s syfte

Huvudsakliga syftet med denna delutredning är att utgöra underlag när det gäller konstruktionsutformning och däri använda material i samband med eventuella frågeställningar som kan inträffa i framtiden. Det bör tilläggas att syftet för delutredningen har ändrats sedan den initierades kring mitten av 90-talet.

Resultat

Genom delutredningen har betydande data över inneslutningarnas konstruktionen och i dessa ingående material sammanställts. Utredningen visar dock att vissa materialdata för vissa anläggningar, främst Barsebäck och Ringhals 1, saknas. På sikt behöver dessa kompletteras för att SKI skall ha en mer komplett bild över använda materialdata i inneslutningarna.

Effekt på SKI:s verksamhet

Delutredningen ingår, som framgått ovan, i en mer omfattande utredning kring reaktorinneslutningar. Av den övergripande utredningen framgår en del identifierade forsknings- och utredningsinsatser.

Behov av fortsatt forskning

Utredningen har under resans gång visat att en del anläggningsägare har haft varierande kvalitet på sin dokumentation över inneslutningarnas konstruktion, och däri ingående konstruktionsmaterial. Vidare framgår av den övergripande utredningen att rapporterade degraderingar och skador i reaktorinneslutningarnas konstruktion, såväl i Sverige som utomlands, visar en ökande trend i takt med att inneslutningarna blir äldre. Därför behöver fortsatt skärpt uppmärksamhet riktas mot inneslutningsfrågor. En mer komplett dokumentation över inneslutningarnas konstruktion och dess tillstånd är nödvändig för att kunna göra bedömningar av degraderingar och skador som kan uppdagas framtiden.

Projektinformation:

SKI:s projekthandläggare: Gabriel Barslivo.

Andra projekt, som pågår eller nyligen avslutats, och som rör inneslutningsfrågor är bland andra:

Utredning kring reaktorinneslutningar- Konstruktion, degraderingar och skador samt kontroller och provningar, SKI rapport 02:58 (SKI.s övergripande utredning)

CONMOD - Concrete Containment Management using Finite Element Technique combined with in-situ Non-destructive testing of Conformity with respect to design and construction quality, ett för närvarande pågående EU-projekt, ärende: 14.42-010979/01170

Långtidsegenskaper hos reaktorinneslutningar av förspänd betong, ett doktorandprojekt vid Tekniska Högskolan i Lund, projektet pågår för närvarande, ärende: 14.42-010980/01171

Livslängdsfrågor för spännarmering i spännarmerade betongkonstruktioner, ett doktorandprojekt vid Kungliga Tekniska Högskolan, projektet pågår för närvarande, ärende: 14.42-990396/99188

Materialprovningprojekt vid Barsebäck 1, projektet pågår för närvarande, ärende 14.41-020909/02205

Seminarium kring reaktor inneslutningar i Sverige, genomfört under april 2002, ärende: 14.42-011161

Utredning angående potentiella hot mot inneslutningars täthet på grund av rörslag från tänkta rörbrott i ång- och matarvattenledningar, SKI rapport 01:7

Missilgenererade lasteffekter i kärntekniska anläggningar, SKI rapport 01:19

Lokala effekter på armerade betongkonstruktioner orsakade av missiler, ett projekt under beställning, ärenden: 14.42-020825/02195.

Forskning

Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk

En sammanställning över konstruktion och material

Thomas Roth
Johan Silfwerbrand
Håkan Sundquist

Kungliga Tekniska Högskolan
Institutionen för Bygghvetenskap
100 44 Stockholm

December 2002

Denna rapport har gjorts på uppdrag av Statens kärnkraftinspektion, SKI. Slutsatser och åsikter som framförs i rapporten är författarens/författarnas egna och behöver inte nödvändigtvis sammanfalla med SKI:s.

Sammanfattning

Bakgrund

På uppdrag av Statens kärnkraftinspektion har rapportförfattarna utfört en översiktlig genomgång av betong- och tillhörande konstruktionsfrågor för inneslutningarna till de svenska kärnkraftverken. Arbetet begränsas således till att behandla frågor som har att göra med betonginneslutningarna sedda som lastbärande strukturer.

I ett inledande skede av utredningen deltog TeknD Jesper Krus vid institutionen för byggkonstruktion i arbetet.

Avsikten med projektet, som vi ser det, är att långsiktigt samla kunskaper om statusen för de aktuella konstruktionerna för att kunna möta frågor som kan komma att ställas på sikt.

Genomförande

Arbetet har tillgått så att vi besökt samtliga verk och i samband med besöken gått igenom den dokumentation som finns angående betongfrågor för de aktuella konstruktionerna. Verken har efter besöken sammanställt materialet som sedan översiktligt genomgått av författarna. Ytterligare material har samlats in under 2001 genom en enkät. Detta material har inarbetats i föreliggande rapport. Tyvärr saknas dock fortfarande en del uppgifter.

Utvärdering av strukturell hållfasthet kopplad till krav på täthet har genomförts. I dagsläget har endast arbetet kunnat genomföras stickprovsvis eftersom tillräckligt underlag fortfarande i många fall saknas.

Resultat

Allmänt kan framhållas att de aktuella konstruktionerna, ur de allra flesta strukturella synpunkter, är lämpligt utformade och har mycket god säkerhet mot de belastningsfall som utgör funktionskrav för anläggningarna. Varje inneslutningskonstruktion syns ha utformats och byggts med den bästa kunskap som fanns vid aktuell byggtidpunkt.

Det kan i detta fall vara intressant att påpeka att vid tillkomsten av dessa anläggningar fanns i Sverige en mycket god samlad kunskap om hur man utformar och bygger grova betongkonstruktioner. Det cement som använts för de flesta grova betongkonstruktioner till kärnkraftverken, nämligen LH-cement, hade mycket goda egenskaper, kanske t.o.m. bättre än vad som det finns tillgång till idag. De senare byggda verken har byggts med andra cement och betongkvaliteter, men då har man delvis kompenserat detta genom val av högre nominella kvaliteter.

Miljön för konstruktionerna är gynnsam med hänsyn till risk för nedbrytning av betong, armering och tätplåtar. Kvarstående frågor utgörs av osäkerhet om risk för alkali-ballastreaktioner kan förekomma i betongen, metoder för fortlöpande kontroll av cementinjekterad spännarmering samt eventuella problem i samband med otillräckligt kringgjutna ingjutningsgods för genomföringar. Bedömningar av spänningsförluster i spännarmering kan behöva följas upp.

Slutsatser

Föreliggande utredning visar att dokumentationen för betongkonstruktionerna till inneslutningskonstruktionerna i de svenska kärnkraftverken är tämligen komplett sedan nya indata erhållits genom en enkätundersökning och inarbetats i rapporten.

Tyvärr saknas enkätsvar till en del uppgifter om Barsebäcks inneslutningar och det finns fortfarande inga uppgifter om cylinderväggarnas kompletterande slakarmering i inneslutningen till Ringhalsverket I.

Denna rapport har som målgrupp ingenjörer och andra som önskar skapa sig en bild över hur reaktorinneslutningar av förspänd betong i de svenska kärnkraftverken är dimensionerade och utförda.

Nyttillkommande strukturella frågor om inneslutningskonstruktionerna skall utvärderas med utgångspunkt från aktuella egenskaper hos ingående material och inte efter de materialdata som gällde vid projekteringstillfället.

Syftet med detta forskningsprojekt är att öka kunskapen om livslängdsfrågor för spännarmering i betongkonstruktioner, dels generellt, dels med inriktning mot svenska kärnkraftsreaktorer och svenska broar. Såväl vidhäftande som icke vidhäftande spännarmering skall behandlas.

Förslag till åtgärder

Denna rapport innehåller en beskrivning över inneslutningskonstruktionerna för varje svenskt kärnkraftsverk. Uppgifter finns dels redovisade i löpande text, dels sammanställda i tabeller i Appendix A.

Avsikten är att dokumentationen senare skall byggas på och kompletteras när ny information i form av ytterligare uppgifter om konstruktionerna eller materialet och nya mätresultat kommer fram inom projektet.

Spännkraftförluster

Dimensionering av spännarmerade betongkonstruktioner baseras bl.a. på kunskaper om tidsberoende förändringar i materialegenskaper i betong (krypning och krympning) och spännstål (relaxation). Avsikten är att följande moment skall ingå i det fortsatta arbetet:

- allmän utvärdering,
- provning av armering och betong,
- bedömning av risk för försprödning av spännstål,
- jämförelser med normer,
- modellering av stålets relaxation,
- endimensionell modellering av spännkraftsförluster,

- hänsyn till förhöjd temperatur, temperaturväxlingar, samtida korrosion och mekanisk påkänning, friktion mellan armering och betong samt betongens elasticitet, krympning och krypning.

Beräkning av betonginneslutningens kapacitet vid övertryck och vid förhöjd temperatur

Följande moment ingår:

- Allmän utvärdering av konstruktionens kapacitet att klara inre tryck.
- Analys av provtryckningar.
- Tolkning / direkt utvärdering av resultat från mätningar av spännkraft i svenska reaktorinneslutningar.

Laboratorieprovningar av spännstål

Provningar av spännstålets spänningstöjningssamband under cykliskt förhöjd temperatur och långtidslast samt resterande hållfasthet bör genomföras.

Projektet syftar till att studera ovan nämnde problem. För att lösa dessa har erfarenheter från de svenska kärnkraftsverken samlats in. Kompletterande mätningar och laboratorieförsök kommer att genomföras.

Abstract

Background

The authors have been commissioned by the Swedish Nuclear Power Inspectorate (Statens kärnkraftinspektion SKI) to produce a concise overview (state of the art report) of the specification for concrete used for the containments of Swedish nuclear power stations including relevant design and construction questions.

The introductory part of the analysis was compiled by Dr. Jesper Krus from the Department of Structural Engineering at KTH.

The purpose of project is the long-term accumulation of knowledge related to the status of existing structures in order to facilitate answers to questions that may arise in the future.

Method

We have visited all the power stations in Sweden and in conjunction with these visits we have gone through all the relevant documents relating to the constructional concrete. The works have, after each visit, compiled the requested material, which have subsequently been cursorily studied by the authors. Further information has been gathered during 2001 through a survey. Unfortunately, there is still a lack of some data.

An assessment of the structural integrity, related to the question of cracking and hence seepage, has been conducted. Currently, the work has only been done on a random sampling basis as in many cases important information is still missing.

Results

Generally, it can be said that the relevant constructions are, from a structural integrity point-of-view, correctly designed and detailed and have very high safety margins for the load cases which constitute the functional demands placed upon the installation. Each containment structure (vessel) appears to have been designed and built using the best available knowledge at the time of construction.

It may be of interest to note that when these structures were built there was a very high level of competence and experience of how to design, detail, and construct large concrete structures. The cement used for the majority of these large concrete structures forming nuclear power stations, namely a slowly hardening cement (LH cement), had very good properties, perhaps even better than those available today. Later structures were built with other cements and concrete mixes, although this has been partly compensated for by a choice of a higher nominal quality.

The environment is favourable regarding potential degradation of the concrete, the reinforcement steel and the steel liner. Questions remain regarding the uncertainties of the methods used for continuous inspection of the cement injected prestressing steel. This is even

the case for possibly insufficient injection around grouting mounting parts for manholes and other openings. Assessment of prestressing losses may also require attention.

Conclusions

Current investigation shows that the documentation on the concrete containment structures of the Swedish nuclear power stations is fairly complete after the authors have obtained new information through a survey during 2001 and included these data in the report.

Unfortunately, there are still some missing data on the Barsebäck containment structures and there is no information available regarding the supplementary reinforcement in the cylinder walls of the Ringhals I containment structure.

The target group of this report are structural engineers and other people interested in knowing how the prestressed concrete containments in the Swedish nuclear power stations are designed, detailed and constructed.

Uprising questions regarding the structural behaviour of the containment structures ought to be evaluated by using present material properties and not the data describing the used building materials at the design stage.

The aim of this research project is to gain new knowledge on life span questions regarding prestressing steel in concrete structures, partly generally and partly with focus on Swedish nuclear power stations and Swedish bridges. The project covers both bonded and unbonded prestressing steel.

Suggestions for continuing work

This report describes the containment structures for all Swedish nuclear power stations. The information is both given in Chapters 5 through 16 and assembled in tables in Appendix A.

The intention is that the documentation shall grow and be supplemented as soon as new information, either new data describing the containment structures or new measuring results, will be obtained or produced within current research project.

Prestressing losses

Design and detailing of prestressed concrete structures are among others based on the knowledge of time-dependent material changes regarding concrete (creep and shrinkage) and prestressing steel (relaxation). The intention is that the following items will be treated:

- general evaluation,
- testing of prestressing steel and concrete properties,
- assessment of the risk of a time-dependent increase of brittleness of the prestressing steel,

- comparisons with codes,
- modelling of steel relaxation,
- unidimensional modelling of prestressing losses,
- regard to elevated temperatures, temperature changes, simultaneous corrosion and mechanical stress, friction between steel and concrete, concrete elasticity, concrete creep and concrete shrinkage.

Computing the structural capacity of concrete containments subjected to internal pressure and elevated temperature

Following items will be included:

- General evaluation of the structural capacity of the containment structure subjected to internal pressure.
- Analysis of full scale pressure tests.
- Interpretation and evaluation of measuring results from prestressing forces in Swedish containment structures.

Laboratory tests of prestressing steel

Tests on the relationship between prestressing steel stress and strain under periodically elevated temperature and long-term loading ought to be carried out as well as tests on remaining strength.

The project aims at studying the problems described above. In order to solve them, data have been assembled from the Swedish nuclear power stations. Supplementary measurements and laboratory tests will be conducted.

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
1.1	Allmänna förutsättningar och avgränsningar	1
1.2	Funktionskrav och generell utformning av inneslutningarna	1
1.3	Allmänt om nedbrytning av betongkonstruktioner	3
1.4	Frågor av särskilt intresse	4
1.5	Andra aktiviteter av intresse	4
1.5.1	Internationellt samarbete	4
1.5.2	Kunskaper inom näraliggande områden	4
1.5.3	Kända skador	5
2	Nedbrytning av konstruktioner	6
2.1	Nedbrytning av laster, funktionsbetingad nedbrytning	6
2.2	Nedbrytning av miljöfaktorer, miljöbetingad nedbrytning	6
2.3	Vilka betongkorrosionsproblem kan vara aktuella för betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk?	9
3	Beräknings- och dimensioneringsprinciper för betonginneslutningar	10
3.1	Förutsättningar	10
3.2	Betonginneslutningarnas statiska uppbyggnad	10
3.3	Exempel Forsmark I	13
4	Genomgång av betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk	16
5	Forsmarksverket I	17
5.1	Allmänt	17
5.2	Miljö	17
5.3	Uppbyggnad av inneslutning	17
5.3.1	Bottenplatta	17
5.3.2	Väggar	20
5.3.3	Tak	21
5.4	Rapporterade skador	22
5.4.1	Under byggskedet	22
5.4.2	Under driftskedet	22
5.5	Kontroll	22
5.6	Strukturell utvärdering	23
5.7	Kvarvarande frågor	23
5.8	Använd dokumentation	23
6	Forsmarksverket II	24

6.1	Allmänt	24
6.2	Miljö	24
6.3	Uppbyggnad av inneslutning	24
6.3.1	Bottenplatta	24
6.3.2	Väggar	25
6.3.3	Tak.....	26
6.4	Rapporterade skador	26
6.4.1	Under byggskedet.....	26
6.4.2	Under driftskedet.....	27
6.5	Kontroll	27
6.6	Strukturell utvärdering	27
6.7	Kvarvarande frågor	28
6.8	Använd dokumentation	28
7	Formarksverket III	29
7.1	Allmänt	29
7.2	Miljö	29
7.3	Uppbyggnad av inneslutning	29
7.3.1	Bottenplatta	29
7.3.2	Väggar	29
7.3.3	Tak.....	30
7.4	Rapporterade skador	31
7.4.1	Under byggskedet.....	31
7.4.2	Under driftskedet.....	31
7.5	Kontroll	31
7.6	Strukturell utvärdering	31
7.7	Kvarvarande frågor	32
7.8	Använd dokumentation	32
8	Ringhalsverket I	33
8.1	Allmänt	33
8.2	Miljö	33
8.3	Uppbyggnad av inneslutning	33
8.3.1	Bottenplatta	33
8.3.2	Väggar	33
8.3.3	Tak.....	35
8.4	Rapporterade skador	35
8.4.1	Under byggskedet.....	35
8.4.2	Under driftskedet.....	35

8.5	Kontroll	35
8.6	Strukturell utvärdering	36
8.7	Kvarvarande frågor	36
8.8	Använd dokumentation	36
9	Ringhalsverket II	38
9.1	Allmänt	38
9.2	Miljö	38
9.3	Uppbyggnad av inneslutning	38
9.3.1	Bottenplatta	38
9.3.2	Väggar	38
9.3.3	Tak	39
9.4	Rapporterade skador	40
9.4.1	Under byggskedet	40
9.4.2	Under driftskedet	40
9.5	Kontroll	40
9.6	Strukturell utvärdering	40
9.7	Kvarvarande frågor	40
9.8	Använd dokumentation	41
10	Ringhalsverket III	42
10.1	Allmänt	42
10.2	Miljö	42
10.3	Uppbyggnad av inneslutning	42
10.3.1	Bottenplatta	42
10.3.2	Väggar	44
10.3.3	Tak	45
10.4	Rapporterade skador	46
10.5	Kontroll	46
10.6	Strukturell utvärdering	46
10.7	Kvarvarande frågor	46
10.8	Använd dokumentation	47
11	Ringhalsverket IV	48
11.1	Allmänt	48
11.2	Miljö	48
11.3	Uppbyggnad av inneslutning	48
11.3.1	Bottenplatta	48
11.3.2	Väggar	48

11.3.3	Tak.....	49
11.4	Rapporterade skador	50
11.4.1	Under byggskedet.....	50
11.4.2	Under driftskedet.....	50
11.5	Kontroll	50
11.6	Strukturell utvärdering	50
11.7	Kvarvarande frågor	51
11.8	Använd dokumentation	51
12	Barsebäcksverket I.....	52
12.1	Allmänt.....	52
12.2	Miljö.....	52
12.3	Uppbyggnad av inneslutning.....	52
12.3.1	Bottenplatta	52
12.3.2	Väggar	56
12.3.3	Tak.....	61
12.4	Rapporterade skador	61
12.4.1	Under byggskedet.....	61
12.4.2	Under driftskedet.....	61
12.5	Kontroll	61
12.6	Strukturell utvärdering	61
12.7	Kvarvarande frågor	61
12.8	Använd dokumentation	61
13	Barsebäcksverket II	63
13.1	Allmänt.....	63
13.2	Miljö.....	63
13.3	Uppbyggnad av inneslutning.....	63
13.3.1	Bottenplatta	63
13.3.2	Väggar	63
13.3.3	Tak.....	64
13.4	Rapporterade skador	64
13.4.1	Under byggskedet.....	64
13.4.2	Under driftskedet.....	64
13.5	Kontroll	65
13.6	Strukturell utvärdering	65
13.7	Kvarvarande frågor	65
13.8	Använd dokumentation	65
14	Oskarshamnverket I	67

14.1	Allmänt	67
14.2	Miljö	67
14.3	Uppbyggnad av inneslutning	67
14.3.1	Bottenplatta	67
14.3.2	Väggar	68
14.3.3	Tak.....	69
14.4	Rapporterade skador	70
14.4.1	Under byggskedet.....	70
14.4.2	Under driftskedet.....	70
14.5	Kontroll	70
14.6	Strukturell utvärdering	70
14.7	Kvarvarande frågor	71
14.8	Använd dokumentation	71
15	Oskarshamnsverket II	72
15.1	Allmänt	72
15.2	Miljö	72
15.3	Uppbyggnad av inneslutning	72
15.3.1	Bottenplatta	72
15.3.2	Väggar	72
15.3.3	Tak.....	75
15.4	Rapporterade skador	75
15.4.1	Under byggskedet.....	75
15.4.2	Under driftskedet.....	75
15.5	Kontroll	75
15.6	Strukturell utvärdering	76
15.7	Kvarvarande frågor	76
15.8	Använd dokumentation	76
16	Oskarshamnsverket III	77
16.1	Allmänt	77
16.2	Miljö	77
16.3	Uppbyggnad av inneslutning	77
16.3.1	Bottenplatta	77
16.3.2	Väggar	77
16.3.3	Tak.....	79
16.4	Rapporterade skador	80
16.4.1	Under byggskedet.....	80
16.4.2	Under driftskedet.....	80

16.5	Kontroll	80
16.6	Strukturell utvärdering	80
16.7	Kvarvarande frågor	81
16.8	Använd dokumentation	81
17	Slutsatser och rekommendationer	82
17.1	Betonginneslutningars uppbyggnad	82
17.2	Strukturell utvärdering	83
17.3	Kontroll- och provningsmetoder	83
17.4	Fortsatt arbete och rekommendationer	83
18	Litteratur	84
Appendix A	tabellsammanställning	85

1 Inledning

1.1 Allmänna förutsättningar och avgränsningar

Föreliggande utredning som utförts på uppdrag av Statens Kärnkraftsinspektion avser att belysa frågeställningar och eventuella problem med betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk.

Inneslutningarnas viktigaste uppgift är att säkerställa täthet och förslutning vid eventuella skador och olyckor. I utredningen behandlas således endast strukturella frågor om hållfasthet och beständighet för dessa konstruktioner. Inneslutningarna har även andra uppgifter då de bl.a. ingår som en del i stommen och bär upp stomkonstruktioner, viss stomkomplettering och installationer. Inneslutningen utgör också ett biologiskt skydd mot radioaktivitet. Denna funktion innehålls även om betongen är lätt skadad p.g.a. mindre sprickbildning eller armeringskorrosion. Dessa senare nämnda egenskaper diskuteras ej i denna utredning annat än om de berör inneslutningarnas förmåga att klara laster i samband med haveri.

I inneslutningskonstruktionen ingår som en väsentlig del en stålskärm som är korrosionskyddad av omgivande betong. I denna rapport diskuteras ej olika material- och utförandefrågor för denna skärm annat än i vad avser betongkonstruktionernas inverkan på skärmen.

1.2 Funktionskrav och generell utformning av inneslutningarna

Samtliga svenska kärnkraftverk har särskilda inneslutningskonstruktioner. Inneslutningarna omger själva reaktorn och de näraliggande konstruktioner som innehåller radioaktiva ämnen.

På reaktorinneslutningskonstruktionerna finns många funktionskrav. De två grundläggande kraven är biologiskt skydd mot radioaktivitet och skydd vid olika typer av haverier.

Ett krav är alltså att inneslutningen skall utgöra ett biologiskt strålskydd kring reaktorn och de näraliggande konstruktioner som innehåller radioaktiva ämnen. Detta krav är ständigt aktuellt men ej kopplat till några särskilda krav angående strukturens hållfasthet. Detta krav kommer därför ej att diskuteras i detalj i den fortsatta utredningen.

Det andra kravet som ställs på inneslutningskonstruktionerna är i princip endast aktuellt i samband med ett tänkt haveri. De laster som skall klaras förekommer därför endast i ett tänkt scenario då något oförutsett inträffat. Kravet avser endast ett tillfälle. Efter ett eventuellt haveri där inneslutningskonstruktionerna fungerat, kommer verket antingen att stängas eller byggas om så mycket att det måste behandlas som ett nytt verk. Belastningen *skiljer sig således helt* från alla de laster som behandlas i de vanliga byggnormerna (SBN, BKR, BBK m.fl.). Dessa normer är således ej alls tillämpliga vid verifieringen av de här aktuella konstruktionernas strukturella säkerhet. Speciellt olämpligt är att för tillkommande konstruktionsfrågor hänvisa till vid tidpunkten för konstruktionsarbetet gällande samhällliga normer eftersom dessa för denna typ av belastningar ej är kompatibla. Således bör särskilda för dessa belastningsfall utvecklade normer tillämpas, vilket också gjorts i vissa fall.

Utöver de två ovan nämnda grundläggande kraven skall inneslutningarna bära upp installationer såsom rör och liknande. Inneslutningarna utgör också ett skydd mot utifrån kommande främmande missiler. Vi kan här tänka oss ett störtande flygplan. Såvitt känt är detta en "bonuseffekt" av inneslutningskonstruktionerna och ingår ej i de dimensionerande funktionskraven.

I sin vanliga dagliga funktion är de påverkningar som skall uppbäras mycket mindre än vid haverifallet och i princip endast kopplade till förmågan att bära sig själv och de tvångspåverkningar som uppkommer p.g.a. temperaturförändringar, krympning, krypning, relaxation och liknande.

Jämför man de säkerhetsnivåer som önskas för kärnkraftinneslutningar med vad som är aktuellt för mer konventionella anläggningskonstruktioner som exempelvis broar, kan man konstatera att nivåerna i huvudsak är större för de förra. En jämförelse skulle kunna se ut enligt **Tabell 1.1** nedan.

	Betongbro	Inneslutning
Övergripande säkerhetsfaktor	stor	liten
Kunskap om dim. last	liten	stor
Begränsning av dim. last ¹	liten	stor
Miljöbelastning	mycket stor	liten
Kontroll av verkligt utförande	liten	stor
Fortlöpande inspektioner	gles	tät
Konstruktionsprovning med verklig last	förekommer ej	genomförs regelmässigt

Tabell 1.1 *Kvalitativ jämförelse mellan faktorer av betydelse vid bedömning av konstruktiv säkerhetsnivå för en betongbro och kärnkraftsinneslutning.*

¹*Avlastningskonstruktion som begränsar det maximala trycket finns installerade.*

Betongbroar har en mycket god säkerhet och mycket få fall finns dokumenterade med allvarigare incidenter. I litteraturen har en del skadefall rapporterats med spännbetongbroar och det har i sådana fall handlat om korrosionsskador på spännarmeringen och alltid kopplat till delar där miljön har varit aggressiv m.h.t. korrosion.

Samtliga inneslutningskonstruktioner i Sverige har cylindrisk form där cylindern med vertikal axel står på en bottenplatta och där cylinderns övre del är täckt av en kupolformig eller koniskt formad övre del. Utformningen av överdelen och anslutningen mot marken skiljer mellan de olika verken. Alla konstruktioner är dock i princip uppbyggda på samma sätt

- en tätskärm av stål,

- på insidan skyddad av en cylinderformad betongvägg och
- på utsidan omgiven av en lastbärande cylinderformad betongkonstruktion.

Dessa tre konstruktionselement är till sin fysiska form sammanbyggda till en enhet och hjälps åt att möta de funktionskrav som ställs. Till sin strukturella funktion kan man dock säga att de olika elementen har varsin uppgift att fylla.

Tätskärmen skall i princip vara det konstruktionselement som vid en olycka avskiljer volymen innanför skärmen, med högre tryck och eventuellt innehåll av radioaktiva ämnen, från utrymmen utanför skärmen. Vid en eventuell olycka kan det tänkas att olika typer av splitter och missiler uppkommer. Av denna anledning skyddas tätplåten av en betongkonstruktion som kan ta upp energin från missilerna och därmed skydda tätplåten.

På det inre missilskyddet och tätplåten ställs endast marginella lastkrav orsakade av det tänkta övertryck som kan uppstå. Bärförmågan m.h.t. inre övertryck är tänkt att upptas av den yttre betongkonstruktionen som därmed är utformad att klara stora inre övertryck, i storleksordningen 0,5 MPa (5 bar). I samtliga svenska kärnkraftverk är den yttre betongkonstruktionen utförd av spännbetong i efterspänt utförande.

1.3 Allmänt om nedbrytning av betongkonstruktioner

Liksom alla material bryts även betongkonstruktioner med tiden ner under inverkan dels av användning, *funktionsbetingad nedbrytning*, dels av olika miljöfaktorer, *miljöbetingad nedbrytning*. Nedbrytning på grund av användning orsakas av olika typer av statiska och dynamiska laster, temperaturförändringar, krympning, krypning o.s.v. Miljönedbrytning orsakas av olika faktorer såväl i materialet självt som av utifrån kommande nedbrytande substanser.

Dessa processer kan även påverka olika säkerhetsrelaterade system i kärnkraftverk. Särskilt viktigt är att kunna bedöma tillståndet och därmed tätheten i reaktorinneslutningarna, men även andra system uppbyggda av komponenter i betong kan behöva studeras.

Armerad betong är ett komplicerat material. Betongmaterialet är i sig ett kompositmaterial sammansatt av olika delkomponenter såsom cement, grus, sand, finmaterial, tillsatsmedel och vatten. Komponenterna hämtas till stor del direkt från naturen. Konstruktivt verkar betongen tillsammans med armering och andra ingjutningsgods. Även om man försöker ha god kontroll över ingående egenskaper måste man vara beredd på stor spridning i materialegenskaper. Trots omfattande forskning finns många kvarvarande frågor. Forskning kring armerad betongs nedbrytning sysselsätter f.n. tusentals forskare runt om i världen. Man måste av nämnda orsaker, om man önskar stor säkerhet, arbeta med goda säkerhetsmarginaler.

Enligt vårt synsätt är de frågeställningar som vi ovan kort berört av långsiktig natur. Det är viktigt att samla information och bygga upp kunskaper som skall användas under lång tid. Frågor om beständighet blir alltmer aktuella ju äldre anläggningarna blir och kunskapsinsamling och dokumentation är därför att se som en *långsiktig investering*.

1.4 Frågor av särskilt intresse

För inneslutningarna är det två huvudfrågor som skall belysas och det är inneslutningarnas *täthet* och deras *strukturella hållfasthet*. Inneslutningarna har ju som främsta mål att vid någon form av olycka fungera som skydd mot utsläpp av radioaktiva substanser. Vid olika typer av tänkta olyckor kan stora inre tryck uppstå. Risken för inre missilverkan kan ej heller bortses ifrån.

I första hand bedöms att risken för skador i själva betongen till inneslutningarna är liten. Intresset fokuseras därför i första hand till risk för korrosion av ingjutningsgods, slakarmering och stål till spännarmering p.g.a. att den betong som skulle fungerat som korrosionsskydd ej fungerat på avsett sätt.

1.5 Andra aktiviteter av intresse

1.5.1 Internationellt samarbete

Frågor av den natur som ovan kort berörts ställs inte bara i Sverige utan FoU-verksamhet pågår även i andra länder, främst i USA, under det samlade begreppet “Aging Degradation of Concrete Structures in Nuclear Power Plants”, se t.ex. *Naus*. Olika former av FoU-verksamhet samt sammanställning av inträffade skador pågår. Man kan finna att det underlag på vilket arbetet sker i stort baseras på det omfattande arbete som utförts inom broområdet och där nedbrytning av betongkonstruktioner studerats intensivt de senaste 20 åren.

Inom OECD pågår inom PWG-3, Subgroup on the Ageing of Concrete Structures sammanställning av kunskaper om nedbrytning av betongkonstruktioner till kärnkraftverk. Särskilt pågår genomgång av frågor som har att göra med tidsberoende spänningsförluster i spännarmering.

1.5.2 Kunskaper inom näraliggande områden

Den typ av problem som det här är fråga om förekommer även för många andra typer av konstruktioner utförda i betong såsom vattenkraftdammar, broar, tunnlar och andra liknande anläggningar. Eftersom problemen är av så stor betydelse bedrivs en mycket omfattande forsknings- och utvecklingsverksamhet inom området. Fyra huvudområden kan särskiljas:

- Nedbrytningsmekanismer i betongkonstruktioner.
- Tillståndsbedömning och -provning. Särskilt intresse riktas mot olika former av oförstörande provning.
- Reparationsmetoder.
- Konstruktionsmetoder att vid nybyggnad och reparation verifiera avsedd livslängd.

I Sverige är det framför allt Vägverket som tagit initiativ till FoU-arbete inom detta område. Stora insatser har gjorts och planeras för att bygga upp och samla kunskaper. Naturligt är att det sker informationsutbyte mellan dessa näraliggande områden så att tillgänglig kompetens tillvaratas.

1.5.3 Kända skador

I USA har sammanställts inträffade skador och incidenter i de olika kärnkraftverken genom NRC's försorg.

I Sverige finns en del mindre incidenter rapporterade. En av de allvarligaste inträffade i Barsebäcksverken. Mer om detta redovisas i avsnitt nedan.

2 Nedbrytning av konstruktioner

2.1 Nedbrytning av laster, funktionsbetingad nedbrytning

Alla konstruktioner blir påverkade av sin användning. De laster — funktionslaster — som konstruktionerna är till för att bära, påverkar också själva konstruktionernas egenskaper. När det gäller inneslutningar i kärnkraftverk är dessa dock dimensionerade för att klara laster av en helt annan och större storleksordning än vardagslasten. Troligtvis är den största lastpåverkan som förekommer normalt den som uppkommer på grund av tvång i samband med temperaturförändringar totalt och i form av temperaturgradienter. Denna nedbrytningstyp är dock av mindre betydelse och torde ensam ej kunna påverka inneslutningarna nämnvärt. Armerad betong är dock ej något dött material eftersom betongen krymper och kryper under last och spännarmeringen relaxerar. Dessa senare fenomen ger också, om rörelserna ej kan ske fritt, upphov till tvångskrafter.

2.2 Nedbrytning av miljöfaktorer, miljöbetingad nedbrytning

Nedbrytning av armerade betongkonstruktioner p.g.a. miljöfaktorer kan delas in i följande tre huvudkategorier

- fysikalisk nedbrytning av betong,
- kemisk nedbrytning av betong och
- armeringskorrosion.

När man talar om nedbrytning av betongkonstruktioner avser man oftast nedbrytning av sådana som innehåller armering eller korrosionskänsliga detaljer. De problem som är aktuella handlar nästan alltid om samverkan eller brist på samverkan mellan betong, armering och ingjutningsgods. Betong helt utan armering och utan ingjutna korrosionskänsliga ståldetaljer är mycket resistent mot miljöbetingad nedbrytning.

Om vi börjar med den första typen nämligen den fysikaliska miljöbetingade nedbrytningen av betongen så kan den i sin tur delas in i

- frostsprängning,
- påverkan av frysning och upptining och
- saltkristallisation.

Den första kategorin handlar om att vatten tränger in i sprickor eller andra kaviteter i konstruktionen. P.g.a. att vatten expanderar när det fryser kan delar av konstruktionen sprängas loss. Detta nedbrytningsfenomen är aktuellt för redan skadade konstruktioner där vatten kan tränga in i sprickor och hålrum.

En betongkonstruktion innehåller alltid en viss mängd vatten i form av porvatten. Vattnet kan innehålla salt och andra kemiska ämnen. Om nu konstruktionen utsätts för nedfrysning och upptining sker olika fysikaliska och kemiska reaktioner i betongen. Vad som de facto sker är

ännu ej helt klarlagt. Det visar sig märkligt nog att betongen normalt till en början, efter c:a 10 frostcykler får en hållfasthetsförhöjning, varefter nedbrytningen börjar vid ökande antal frostcykler. Efter ytterligare c:a 10 frostcykler är vi tillbaka till hållfastheten hos den ursprungliga opåverkade betongen och efter ytterligare frostcykler sjunker betongens hållfasthet alltmer.

Luftporer i betongen och en tät betong är faktorer som drastiskt minskar risken för skador p.g.a. frostnedbrytning.

Den kemiska påverkan av betong kan vara av vitt skilda slag beroende på cementtyp, ballastens kemiska sammansättning och betongens innehåll av olika kemiska ämnen i övrigt. För svenska betonger är följande kemiska fenomen viktigast

- karbonatisering,
- kloridangrepp,
- alkali-ballastreaktioner,
- salt- oftast sulfatangrepp samt
- urlakning.

För kärnkraftverkens inneslutningar tillkommer eventuellt två ytterligare förändringsmekanismer nämligen

- dehydratisering p.g.a. hög temperatur och
- förändring av betongens härdningsförlopp p.g.a. radioaktiv strålning.

Av ovan nämnda fenomen är det ej alla som påverkar betongen negativt i alla avseenden utan några av fenomenen ingår i betongens naturliga förändringsprocess. Fenomenen påverkar dock ofta den armerade betongen negativt i det att betongens förmåga att korrosionsskydda armeringen förändras. Detta gäller särskilt karbonatiseringen som innebär att kalciumhydroxiden i betongen, under inverkan av inträngande koldioxid omvandlas till kalciumkarbonat. Detta innebär ingen hållfasthetsförlust, men betongens förmåga att skydda armeringen minskar drastiskt när karbonatiseringsfronten når in till armeringen.

Den allvarligaste formen av saltangrepp är sulfatangrepp. Försenad ettringit som har stor volym kan uppkomma av sulfatet och därmed kan betongen sprängas. En annan skada av sulfat som sker på ytan, är gipsbildning vilket resulterar i avskalning på ytan. Normalt har i Sverige använts och idag används endast s.k. sulfatresistent cement. Vid förhöjda temperaturer vid härdningen av betongen kan dessa skador uppkomma även vid s.k. sulfatresistent cement.

Alkali-ballastreaktioner uppkommer av olämplig ballast (t.ex. opal, flinta, porfyr eller mylonit) i kombination med cement som innehåller för mycket alkali. Tillsammans med kalciumhydroxid, som alltid finns i porlösningen och eventuellt utifrån kommande alkali kan denna typ av reaktioner uppkomma. Risken för denna typ av reaktioner är störst för vissa cementsorter som numera ej används till kvalificerade anläggningskonstruktioner i Sverige och i kombination med ovanliga ballastmaterial. Skadan visar sig i form av ett karakteristiskt

krackeleringsmönster på betongens yta. I ett första skede är fenomenet ej så allvarligt, dock nedsätts betongens förmåga att klara annan miljöpåverkan eftersom porsystemet öppnas p.g.a. de bildade sprickorna. Skador av denna typ har rapporterats från svenska kärnkraftverk dock såvitt känt ej från inneslutningskonstruktioner.

Urlakning innebär att kemikalier reagerar med de kalciumföreningar som bygger upp cementpastan, varvid lösliga salter bildas som löses ut ur betongen. Fenomenet orsakas av en lång rad olika kemikalier och är mycket komplicerat. Det har dock en bra egenskap i det att det visar sig i form av kalkutfällningar på betongens underyta oftast i anslutning till sprickor och skvallrar därmed om tillståndet i betongen.

De olika fenomen vi mycket kortfattat beskrivit ovan har vanligtvis sin största betydelse när de sker i samband med att även det ingjutna armeringsstålet påverkas av korrosion. T.ex. innebär frostsprängning av betong oftast inte så stora sektion förluster att hållfastheten minskar mycket. Däremot innebär ju frostsprängning av täcksikt att armeringen blottläggs och kan börja korrodera. Den miljö som omger konstruktioner i det fria innehåller ofta stora mängder salt antingen i form av lösningar eller från havsvatten. Armeringskorrosionen ger upphov till volymökning av stålet vilket leder till ytterligare sprängning av betongen och så är angreppet i gång. Karbonatiseringens inverkan blir likartad då karbonatiseringen når armeringen så att denna korroderar och spränger loss täcksikten.

Även i helt miljömässigt opåverkad betong kan armeringen korrodera på grund av stort innehåll av klorider i betongen eller via sprickor.

Vanligtvis sker alla de fenomen som omnämnts ej ensamma utan flera av angreppen sker i samverkan med varandra och också i samverkan med inverkan av funktionsbetingad (orsakad av last) nedbrytning.

I normerna finns olika regler för konstruktionsutformning som har sin utgångspunkt i att söka beskriva den miljö där konstruktionerna verkar. Man har miljöklasser för betong och armering och kopplar dessa klasser till krav på betongkvalitet, täcksikt, krav på maximala sprickbredder o.s.v. Viktigt för en konstruktör är dock att inte bara slaviskt följa dessa regler utan att söka finna konstruktionslösningar och utformningar som på bästa sätt skyddar anläggningarna mot miljöbetingade nedbrytningsfenomen.

Av ovannämnda nedbrytningsmekanismer är de allvarligaste de som kan orsaka korrosion av armering och ingjutningsgods. Särskilt viktigt är att bevaka risken för korrosion av spännarmering som ju är särskilt känslig för korrosionsangrepp både av metallurgiska och fysikaliska skäl.

I kärnkraftverk kan förekomma risk för dehydrering p.g.a. höga temperaturer t.ex. i de punkter där heta rör passerar igenom inneslutningen. Normalt finns isolering mellan rör och betong som medför att temperaturökningen blir måttlig. I samband med reparationer och andra liknande åtgärder kan det förekomma att isoleringen ej finns på plats. De temperaturökningar som kan förekomma är dock små i relation till de som orsakar allvarliga skador.

Radioaktiv strålning kan påverka betongens egenskaper. Strålningen behöver dock ej medföra skador utan kan t.o.m. medföra en snabbare härdning och därmed större hållfasthet hos

betongen. En sämre deformabilitet skulle eventuellt kunna vara en negativ faktor i samband med denna process.

I kärnkraftverk förekommer stora elektriska installationer. Huruvida elektriska fält från dessa installationer kan påverka korrosionsförlopp även för i betong ingjutna stålkonstruktioner och armering ligger utanför omfattningen av denna rapport, men kan vara en fråga som bör följas upp.

2.3 Vilka betongkorrosionsproblem kan vara aktuella för betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk?

Sammanfattningsvis bedöms att följande problem och frågor kan vara viktiga att bevaka och följa upp för betonginneslutningarna:

- För verk som ej är inbyggda finns risk för kloridinitierad armeringskorrosion på grund av luftburna föroreningar och havssalt.
- För de verk, där frågan genom lämpligt val av cementkvalitet och ballast ej uteslutits, finns risk för alkali-ballastreaktioner.
- Ofullständigt kringgjutna eller injekterade ingjutningsgods till genomföringar och spännarmeringsenheter kan korrodera.

Ovanstående uppräknings innebär samtidigt att

- karboniseringsproblem sannolikt på grund av valda goda betongkvaliteter är mindre viktiga att bevaka samt att
- oinjekterade spännarmeringsenheter tack vare pågående systematiska avfuktning-, mättnings- och provningsförfarande får tillräcklig säkerhet även sett på lång sikt.

3 Beräknings- och dimensioneringsprinciper för betonginneslutningar

3.1 Förutsättningar

Grundprincipen för verkningssättet för betonginneslutningar till kärnkraftverk kan sägas vara densamma som för tryckkärl utsatta för inre övertryck.

Man tänker sig att någon form av incident innanför inneslutningen leder till att det bildas ett inre övertryck med samtidig ökning av temperaturen. Till en början kan det uppstå tryckstötter med kort varaktighet i kombination med missilverkan. Missilverkan kan uppstå genom att delar till rör och annat slungas omkring. I de aktuella fallen består inneslutningarna av relativt grova betongkonstruktioner som ej påverkas väsentligt av dessa korta tryck och konstruktionerna utformas också så att de klarar missilverkan. Efter en viss tidsperiod stabiliseras trycken och nivåer upp till storleksordningen 0,5 MPa byggs upp innanför inneslutningen. Den tryckstegring som föregår uppnående av de maximala trycken är långsam i förhållande till inneslutningskonstruktionernas egensvängningstal varför man ur konstruktiv synpunkt kan dimensionera som för statisk last. De tryck som byggs upp har lång varaktighet (från några timmar och upp till några dygn) och det är av yttersta vikt att inneslutningskonstruktionerna har sådan styrka och täthet att inga gaser läcker ut till atmosfären under denna tid.

3.2 Betonginneslutningarnas statiska uppbyggnad

Alla inneslutningar i svenska kärnkraftverk är uppbyggda på ensartat sätt med en lastbärande yttre del utförd i efterspänd och armerad betong, en tätplåt innanför det lastbärande ytterskalet och ett inre missilskydd av armerad betong.

Ur statisk synpunkt kan inneslutningen ha genomgått och kommer vid ett stegrad inre tryck att genomgå följande skeden:

- Under tillverkningsprocessen kommer betonginneslutningen först endast att belastas av sin egentyngd. Denna orsakar i huvudsak endast vertikala spänningar i väggarna. Dessa spänningar ökar uppifrån och ned och blir av storleksordningen cirka 1 MPa längs ned.
- Efter härdning av betongen förspänns inneslutningen i vertikal och horisontell led. Genom förspänningen erhålls ökat tryck i betongkonstruktionerna såväl horisontellt som vertikalt. Tryckspänningarna i betongen är i detta skede av storleksordningen 12 MPa. P.g.a. betongens krympning och krypning under last samt genom relaxation i förspänningsstålen kommer tryckspänningarna i betongen att minska med tiden. Spänningarna minskar beräkningsmässigt med c:a 25 %. Verkliga mätningar indikerar lägre spänningsminskning.
- Vid en eventuell olycka enligt ovan kommer trycket inifrån att åstadkomma krafter i inneslutningen som har motsatt riktning mot de krafter som byggts upp av egentyngd och framför allt förspänning. Om vi tänker oss detta förlopp ske i ett antal steg kan det se ut på detta sätt:

- Till en början kommer den inre krafterna att orsaka att spänningarna av förspänning minskar ända till en punkt då de inre krafterna är i balans med förspänningskrafterna. Deformationerna i skalet är mycket små och teoretiskt uppstår inga sprickor i inneslutningen. Spänningarna i den ej spända armeringen och i tätplåten är mycket små.
- När det inre trycket ökas ytterligare uppstår dragspänningar i betongen. Små dragspänningar uppstår i armering och tätplåt. Krafterna i spännarmeringen ökar men fortfarande har denna armering kapacitet kvar. Teoretiskt finns inga sprickor i betongen. Små risker för läckage finns i detta stadium.
- Ökas trycket ytterligare uppnås brottspänningar i betong vid dragning. Beroende på relationerna mellan hållfastheten i spännarmeringen och töjningarna i betong och slakarmering kan olika fall inträffa. Eftersom spännarmeringen har en viss kapacitet att under nära konstant spänning töjas förbi elasticitetsgränsen kommer tvärsnitten fortfarande att vara intakta och tätplåten har normalt kvar sin tätande funktion. Här finns viss risk för att plåten p.g.a. fastlåsningar vid ingjutningsgods, avstyvningar m.m. lokalt får så stora töjningar att sprickor uppkommer. I detta skede befinner sig konstruktionen nära sin slutliga bärförmåga.
- Ökas trycken ytterligare kommer spännarmeringen att brista och ett snabbt brottförlopp inträffar eftersom mängden slakarmering inte är sådan att den kan kompensera spännarmeringens lastupptagande förmåga.

Bärförmågan i horisontalled för en cylindriskt format tryckkärl t.ex. en betonginneslutning utgör det kanske enklaste belastningsfallet för en förspänd konstruktion. Vi kommer nedan att mycket kortfattat gå igenom beräkningsprinciper och resultat. Vi studerar **Fig. 3.1**. och ställer upp ekvationer och använder förhållandena för Forsmarksverket I som exempel. I **Fig. 3.1** visas de krafter som kan vara aktuella efter det att betongen just spruckit upp. Vi har dragkrafter i spännarmering (F_s), krafter i plåt (F_p) och krafter i den ospända inre armeringen (F_i) och (F_y) i den yttre slakarmeringen. Innan betongen spruckit upp verkar dragspänningar i betongen. Samtliga nämnda krafter verkar mothållande mot det inre trycket p .

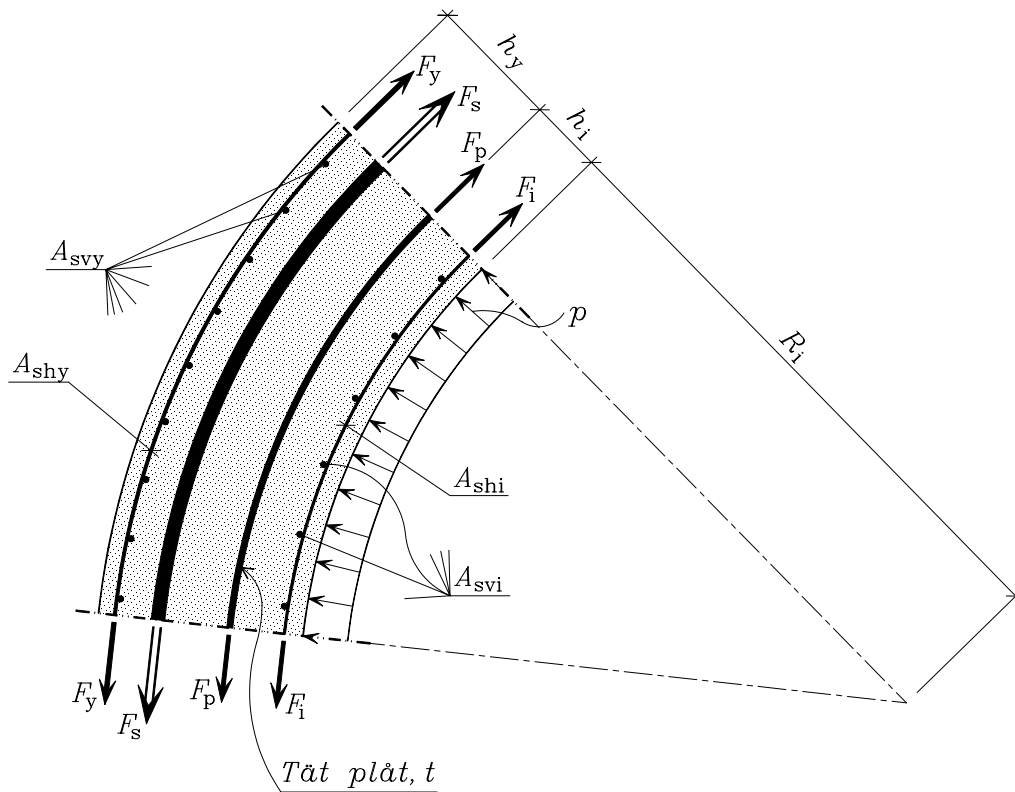


Fig 3.1 *Figuren visar de krafter som verkar på ett utskuret element ur ett cylindriskt tryckkärl av förspänd betong just efter det att betongens draghållfasthet överskridits. I figuren visas också de beteckningar som används i detta avsnitt.*

I normer för spännarmerade betongkonstruktioner (BBK 94) används en formaliserad spännings-töjningskurva för spännarmering enligt **Fig. 3.2**. Vanligtvis föreskrivs en gränstöjning (fördelad töjning vid brott) av minst 3 %. Den typ av spännarmering som använts vid de svenska kärnkraftverken är uppbyggd av trådar med diameter c:a 5 à 6 mm och med en draghållfasthet f_{stu} i storleksordningen 1800 MPa.

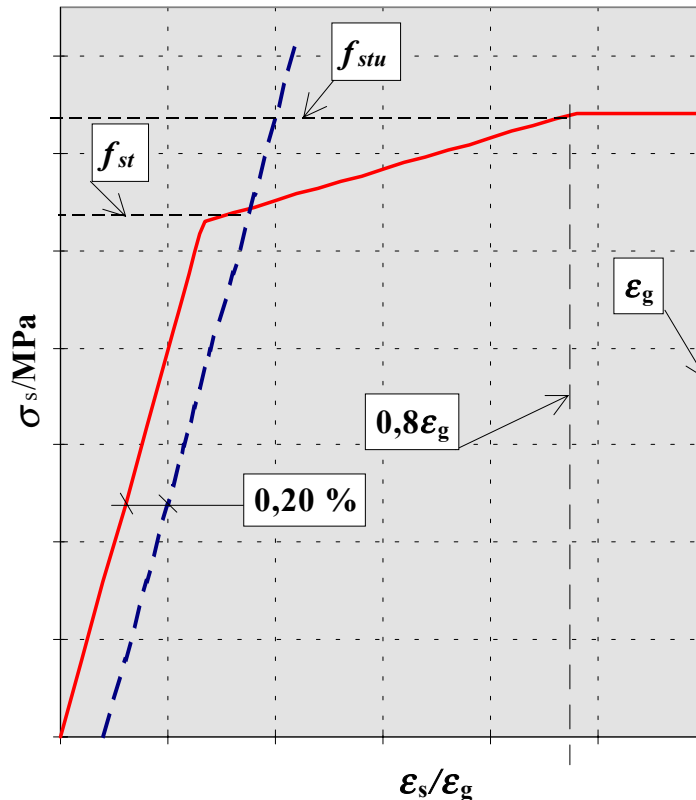


Fig. 3.2 *I norm (BBK 94) föreslagen spänningstöjningskurva att användas vid dimensionering av spännbetongkonstruktioner. Gränstöjningen antas vara minst 3 %, proportionalitetsspänningen (f_{st}) antas utgöras av den spänning som ger en kvarvarande töjning av 0,2 % och brottspänning (f_{stu}) är för aktuella fall av storleksordningen 1800 MPa.*

3.3 Exempel Forsmark I

Inre missilskydd: Betong: $h = 260$ mm, Btg I, K50, Std, vct

Vertikal slakarmering $\Phi 20$ s240

Horisontell slakarmering övre del $\Phi 20$ s240

Trycktät skärm: $t = 10$ mm SS 2343, Rostfri

Yttre lastbärande skal: Betong $h = 830$ mm, Btg I, K50, Std, vct

Vertikal spännarmering 140 VSL $19\Phi 13$ Supa, ($A_s = 1900$ mm² per enhet) brottlast 3,49 MN vilket motsvarar en brottspänning (f_{stu}) på 1830 MPa. Förspänningen var vid uppspanning 1120 MPa vilket ger en förspänningskraft av 4 MN/m vägg.

Horisontell spännarmering 156 VSL 19Φ13 Supa, brottlast 3,49 MN vilket motsvarar en brottspänning på 1830 MPa. Förspänningen var 920 MPa vilket ger en ringkraft av 9,3 MN/m omslutningsvägg.

Vertikal slakarmering Φ25 s240 (över nivå +107)

Horisontell slakarmering övre del Φ25 s200 (över nivå +109)

Till en början studeras de horisontella krafterna. Strax efter uppspänningen var enligt ovan den horisontella kraften av förspänning $F_p = 9,3$ MN/m. Detta svarar mot ett inre övertryck som kan beräknas enligt formeln

$$p = \frac{D}{R_i h}$$

där R_i är innerradien och h är den höjd som studeras. D är ett allmänt uttryck för mobiliserad ringkraft. För $R_i = 11,0$ m och höjden $h = 1$ m och med $D = F_p$ erhålls $p = 0,84$ MPa.

Spänningen σ_s och därmed spännkraften i spännarmeringen avtar med tiden beroende på betongens krympning, betongens krympning under last och spännstålets relaxation enligt formeln

$$\Delta\sigma_s = E_s \varepsilon_{cs} + \varphi \frac{E_s}{E_c} \sigma_{cp} + \chi \sigma_{sp}$$

I ovanstående formel står index s för stål, c för betong och p för förspänning.

I kärnkraftverks inneslutningar råder normalt en något högre temperatur än den normala inomhustemperaturen för byggnader. Jämfört med vad som gäller för broar är miljön torrare. Detta innebär att flera av de parametrar som påverkar spänningsförlusterna befaras kunna bli större än vad som är normalt för broar och vanliga industribyggnader.

För Forsmark I har genomförts mätningar av förhållandena under en period av c:a 13 år rapporterat med PF-rapport 458/91. Enligt dessa mätningar har dock spänningsförlusterna blivit mindre än enligt de ursprungliga antagandena. Antagna värden var $\varepsilon_{cs} = 0,03$ %, $\varphi = 3,5$ och $\chi = 4$ %. Detta leder till en spänningsförlust av c:a 24 % efter 30 år (\approx år 2006) och av c:a 28 % efter lång tid. Uppmätta förluster efter 13 år var enligt rapporten¹ endast 11 %.

Kvarvarande förspänning efter 30 år medför att förspänningens upphävande kräver ett inre övertryck av 0,64 MPa.

¹ Det finns mycket få verkliga mätningar av spänningsförluster i denna typ av spännbetongkonstruktioner redovisade i litteraturen. Detta beror på att de flesta spännarmeringsenheterna är injekterade och att mätningar ej kan göras. Dessa mätresultat har således stort värde.

För beräkning av total kapacitet med hänsyn till brott måste man ta hänsyn till draghållfasthetskapacitet hos betong, armering och stålskal. Dessa kapaciteter kan dock ej adderas² eftersom betongen spricker upp vid en töjning som är mindre än stålets töjning vid uppnående av flytspänning. Standardnormen för betongkonstruktioner i Sverige (BBK 94) föreslår en karakteristisk draghållfasthet $f_{ct} = 2,25 \text{ MPa}$ för betong K500. Detta motsvarar en elastisk brotttöjning av $66 \cdot 10^{-6}$. Applicerar vi denna dragkapacitet på det yttre betongskalet tillkommer en tryckupptagande kapacitet av 0,2 MPa vilket totalt innebär en kapacitet av 0,85 MPa.

Ovanstående beräkningar är konservativa av följande skäl:

- De beräknade spänningsförlusterna i spännarmeringen är troligtvis konservativt valda.
- Kapaciteten hos det inre missilskyddsskalet har ej medräknats.
- All armering har ej medräknats.

Beräkningarna kan vara på osäkra sidan av följande skäl:

- Samverkan mellan de olika konstruktionsdelarna i inneslutningskonstruktionen är osäker.
- Lokala försvagningar har ej beaktats.
- Beräkningarna bygger på en lokal idealiserad modell där spänningsvariationer på grund av hela konstruktionens globala verkningssätt ej beaktats.
- Beräkningarna bygger på beräkningar i brottstadiet och formellt med gränslasteori. Detta innebär att hänsyn ej tagits till elastiska spänningar t.ex. av temperatur. För denna typ av brottberäkningar behöver man normalt ej addera temperaturspänningar med mekaniska spänningar av last.

I det material som tillhandahållits oss, finns vissa beräkningar där verkningssättet runt lokala försvagningar bedömts. Dessa påvisar att lokala förstärkningar vid dessa försvagningar i huvudsak kompenserar de lokalt ökade spänningarna. När man tar hänsyn till det globala verkningssättet (skalberäkning) erhålls lokala spänningstoppar. Dessa blir dock utjämnade när konstruktionen når sin yttersta kapacitet. I vissa av de känsligare punkterna exempelvis i anslutning mellan bottenplatta och väggar finns lokala förstärkningar som också i viss mån kompenserar för nämnda spänningskoncentrationer.

Ovanstående bedömningar avser hållfasthet i horisontalled. Motsvarande bedömningar för hållfastheten i *vertikalled* visar på större kapacitet och därmed större säkerhet.

Motsvarande beräkningar för de övriga kärnkraftverken visar på kapaciteter av motsvarande storleksordningar, även om senare byggda verk bland annat på grund av dimensioneringskrav med hänsyn till bl.a. jordbävning innehåller större mängder armering än de tidigare verken. Detta synes innebära att säkerheten för brott på grund av inre tryckverkan blir större för dessa verk.

² I vissa av de beräkningar, som vi tagit del av, syns man inte ha tagit erforderlig hänsyn till detta.

4 Genomgång av betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk

I nedanstående avsnitt görs på grundval av uppgifter vi tagit del av genomgång av betonginneslutningarna i kärnkraftverken. Bedömning görs av strukturernas lastbärande förmåga, betongegenskaper, kontrollmöjligheter och eventuella problem när det gäller beständighet.

I huvudsak har endast frågor som har att göra med inneslutningarnas egenskaper med hänsyn till täthet och tryckverkan redovisats.

De uppgifter som ges i avsnitten nedan avser att belysa betonginneslutningarna. Således anges byggår, konstruktör, entreprenör för inneslutningen och ej för verken som helhet.

Trots ett remissförfarande under 2001 saknas fortfarande många uppgifter. En del av de uppgifter som finns är dessutom oklara och motsägelsefulla.

5 Forsmarksverket I

5.1 Allmänt

Forsmarksverket I är beläget invid Bottenhavet i norra Uppland i Östhammars kommun. Verket som har en effekt av 900 MW är av s. k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1971-1980. Själva inneslutningskonstruktionen byggdes 1976. Huvudentreprenör var ABV (NCC), Vattenfall och projekteringen utfördes av Vattenfall.

5.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är mindre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som måttligt aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningens yttre är belägen i normal men något varmare inomhusmiljö än vanlig rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med passiviserat vatten.

5.3 Uppbyggnad av inneslutning

5.3.1 Bottenplatta

5.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan är grundlagd på granit av god kvalitet. Bottenstrukturen är uppbyggd av en nedre cirkulär och en övre ringformad platta. Mellan plattorna finns två cylindriska väggar som är förbundna med 8 radiella väggar. Systemet fungerar tillsammans som en styv slakarmerad cellkonstruktion. Den undre cirkulära plattan innehåller i den centrala delen tätplåten som är utförd i höghållfast (OX 520C) stålplåt med tjocklek 8 mm. Minsta skyddande betongtjocklek är 0,25 m. Tätplåten följer sedan den inre cylindriska väggen och fortsätter ut längs och ovanpå den övre plattan som har en tjocklek av 1,50 m. I detta avsnitt är tätplåten utförd i rostfritt stål (2343) och med tjocklek 6 mm. Tätplåten är med hjälp av skjuvförbindare bringad till strukturell samverkan med betongen. Genom att den vertikala spännarmeringen från den yttre cylindern är förankrad (passiva änden) i underkant på den yttre cylinderformade väggen är denna vägg spännarmerad i vertikalled. **Fig 5.1** visar en principsektion genom verket och i **Fig. 5.2** visas en horisontalsektion genom väggar och vy av bottenplattan.

5.3.1.2 Betong

Betong Klass I, K40, cement LH, vattentät, tillsatsmedel 1% SIKA retarder, vct = 0.5.

Ballast utgörs i huvudsak av grus- och sandmaterial från Uppsalaåsen.

5.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S. Armering $\text{\O}12\text{-}\text{\O}32$ Cororib är i kvalitet Ks42S. Denna armering är skarvad med Cadweld-metod.

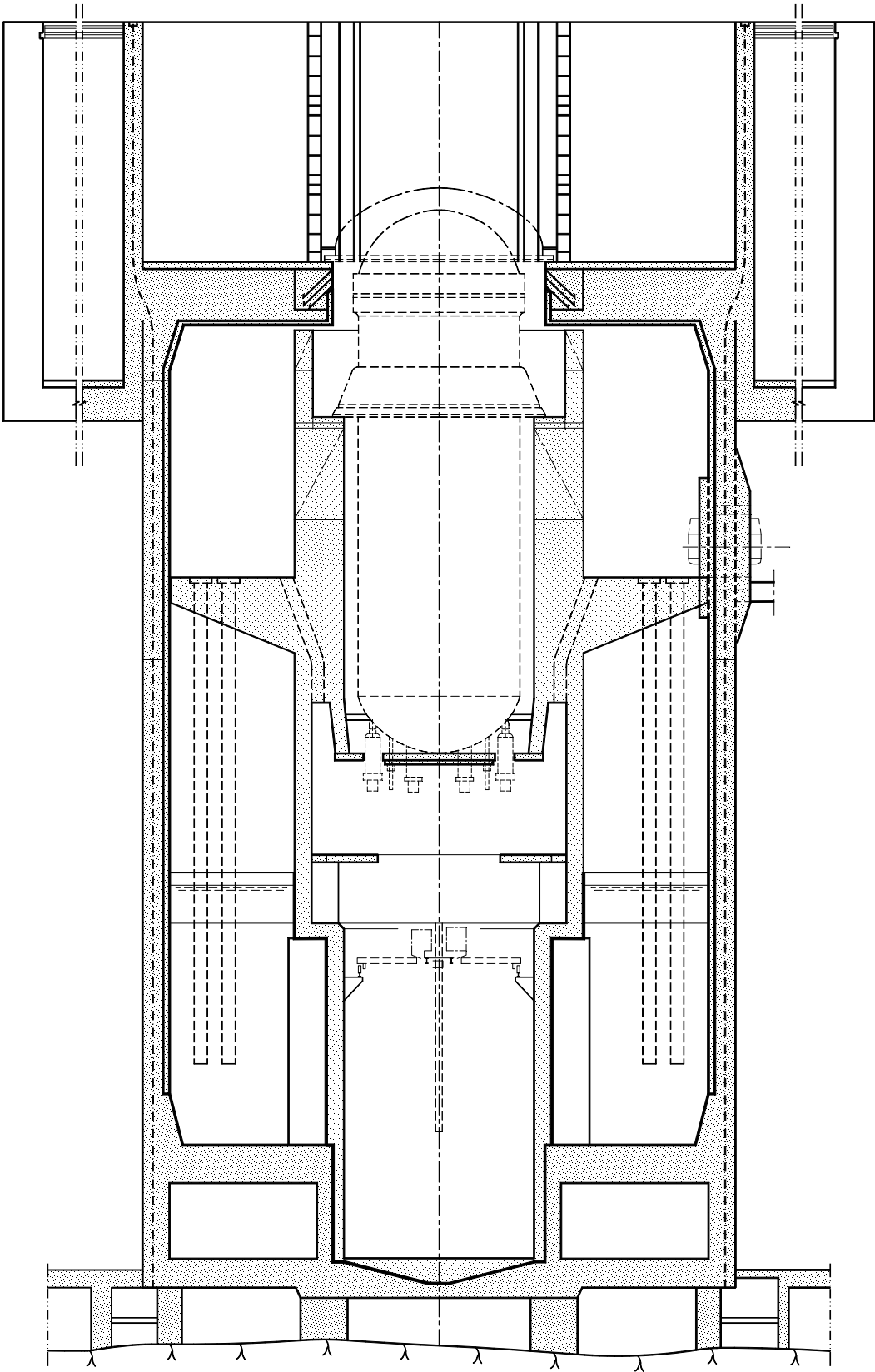


Fig. 5.1 *Sektion genom Forsmarksverket I.*

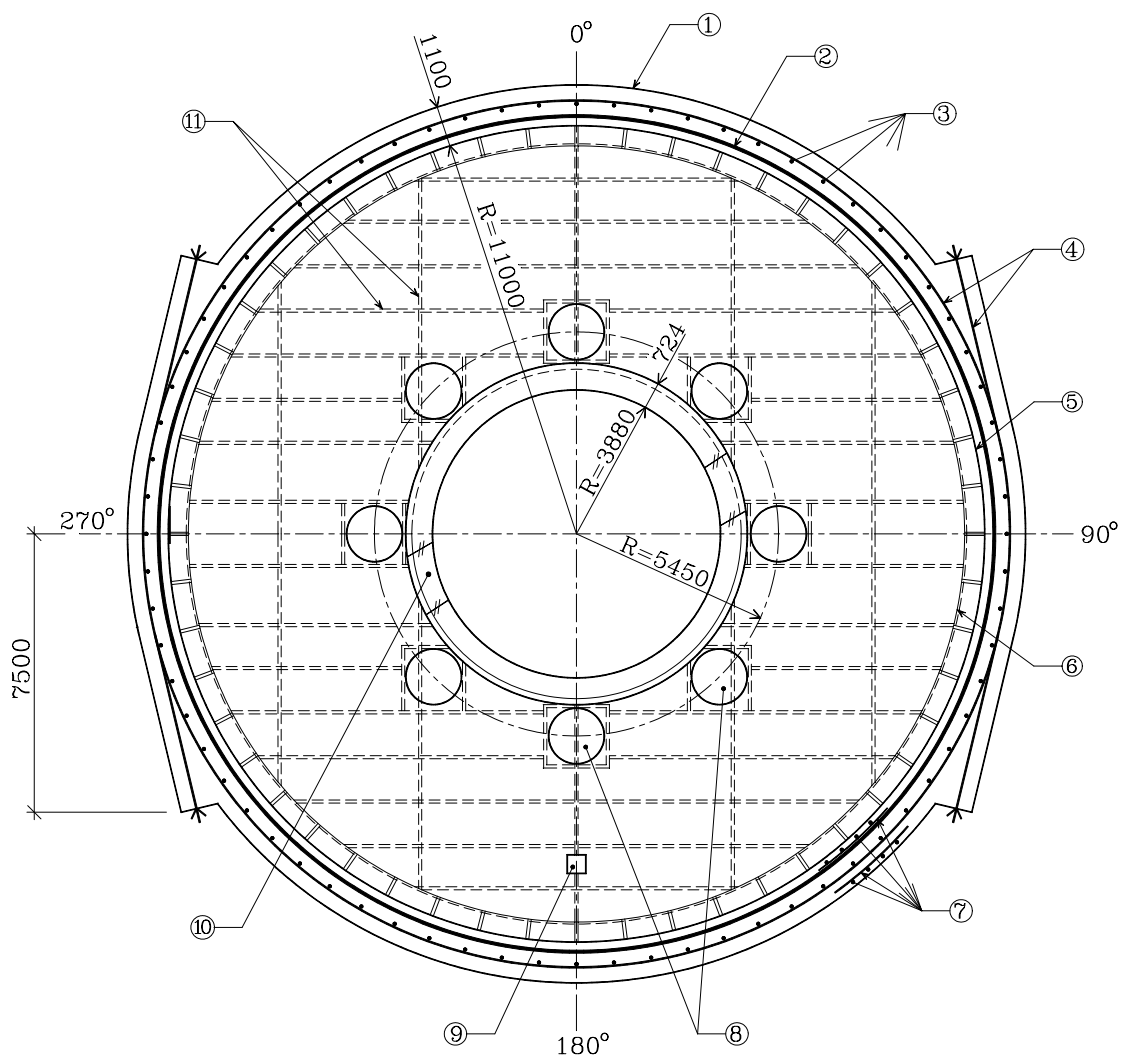


Fig. 5.2 *Forsmark I, horisontell sektion genom inneslutning och vy av bottenplatta. I figuren betecknar ② tätplåten, ③ vertikal spännarmering, ④ horisontell spännarmering, ⑦ slakarmering, ⑧ pelare som bär upp reaktorn, (11) stålprofiler som utgör rotstöd för svetsning av de plåtar som bildar tätskärm mot bottenplattan.*

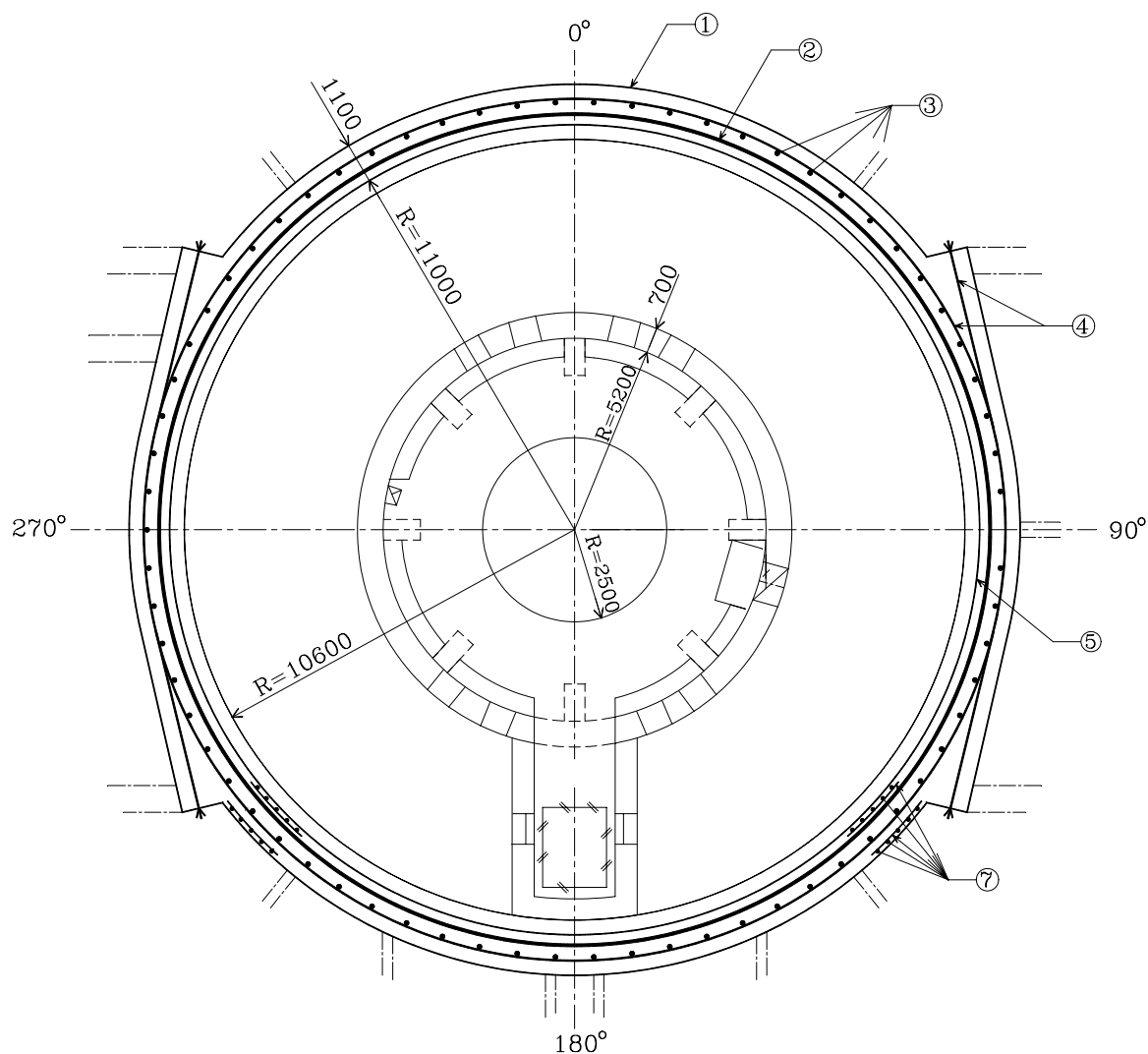


Fig. 5.3 Forsmark I, horisontell sektion genom inneslutningsväggar. Beteckningar framgår av Figur 5.2.

5.3.2 Väggar

5.3.2.1 Strukturellt system

Den cylindriska väggen, se **Fig 5.3**, har en inre diameter av 22,00 m. I den nedre och övre delen är cylindern förtjockad med voter, se **Fig 5.1**. Väggen har en total tjocklek av 1,1 m. Av denna tjocklek utgör det inre missilskyddet c:a 0,26 m och det yttre c:a 0,84 m. Konstruktionen tillverkades så att en inre cylinder med tjocklek 0,20 m och en yttre med en tjocklek av 0,78 m glidformsgöts. I den 0,12 m tjocka spalten mellan väggarna nedsänktes tätplåten som tillverkades i toppen genom successivt påsvetsade plåtar.

Tätplåten är på den nedre votade delen belägen i innerkant utan täcksikt och utförd av 6 mm rostfritt stål SS2343. I övrigt är tätplåten utförd av tryckkärilstål SS2102 och med tjocklek 6 mm. I den nedre delen av cylindern är betongen på insidan skyddad av ett 3 mm tjock urlakningsskydd av rostfritt stål SS2343.

Cylinderväggarna är förspända såväl i horisontell som vertikal led. Kompletterande slakarmering i innerkant är Φ 20 s240 ($\square = 0,12\%$) och vertikalt Φ 25 s240 ($\square = 0,18\%$), horisontellt Φ 25 s200 ($\square = 0,22\%$) i ytterkant. I vissa delar och lokalt förekommer väsentliga mängder kompletterande armering. (De procentuellt angivna mängderna avser mängd på hela vägg-tjockleken). Den horisontella förspänningen svarar mot ett radiellt riktat inre tryck av 0,46 MPa.

5.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement LH, stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0.1 % Plastiment V, vct = 0.47, ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement LH, stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0.1 % Plastiment V, vct = 0.47, ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

5.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks 40S. Spännarmering VSL linor 19 Φ 13, linor Bridon Supa SS213620. Spännarmeringsenheterna som uppges ha en brottlast av 3,5 MN (1800 MPa) är spända till 1,9 MN (1080 MPa c:a 60% av brottspänning).

5.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var klara och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flansar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjuvförbindare. Ursparingarna kompletterades med armering och igengöts. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

5.3.3 Tak

5.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan utgörs av en 2,5 m tjock ringformad, slakarmerad platta. Över hålet i mitten på plattan finns en stålkupol. Utöver denna centriska öppning med diameter 8,7 m finns en transportöppning med diameter 2,5 m. Övergången mellan stålkupol och platta utgörs av en stålring förankrade med en stor mängd kraftiga förankringsjärn. Tätplåten utgörs av tryckkärlostål 2102 med minsta tjocklek 6 mm.

5.3.3.2 Betong

Betong, Klass I, K 50, cement LH, stenstorlek 16, 32 mm, tillsatsmedel 0.13 % Plastiment V, vct = 0.47, ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

5.3.3.3 Armering

Armeringen utgörs av Ks 40S mestadels $\Phi 32$.

5.3.3.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var färdigställda och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flänsar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjufvförbindare. Ursparingarna kompletterades med armering och igengöts. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

5.4 Rapporterade skador

5.4.1 Under byggskedet

Inga skador rapporterades.

5.4.2 Under driftskedet

Den senaste inspektion utfördes under 1997/98. Rapporten har framtagits för att sammanfatta de resultat som framkommit under inspektioner av spännkabelsystemet.

Man måste kunna bedöma hur länge kan kablarna vara spända med tillräcklig kraft och således förväntas fungera på avsett sätt. Systemet konstrueras ursprungligen för drift i 30 år dvs till år 2006. Säkrare resultat erhålls allteftersom kommande återkommande inspektioner utförs. Kraftförlust uppstår genom att kraften i kablarna sjunker dels beroende på att betongen krymper och kryper, dels genom att stålet relaxerar.

5.5 Kontroll

Betonginneslutningens yttre ytor är till största delen åtkomliga för inspektion. Innerytorna är normalt ej åtkomliga för ytinspektion annat än i samband med avställning. De nedre delarna av innerytorna är dolda av den skyddande rostfria plåten.

Spännarmeringen kan, eftersom spännarmeringen ej är injikerad, kontrolleras med hjälp av inmonterade kraftmätare typ Glötzl vid 18 ändar. Eftersom spännarmeringsrören hålls torra med hjälp av torkad filterad luft kan tätheten i systemet kontrolleras när som helst.

Inneslutningens totala täthet kontrolleras genom systematiska tryckprovningar. Den första tryckprovningen till 1,15-konstruktionstrycket utfördes i samband med byggandet 77/78. Återkommande tryckprovningar till c:a 0,38 MPa övertryck sker c:a vart tredje år.

Detaljer som ingjutningsgods, slakarmering m.m. är ej möjliga att kontrollera utan tillgripande av speciella metoder.

För att säkerställa spännarmeringens funktion utförs enligt ett planerat schema återkommande inspektioner.

5.6 Strukturell utvärdering

Den väsentligaste dimensionerande belastningen för inneslutningen utgörs av ett inre övertryck av storleksordningen 0,46 MPa. Trycket som är förenat med en temperaturhöjning verkar fullt under storleksordningen minuter. Ur strukturell synpunkt är trycket att betrakta som långvarigt eftersom egensvängningstiden för de konstruktionselement som blir belastade är av storleksordningen sekunder eller delar därav. Undertryck av storleksordningen 0,05 MPa utgör också grund för dimensioneringen. Den utvärdering som utförs av undertecknade och som också ungefärligt redovisas i de handlingar vi tagit del av visar att konstruktionerna har minst c:a 1,7-faldig säkerhet mot sprickor i betongen vid dessa tryck. Mot brott i konstruktionen är säkerheten väsentligt större. Någon risk för överskridande av konstruktionstrycket väsentligt finns ej eftersom man försett verket med ett säkerhetssystem som vid ett tryck av visst tryck avlastar inneslutningen ut till en skrubber som renar gaserna från sitt radioaktiva innehåll.

Väsentliga delar av armeringen kan således vara skadade utan att någon risk finns för brott av inneslutningens konstruktioner. Strukturellt finns också mycket liten risk att tätheten går förlorad vid övertrycket eftersom töjningarna i tätplåten även vid ovan angivna maximala tryck blir inom områden som plåten klarar. Lokala täthetsproblem kring genomföringar m.m. kan ej utvärderas genom beräkningar.

5.7 Kvarvarande frågor

Betongens egenskaper bör redovisas noggrannare.

5.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation har använts i första hand

- Slutlig säkerhetsrapport för system 142 med tillhörande ritningar. Forsmarks R-dok 142, Rev 8 94-09-08.
- Forsmark 1 Långtidsmätning av spännkrafter i reaktorinneslutningen, PF Rapport 458/91 med tillhörande bilagor.
- Nedminskade systemritningar.
- FT-rapport Forsmarks kraftverk block 1. Krafter och förluster i spännkablar 1998-07-30 Nr 98/284
- Enkätsvar från Forsmark hösten 2001.

6 Forsmarksverket II

6.1 Allmänt

Forsmarksverket II är beläget invid Bottenhavet i norra Uppland i Östhammars kommun. Verket som har en effekt av 900 MW är av s. k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1976-1985. Huvudentreprenör var ABV (NCC), Vattenfall och projekteringen utfördes av Vattenfall.

6.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är mindre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som måttligt aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal något varmare inomhusmiljö än vanlig rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med passiviserat vatten.

6.3 Uppbyggnad av inneslutning

6.3.1 Bottenplatta

6.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan är grundlagd på granit av god kvalitet. Bottenstrukturen är uppbyggd av en nedre cirkulär och en övre ringformad platta. Mellan plattorna finns två cylindriska väggar som är förbundna med 8 radiella väggar. Systemet fungerar tillsammans som en styv slakarmerad cellkonstruktion. Den undre cirkulära plattan innehåller i den centrala delen tätplåten som är utförd i höghållfast (OX 520C) stålplåt med tjocklek 8 mm. Minsta skyddande betongtjocklek är 0,25 m. Tätplåten följer sedan den inre cylindriska väggen och fortsätter ut längs och ovanpå den övre plattan som har en tjocklek av 1,50 m. I detta avsnitt är tätplåten utförd i rostfritt stål (2343) och med tjocklek 6 mm. Tätplåten är med hjälp av skjuvförbindare bringad till strukturell samverkan med betongen. Genom att den vertikala spännarmeringen från den yttre cylindern är förankrad (passiva änden) i underkant på den yttre cylinderformade väggen är denna vägg spännarmerad i vertikalled.

6.3.1.2 Betong

Betong Klass I, K40, cement LH, vattentät, tillsatsmedel 0.2 % Plastiment V, vct = 0.52. Ballast utgörs i huvudsak av grus- och sandmaterial från Uppsalaåsen.

6.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40S. Armering Ø12-Ø32 Cororib är i kvalitet Ks42S. Denna armering är skarvad med Cadweld-metod.

6.3.2 Väggar

6.3.2.1 Strukturellt system

Den cylindriska väggen har en inre diameter av 22,00 m. I den nedre och övre delen är cylindern förtjockad med voter. Väggen har en total tjocklek av 1,1 m. Av denna tjocklek utgör det inre missilskyddet c:a 0,26 m och det yttre c:a 0,84 m. Konstruktionen tillverkades så att en inre cylinder med tjocklek 0,20 m och en yttre med en tjocklek av 0,78 m glidformsgöts. I den 0,12 m tjocka spalten mellan väggarna nedsänktes tätplåten som tillverkades i toppen genom successivt påsvetsade plåtar.

Tätplåten är på den nedre votade delen belägen i innerkant utan täcksikt och utförd av 6 mm rostfritt stål SS2343. I övrigt är tätplåten utförd av tryckkärilstål SS2102 och med tjocklek 6 mm. I den nedre delen av cylindern är betongen på insidan skyddad av ett 3 mm tjockt urlakningsskydd av rostfritt stål SS2343.

Cylinderväggarna är förspända såväl i horisontell som vertikal led. Kompletterande slak minsta armering i innerkant är $\Phi 20$ s240 ($\rho = 0,12\%$) och vertikalt $\Phi 25$ s240 ($\rho = 0,18\%$), horisontellt $\Phi 25$ s200 ($\rho = 0,22\%$) i ytterkant. I vissa delar och lokalt förekommer väsentliga mängder kompletterande armering. (De procentuellt angivna mängderna avser mängd på hela vägg tjockleken). Den horisontella förspänningen svarar mot ett radiellt riktat inre tryck av 0,46 MPa.

6.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement LH, stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0.1 % Plastiment V, vct = 0.46, ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement LH, stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.46, ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

6.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks 40S. Spännarmering VSL linor 19 Φ 13, linor Bridon Supa SS213620. Spännarmeringsenheterna som uppges ha en brottlast av 3,5 MN (1800 MPa) är spända till 1,9 MN (1080 MPa c:a 60% av brottspänning).

6.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och person genomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var slutförda och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flansar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjuvförbindare. Ursparingarna kompletterades med armering och igengöts. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

6.3.3 Tak

6.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan utgörs av en 2,5 m tjock ringformad, slakarmerad platta. Över hålet i mitten på plattan finns en stålkupol. Utöver denna centriska öppning med diameter 8,7 m finns en transportöppning med diameter 2,5 m. Övergången mellan stålkupol och platta utgörs av en stålring förankrad med en stor mängd kraftiga förankringsjärn. Tätplåten utgörs av tryckkärnstål 2102 med minsta tjocklek 6 mm.

6.3.3.2 Betong

Betong, Klass I, K 50, cement LH, stenstorlek 16, 32 mm, tillsatsmedel Plastiment V, vct = 0.47, 0.45, ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

6.3.3.3 Armering

Armeringen utgörs av Ks 40S mestadels $\Phi 32$.

6.3.3.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var klara och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flänsar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjuförbindare. Ursparingarna kompletterades med armering och igengöts. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

6.4 Rapporterade skador

6.4.1 Under byggskedet

Ett antal mindre avvikelser finns rapporterade under byggskedet. Dessa är platsanpassning av armering i AMH-slitsar, byggfel i dilationsfogar i bottenplatta, avvikelser i vertikal armering och foderrör, Nelsonbultar, gjutskador i nedre vot och skador i armering vid montering av expanderbult för infästningar. Rapporterade problem har antingen åtgärdats genom byggåtgärder eller kontrollerats genom kompletterande beräkningar. Av ovanstående problem kan eventuella avbörade järn i samband med insättning av tillkommande fästplattor och de problem som redovisats med de svetsbultar (Nelsonbultar) som sammanbinder inre och yttre betongskal i den övre voten.

En brand i ett spännkabelschakt uppstod innan kablarna var monterade. Efter besiktning utfördes erforderliga åtgärder för att säkerställa kvaliteten (rapport finns).

6.4.2 Under driftskedet

Under driftskedet har behov av kompletterande infästningar uppkommit. För kommentar se ovan.

Den senaste inspektion utfördes under 1994. Rapporten har framtagits för att sammanfatta de resultat som framkommit under inspektioner av spännkabelsystemet.

Man måste kunna bedöma hur länge kan kablarna vara spända med tillräcklig kraft och således förväntas fungera på avsett sätt. Systemet konstrueras ursprungligen för drift i 30 år dvs till år 2008. Säkrare resultat erhålls allteftersom kommande återkommande inspektioner utförs. Kraftförlust uppstår genom att kraften i kablarna sjunker dels beroende på att betongen krymper och kryper, dels genom att stålet relaxerar.

6.5 Kontroll

Betonginneslutningens yttre ytor är till största delen åtkomliga för inspektion. Innerytorna är normalt ej åtkomliga för ytinspektion annat än i samband med avställning. De nedre delarna av innerytorna är dolda av den skyddande rostfria plåten. Kontroll av åtkomliga betongytor genomförs varje år.

Spännarmeringen kan, eftersom spännarmeringen ej är injekterad, kontrolleras med hjälp av inmonterade kraftmätare typ Glözl vid 18 ändar. Eftersom spännarmeringsrören hålls torra med hjälp av torkad filtrerad luft kan tätheten i systemet kontrolleras när som helst.

Inneslutningens totala täthet kontrolleras genom systematiska tryckprovningar. Den första tryckprovningen till 1,15·konstruktionstrycket utfördes i samband med byggandet 77/78. Återkommande tryckprovningar till c:a 0,38 MPa övertryck sker c:a vart tredje år.

Detaljer som ingjutningsgods, slakarmering m.m. är ej möjliga att kontrollera utan tillgripande av speciella metoder.

För att säkerställa spännarmeringens funktion utförs återkommande inspektioner enligt ett planerat schema.

6.6 Strukturell utvärdering

I särskild utredning, Vattenfall BKB4 89:02, har genomförts en genomgång av dimensioneringsförutsättningar och beräkningar i avsikt att studera vad som händer vid bortfall av spännkablar i inneslutningen. Enligt dessa bedömningar finns erforderlig säkerhet även vid bortfall (brott) av ett mindre antal kablar.

Beträffande vår utvärdering se motsvarande för Forsmark I.

Resultat från utförda spännkabelinspektioner har sammanställts och utvärderats. Resultat har framtagits med så hög noggrannhet som mätutrustningen medger. Enligt senaste spännkabelinspektion är kvarvarande spännkrafter i block 1 högre än i block 2. Senaste

inspektion i block 2 tydde på att förlusterna ökar mer än förväntat. Resultat från mätningar i block 1 tyder på motsatsen dvs att förlusterna är mindre än förväntat.

6.7 Kvarvarande frågor

Uppmätta krafter i block 1 är genomgående större än sådana i block 2. Resultat från återkommande inspektion samt resultat från Glötzlgivare visar att förluster är mindre än förväntat. Block 2 tycks dock ha större förluster än förväntat. Förhållanden i block 2 kan verifieras genom kraftkontroll år 2001 av några kablar.

6.8 Använd dokumentation

Av det omfattande material vi erhållit har främst följande använts

- Forsmark 2 –Säkerhetsinventering Reaktorinneslutning i betong FG-rapport 95/13, A3561/LEB,
- Forsmark 2 -Tätplåten i reaktorinneslutningen, FS-Rapport 93/12 A3542/LEB,
- Forsmark 2 -Säkerhetsinventering av inneslutningens Betongkonstruktioner,
- Bortfall av spännkablar i reaktorinneslutning. BKB4 89:02
- FT-Rapport Forsmarks kraftverk block 2. Krafter och förluster i spännkablar 1998-07-30 Nr 98/285
- Enkät svar från Forsmark hösten 2001.

7 Formarksverket III

7.1 Allmänt

Forsmarksverket III är beläget invid Bottenhavet i norra Uppland i Östhammars kommun. Verket som har en effekt av 1050 MW är av s. k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1976-1985. Huvudentreprenör var SKANSKA och projekteringen utfördes av Vattenfall.

7.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är mindre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som måttligt aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal något varmare inomhusmiljö än vanlig rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med passiviserat vatten.

7.3 Uppbyggnad av inneslutning

7.3.1 Bottenplatta

7.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan utgörs av en övre 2 m tjock armerad betongplatta i statisk samverkan med underliggande radiellt riktade väggar som vilar på en 1,2 m tjock grundplatta. Den övre platan är partiellt förspänd. I bottenplattans övre yta finns den yttre delen under bassängerna 6 mm tätplåt av rostfritt stål SS2343 i centrumdelen utgörs tätningen av 8 mm tjock plåt SS2103-01. I centrumdelen skyddas plåten av betong.

7.3.1.2 Betong

Betong Klass I, K50, cement LH, vattentät, tillsatsmedel 0.2 % SIKA Retarder, vct = 0.42 / 0.43. Ballast utgörs i huvudsak av grus- och sandmaterial från Uppsalaåsen.

7.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40S. Armering Ø16-Ø32 Cororib är i kvalitet Ks42S. Denna armering är skarvad med Cadweld-metod.

7.3.2 Väggar

7.3.2.1 Strukturellt system

Inneslutningscylindern har en inre radie av 12,75 m och en tjocklek av 1,5 m. Konstruktionen är förspänd horisontellt och vertikalt. Det inre misselskyddande skalet har tjockleken 300

mm. Mantelplåten med tjocklek 8 mm är utförd av SS2103-01. Cylindern tillverkades genom att stålskalet först tillverkades i sin helhet varefter det inre och det yttre betongskalet åstadkoms med glidformsgjutning. För genomföringar monterades ursparingar på plåten.

7.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement LH, stenstorlek 16 mm, tillsatsmedel 0.2 % Retarder, vct = 0.42 / 0.43. Ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement LH, stenstorlek 16 / 32 mm, tillsatsmedel 1.1 % Flyttillsats V, vct = 0.45 / 0.48. Ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

7.3.2.3 Armering

Ospänd armering Ks 40S. Den spända armeringen utgörs vertikalt av 120 st kablar BBRV 139Φ6. Antalet horisontella kablar av likadan utformning är 88 st. Kablarna går ett drygt varv runt inneslutningen och är förankrade i en gemensam pilaster på utsidan. Kablarna spändes till maximalt 5,2 MN (1320 MPa) och efter låsning var kraften 4,7 MN (1180 MPa). Kablarna är förlagda i foderrör som ventileras med torkad luft.

7.3.2.4 Genomföringar

Ursparingar för rör och elektriska kablar, totalt 121 st, har åstadkommit genom att foderrör svetsats till linern i de ursparingar som tillkom i samband med glidformsgjutningarna. Foderrören är gastätt svetsade till tätplåten via speciella flänsar. Över flänsarna finns testkanaler genom vilka tätheten fortlöpande kan kontrolleras. Foderrör och flänsar är utförda med hjälp av ”skjuvklackar” så att skjuv- och andra krafter kan överföras till betongen.

7.3.3 Tak

7.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan utgörs av en betongplatta med tjocklek som varierar från c:a 4 till 1,5 m närmast den övre kupolen. Tätplåten som här skyddas av ett 0,5 m tjockt missilskydd är utförd av 8 till 10 mm tjock plåt SS2103-01.

7.3.3.2 Betong

Betong, Klass I, K 50, cement LH, stenstorlek 16, 32 mm, tillsatsmedel 0,5 % Flyttillsats / 0,2 % Retader, vct = 0.41 / 0.44. Ballast utgjordes av naturgrus och -sand från Uppsalaåsen.

7.3.3.3 Armering

Armeringen utgörs av Ks 40S mestadels Φ32.

7.3.3.4 Genomföringar

Ursparingar för rör och elektriska kablar, totalt 121 st, har åstadkommit genom att foderrör svetsats till linern i de ursparingar som tillkom i samband med glidformsgjutningarna. Foderrören är gastätt svetsade till tätplåten via speciella flänsar. Över flänsarna finns

testkanaler genom vilka tätheten fortlöpande kan kontrolleras. Foderrör och flänsar är utförda med hjälp av ”skjuvklackar” så att skjuv- och andra krafter kan överföras till betongen.

7.4 Rapporterade skador

7.4.1 Under byggskedet

Det finns endast några få skador rapporterade i det material vi tagit del av. Dessa syns inte vara av någon betydelse med hänsyn till strukturens förmåga att klara konstruktionslaster.

7.4.2 Under driftskedet

Vid kontroll 1986 upptäcktes att i två spännkablar var en stor andel av trådarna avslitna. Detta resulterade i lagning, utredningar och ett förtätat kontrollprogram för kabelventilation och spännkabelinspektion.

Under revision 1992 demonterades isoleringen i en genomföring (system 321) i samband med detta skadades isoleringen varvid förhöjd temperatur erhöles i betongen närmast genomföringen. Efter skadan genomfördes flera utredningar varvid konstaterades att den förhöjda temperaturen med stor sannolikhet ej medfört sådana skador att konstruktionens förmåga att uppfylla kraven äventyrats. (Formark 3 - Förhöjd betongtemp kring 321 -genomföring, F3-Rapport 94/18, A3541/TEO).

Rapporten har framtagits för att sammanfatta de resultat som framkommit under inspektioner av spännkabelsystemet. Den senaste inspektionen utfördes under 1995.

En slutsats som redovisas i FT-rapporten Forsmarks kraftverk block 3 1998 resp i enkätsvaret Forsmark hösten 2001 från är hur länge kan kablarna vara spända med tillräcklig kraft och således förväntas fungera på avsett sätt. Systemet konstrueras ursprungligen för drift i 30 år dvs till år 2008. Säkrare resultat erhålls allteftersom kommande regelbundna inspektioner utförs. Kraftförlust uppstår genom att kraften i kablarna sjunker dels beroende på att betongen krymper och kryper, dels genom att stålet relaxerar.

7.5 Kontroll

Täthetsprovning till $1,15 \cdot$ konstruktionstrycket d.v.s. $1,15 \cdot 0,45 \text{ MPa} = 0,52 \text{ MPa}$ utfördes 1984. Fortlöpande provningar av trycktäthet utförs med c:a 3 års mellanrum.

Eftersom spännkablar är oinjekterade kan de kontrolleras och inspekteras. För detta finns en kontrollplan med såväl kontroll av spännkraft genom provdragning som utdragning av kablar för kontroll av eventuell korrosion. Spännkabelkanalernas luftningssystem är försett med ett särskilt kontrollsystem som ger information om luftfuktighet m.m.

För att säkerställa spännarmeringens funktion utförs enligt ett planerat schema återkommande inspektioner.

7.6 Strukturell utvärdering

En översiktlig strukturell utvärdering har utförts. Denna visar att konstruktionerna har erforderlig säkerhet med hänsyn till de dimensionerande trycken. Eftersom förspänningsminskningen, med hänsyn till mätningarna i Forsmark I och de fortlöpande kontroller som utförs på spännarmeringen till Forsmark III, är mindre än vad som antagits, är säkerheten något större än som förutsatts vid projekteringen av verket.

Resultat från utförda spännkabelinspektioner har sammanställts och utvärderats. Resultat har framtagits med så hög noggrannhet som mätutrustningen medger. Enligt senaste spännkabelinspektion är kvarvarande spännkrafter högre än teoretiskt beräknat.

Tidigare har utretts om kablar kan undvaras så att inspektioner och byte av kablar kan ske under drift. Främst avsågs horisontal- och vertikalkablar eftersom avlastning och trådbyte ska ske i dessa. I denna rapport (enkätsvar Forsmark hösten 2001) har minimivärdena uppräknats så att förhållandena kan bestå.

Två kabeltyper, bassängkablar och kablar i övre ringplatta, behöver åtgärdas senast år 2002. Övriga kablar behöver åtgärdas omkring 2030.

7.7 Kvarvarande frågor

För block 3 saknas marginal för bassängkablar och kablar i övre ringplatta varför en höjning av spännkraft vid nästa inspektion senast år 2002 erfordras.

7.8 Använd dokumentation

Följande underlagsmaterial har i huvudsak beaktats:

- Slutlig säkerhetsrapport för system 142 med tillhörande ritningar. Forsmarks R-dok 142, Rev 8 94-09-08. Forsmarksverket III
- Forsmark 3 - Säkerhetsinventering Reaktorinneslutning i betong, FG-rapport 95/14, A3539/LEB.
- Forsmark 3 - Förhöjd Betongtemp kring 321-genomföring, F3-Rapport 94/18, A3541/TEO.
- Forsmark III -Tätplåten i reaktorinneslutningen, FS-Rapport 93/13, A3542/LEB.
- Forsmark III -Säkerhetsinventering av inneslutningens betongkonstruktioner, Rapport, GEY18/94 utfärdad av Vattenfall Energisystem.
- Forsmarks Kraftstation, Block 3, reaktorinneslutning. Andra återkommande inspektion av spännkablar 1987. PF-Rapport 280/87.
- FT-rapport Forsmarks kraftverk block 3. Krafter och förluster i spännkablar 1998-08-30 Nr 98/330
- Enkätsvar från Forsmark hösten 2001.

8 Ringhalsverket I

8.1 Allmänt

Ringhalsverket I är beläget c:a 1 mil norr om Varberg i Varbergs kommun vid den svenska västkusten. Verket som har en effekt av 750 MW är av s. k. kokartyp (BWR). Inneslutningen till verket byggdes under perioden 1970-73 och verket togs i drift 1976. Entreprenör var Atombyggen och projekteringen utfördes av Vattenfall.

8.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är större än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som mycket aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig dock helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal något varmare inomhusmiljö än vanlig rumstempertur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med passiviserat vatten.

8.3 Uppbyggnad av inneslutning

8.3.1 Bottenplatta

8.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan som har en tjocklek av 3 m är direkt grundlagd på gnejsberggrund som avsprängts. Under plattan har i berget sprängts en dräneringstunnel för att förhindra upptryck mot plattans. Berget har injekterats för att åstadkomma ökad täthet. Plattan göts i tre skikt för att minska temperaturökningen och därmed minska krympningsrörelserna. Bottenplattan är täckt med 3 mm rostfri plåt SS2343.

8.3.1.2 Betong

Betong Klass I, K30, cement LH, vattentät, tillsatsmedel 0.25 % Plastiment V, vct = 0.6. Ballast av grus, sand och sten, ballastens bergarter gnejs.

8.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S Φ 32.

8.3.2 Väggar

8.3.2.1 Strukturellt system

Den cylindriska väggen har en inre diameter av 22,00 m. Väggen har en total tjocklek av 1,1 m. Av denna tjocklek utgör det inre missilskyddet c:a 0,25 m och det yttre c:a 0,84 m. Konstruktionen tillverkades så att en inre cylinder med tjocklek 0,25 m glidformgöts. Därefter tillverkades tätskärmen med tjocklek 5 mm och med stålqualität SS2102 i överkant på denna cylinder under successiv nedsänkning. Samtliga skarvar i tätplåten stumsvetsades med efter-svetsad rot. Svetsskarvarna försågs med tätsvetsade profiler för att svetskarvarna skall kunna täthetsprovas såväl under byggskedet som fortlöpande. Plåtskalet försågs på utsidan med fästen för ursparingar, spännarmering o. s. v. Efter det att plåtskalet var färdigt göts den yttre lastbärande delen av inneslutningscylindern. Spalten mellan den inre betongcylindern och plåtskalet injekterades.

På insidan skyddar ett 5 mm tjockt urlakningskydd av rostfritt stål SS2102. Armeringen utgörs av Ks 40S, mestadels $\Phi 32$.

Cylinderväggarna är förspända såväl i horisontell som vertikal led. Kompletterande slakarmering i innerkant är $\Phi \times s_x$ ($\rho = 0, x\%$) och vertikalt $\Phi \times s_x$ ($\rho = 0, x\%$), horisontellt $\Phi \times s_x$ ($\rho = 0, x\%$) i ytterkant. I vissa delar och lokalt förekommer väsentliga mängder kompletterande armering. Den horisontella förspänningen svarar mot ett radiellt riktat inre tryck av 0,52 MPa.

8.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, cement Std, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K45, cement Std, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.46, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

8.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks 40S. Spännarmering BBRV linor $55\Phi 6$, stål 1500/1750 MPa. Spännarmorningsenheterna som uppges ha en brottlast av 2,7 MN ($f_{stu} = 1740$ MPa) är spända till 1,9 MN ($\sigma = 1190$ MPa). I samband med uppspanning inträffade brott i spännarmeringstrådarnas ändrar, se nedan. För att säkerställa funktionen insattes 18 st extra vertikala kablar utanför cylindern av typ BBRV $55\Phi 7$. Dessa kablar låstes vid en spännkraft av 2,65 MN ($\sigma = 1190$ MPa). Eftersom ytterligare brott i spännarmeringen inträffade minskades förspänningskraften i 12 vertikalkablar till 1,6 MN och i övriga 70 vertikalkablar till 1,5 MN. Samtliga kablar utom de extra vertikalkablarna är cementinjekterade. De extra vertikalkablarna är cementinjekterade i ändarna och har i övriga delar försetts med ett permanent korrosionskydd.

8.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var slutförda och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flänsar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjuvförbindare. Ursparingarna kompletterades med armering och igengöts. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringen är principiellt utformad på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

8.3.3 Tak

8.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan utgörs av en 1,5 m tjock ringformad, slakarmerad platta som övergår i en konformad del som också har tjocklek 1,5 m och också är slakarmerad. I den övre delen på den konformade delen finns den stålkupol som täcker reaktorn. Plåtskalet ligger på undersidan av ringplattan och på insidan av konen. Tjockleken på plåten är 6 mm och stålkvalitet SS 2102 och den är inte skyddad mot missilverkan av betong.

8.3.3.2 Betong

I ringplattan betong Klass I, K 45, cement Std, tillsatsmedel, vct = 0.46, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

I kondelen betong Klass I, K 35, cement Std, tillsatsmedel, vct = 0.54, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

8.3.3.3 Armering

Armeringen utgörs av Ks 40S, mestadels $\Phi 32$ (25).

8.3.3.4 Genomföringar

I taket finns inga genomföringar.

8.4 Rapporterade skador

8.4.1 Under byggskedet

I samband med uppspanning av spännarmeringen inträffade brott i ankare till flera spänneheter. Detta har lett till utbyte av ändankare för horisontella kablar, minskning av förspänning i de flesta vertikalkablar och komplettering med utanpåliggande extra vertikalkablar. Åtgärderna finns redovisade i särskild rapport. Särskilda hållfasthetsberäkningar finns redovisade med anledning av det inträffade.

8.4.2 Under driftskedet

Inga skador rapporterade.

8.5 Kontroll

Betonginneslutningens yttre ytor är till största delen åtkomliga för inspektion. Innerytorna är normalt ej åtkomliga för ytinspektion annat än i samband med avställning.

Spännarmeringen kan, eftersom spännarmeringen är injekterad, inte kontrolleras på något enkelt sätt.

Inneslutningens totala täthet kontrolleras genom systematiska tryckprovningar. Den första tryckprovningen till 1,15·konstruktionstrycket utfördes i samband med byggandet 1972. Återkommande tryckprovningar till c:a 0,3 MPa övertryck sker c:a vart tredje år.

Genomföringars täthet kan kontrolleras med ingjutna rör som mynnar i ett utrymme kring genomföringarnas anslutning mot tätplåten.

Detaljer som ingjutningsgods, slakarmering m.m. är ej möjliga att kontrollera med avseende på eventuell korrosion utan tillgripande av speciella metoder.

8.6 Strukturell utvärdering

Den väsentligaste dimensionerande belastningen för inneslutningen utgörs av ett inre övertryck av storleksordningen 0,42 MPa. Trycket som är förenat med en temperaturhöjning verkar fullt under storleksordningen minuter. Ur strukturell synpunkt är trycket att betrakta som långvarigt eftersom egensvängningstiden för de konstruktionselement som blir belastade är av storleksordningen sekunder eller delar därav. Undertryck av storleksordningen 0,05 MPa utgör också grund för dimensioneringen. Den utvärdering som utförs av undertecknade och som också ungefärligt redovisas i de handlingar vi tagit del av visar att konstruktionerna har minst 2-faldig säkerhet mot dessa tryck. Någon risk för överskridande av konstruktionstrycket väsentligt finns ej eftersom man försett verket med ett säkerhetssystem som vid ett tryck av x MPa avlastar inneslutningen ut till en skrubber som renar gaserna från sitt radioaktiva innehåll.

Väsentliga delar av armeringen kan således vara skadade utan att någon risk finns för brott av inneslutningens konstruktioner. Strukturellt finns också mycket liten risk att tätheten går förlorad vid övertrycket eftersom töjningarna i tätplåten även vid ovan angivna maximala tryck blir inom områden som plåten klarar. Lokala täthetsproblem kring genomföringar m.m. kan ej utvärderas genom beräkningar.

8.7 Kvarvarande frågor

Uppgifter om cylinderväggars kompletterande slakarmering saknas fortfarande.

Ett program för täthetsprovning finns (3 ggr på 10 år).

8.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation använts i första hand

- Ringhalls B1, Utdrag ur FSAR (avsnitt 5.1).

- Bilaga: Rapport 1716523, ”R1,R2,R3,R4 kompletterade underlag för utredning kring reaktorinneslutningarna”.
- Enkät svar från Ringhals hösten 2001.

9 Ringhalsverket II

9.1 Allmänt

Ringhalsverket II är beläget c:a 1 mil norr om Varberg i Varbergs kommun vid den svenska västkusten. Verket som har en effekt av 875 MW är av s. k. tryckvattentyp (PWR) av modifierad Westinghouse - modell. Verket byggdes under perioden 1971-73. Entreprenör var Vattenfall och projekteringen utfördes av Vattenfall.

9.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och de normalt förekommande västliga vindarna starkt korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är större än medelvärdet för Sverige och innehåller högre halter av svavel än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som mycket aggressiv för armerade betongkonstruktioner.

9.3 Uppbyggnad av inneslutning

9.3.1 Bottenplatta

9.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan är grundlagd på inhomogen gnejs. Efter förstärkning och utjämnades berget med betong. På betongen som gavs god planhet, utlades ett lager asfalt som glidskikt. På detta grundlades bottenplattan som är 3,35 m tjock. Bottenplattan utgör mothåll för de vertikala krafterna och bär i sin yttre del förankringarna för spännarmeringen till cylinderväggarna. Bottenplattan har belagts med 5 mm tätplåt av kvalitet SS2102. Denna plåt skyddas med ett 0,2 m tjockt lager expanderande lerkulor (Leca) och 0,3 m skyddsbetong. I efterhand har spalten med Leca fyllts med kalkvatten.

9.3.1.2 Betong

Betong Klass I, grp c, K35, cement Gullhögen LH, max stenstorlek 64 (32-16) mm, tillsatsmedel 0.3 % Plastiment V, vct = 0.49. Ballast av grus, sand och sten.

9.3.1.3 Armering

Endast slakarmering Ks40 och Ks40S Φ 32.

9.3.2 Väggar

9.3.2.1 Strukturellt system

Cylinderväggen med total tjocklek 1,1 m och inre diameter 35,4 m tillverkades genom glidformsgjutning av först det inre skiktet med tjocklek 0,33 m och sedan det yttre med tjocklek 0,76 m. Glidformsgjutningen gjordes mot det tidigare tillverkade täta stålskalet med tjocklek 7 mm. Plåtskalet är på utsidan försett med testkanaler över alla svetsfogar. Via testkanalerna kan svetsfogarnas täthet kontrolleras och eventuellt framtida läckage indikeras.

Cylinderväggen är förspänd horisontellt och vertikalt. Den vertikala spännarmeringen är i den passiva änden förankrad i bottenplattan. Dessa ankare är åtkomliga från en tunnel under bottenplattan. De aktiva ankarna på ovansidan av ringbalken är åtkomliga för utbyte, provdragning och inspektion. De horisontella spännarmeringsenheterna är förankrade i fyra längsgående klackar på cylinderns utsida. Kablarna är från dessa klackar åtkomliga för inspektion, provdragning och utbyte.

9.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, grupp d, K50, cement Limhamn Std, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, grupp d, K50, cement Limhamn Std, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0.10-0.40 % Plastiment V, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

9.3.2.3 Armering

Slakarmering utgjordes av Ks40S. Spännarmering utgjordes av system BBRV 139Φ6 i stål-kvalitet 1500/1800 MPa. Kablarna lämnades efter uppspänningen vid en kraft av 4,8 MN vilket svarar mot spänningen 1220 MPa. Kablarna omges av spiralfalsade foderrör med tjocklek 0,5 mm som är fyllda med fett.

9.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar som behövs för ånga, matarvatten, elkablar och luft är försedda med svetsflänsar och har insvetsats i efterhand i det täta skalet i ursparingar i glidformen. Ursparingarna injekterades därefter. Mellan genomföringar och betong finns skjuvförbindre som avses ta upp horisontella krafter mellan genomföringar och betongvägg. Genomföringar för personal och större utrustningar med yttre diameter 2,5 m är vad beträffar ingjutning utförda på samma sätt.

9.3.3 Tak

9.3.3.1 Strukturellt system

Taket utgörs av en i huvudsak sfärisk kupol med radie 28,4 m och pilhöjd 6,7 m. Kupolen göts mot det täta plåtskalet som var förstärkt med T-profiler i två skikt. Det första inre skiktet var 0,2 m och det yttre 0,6 m. Kupolen är allsidigt förspänd genom tre lager spännarmering som ligger i tre olika riktningar med en inbördes förskjutning av ett tredjedels varv. Övergången mellan väggcylindern och kupolen utgörs av en ringbalk med höjd 7 m och tjocklek 1,8 m. Ringbalken kan sägas utgöra en påtjockning av cylinderväggen i den övre delen. Genom att kupolen mot cylindern övergår via en torusformad krökning blir ringbalkens tjocklek större i denna del. Ringbalken innehåller förankringar för såväl den vertikala spännarmeringen till cylinderväggarna som förankringarna till kablarna till kupolen. I kupoldelen ligger tätplåten med tjocklek 7 mm oskyddad för eventuell missilverkan.

9.3.3.2 Betong

Kupolen är uppbyggd av betong Klass I, grupp d, K50, cement Gullhögen LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0.25 % Plastiment V, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

Ringbalken är uppbyggd av betong Klass I, grupp d, K50, cement Limhamn Std, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0.25 % Plastiment V, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

9.3.3.3 Armering

Slakarmering utgjordes av Ks40S. Spännarmering utgjordes av system BBRV 139Φ6 i stål-kvalitet 1500/1800 MPa. Kablarna lämnades efter uppspänningen vid en kraft av 4,8 MN vilket svarar mot spänningen 1220 MPa. Kablarna omges av spiralfalsade foderrör med tjocklek 0,5 mm som är fyllda med fett.

9.3.3.4 Genomföringar

I taket finns inga genomföringar.

9.4 Rapporterade skador

9.4.1 Under byggskedet

Inga skador rapporterade.

9.4.2 Under driftskedet

Inga skador rapporterade.

9.5 Kontroll

I stort sett hela reaktorinneslutningens ytteryta är enkelt åtkomlig för inspektion. Den inre ytan kan besiktigas i samband med avställning av verket. All spännarmering kan inspekteras och provdras och bytas ut. Ett system för kontinuerligt sådant arbete finns. Genomföringars täthet kan kontrolleras med hjälp av ingjutna rör för tryckprovning.

9.6 Strukturell utvärdering

Verket är dimensionerat för ett inre övertryck 0,42 MPa.

9.7 Kvarvarande frågor

Ett program för kontroll (Spännkraft) och täthetsprovning finns. Tryck vid ev provtryckning är 0,2 MPa.

9.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation använts i första hand

- Utdrag av R2 FSAR kapitel 5.1 t om 5.4
- Bilaga: Rapport 1716523, ”R1,R2,R3,R4 kompletterade underlag för utredning kring reaktorinneslutningarna”.
- Enkät svar från Ringhals hösten 2001.

10 Ringhalsverket III

10.1 Allmänt

Ringhalsverket III är beläget c:a 1 mil norr om Varberg i Varbergs kommun vid den svenska västkusten. Verket som har en effekt av 915 MW är av s. k. tryckvattentyp (PWR) av modifierad Westinghouse - modell. Verket byggdes under perioden 1972-80 entreprenör var Vattenfall och projekteringen utfördes av Vattenfall.

10.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och de normalt förekommande västliga vindarna starkt korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är större än medelvärdet för Sverige och innehåller högre halter av svavel än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karakterisera som mycket aggressiv för armerade betongkonstruktioner.

10.3 Uppbyggnad av inneslutning

10.3.1 Bottenplatta

10.3.1.1 Strukturellt system

En översiktlig bild av utformningen av anläggningen i sektion visas i **Fig. 10.1**. Bottenplattan är grundlagd på inhomogen gnejs. Efter nedsprängning avjämnades berget med en betong-avjämning som gjordes med stor planhet. På denna avjämnade yta lades ett glidskikt av molybdendisulfid och plastfolie. Därefter göts den 2,65 m tjocka bottenplattan på glidskiktet. På bottenplattan lades det 8 mm tjocka tätskiktet av stålplåt av kvalitet SS2102. Tätskiktet svetsades med kälsvets mot i betongplattan ingjutna vinkelstål. Fogarna täcktes därefter med remsor av tunnare stålplåt som kälsvetsades mot tätplåten. På detta sätt utbildades kanaler som kan tjäna till att kontrollera tätplåtens täthet.

10.3.1.2 Betong

Betong Klass I, grp c, K40, cement Gullhögen LH, max stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel 0,6% Sika Retarder, vct = 0.49. Ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

10.3.1.3 Armering

Endast slakarmering Ks40 och Ks40S

10.3.1.4 Genomföringar

Inga genomföringar finns i bottenplattan.

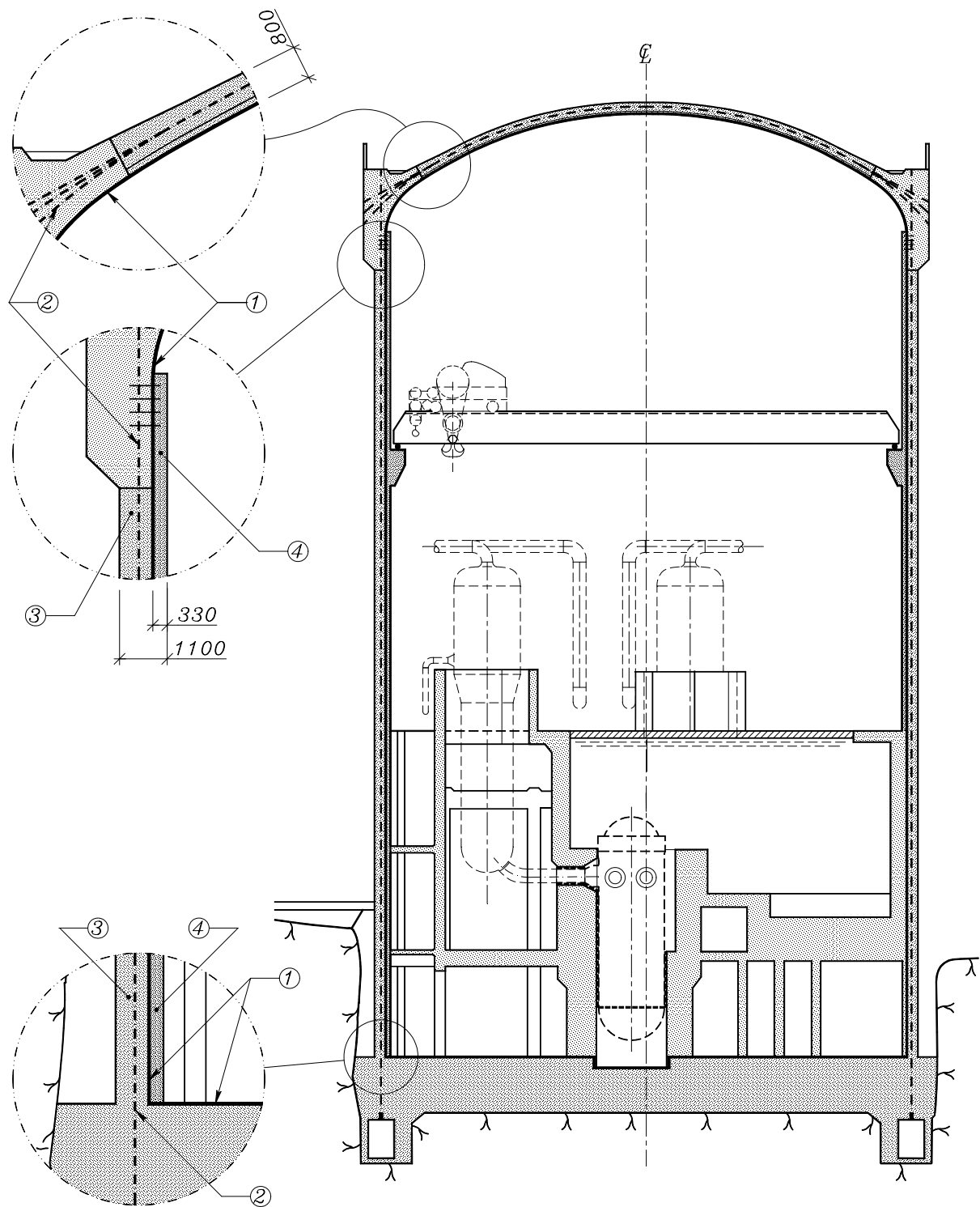


Fig. 10.1 *Sektion genom Ringhalsverket III. I figuren är ① tätplåten, ② den vertikala spännarmeringen, ③ det lastbärande betongskalet och ④ det inre missilskydds-skalet av betong.*

10.3.2 Väggar

10.3.2.1 Strukturellt system

Cylinderväggen är c:a 52 m hög, har en diameter av 35,4 m och en tjocklek av 1,1 m. Väggen byggdes på så sätt att stålcyllindern byggdes först. I de nedre 18 metrarna har stålcyllindern en tjocklek av 10 mm och i den övre en tjocklek av 8 mm. Stålkvalitet SS2102. Sammanfogningen skedde med stumsvets och samtliga fogar täcks av testkanaler uppbyggda av svetsade U- eller L-stål. Med hjälp av dessa kanaler kunde och kan alltfört tätningen i svetsarna kontrolleras genom trycksättning av kanalerna. Testkanalerna är tillsammans med kanaler från genomföringarna samlade så att tryckprovning kan göras på hela inneslutningens täthet. Kanalerna är också så utförda att eventuellt läckage kan tas om hand.

Betongen på ömse sidor om tätplåten glidformsgöts i två skilda etapper, varvid ursparingar för genomföringar togs upp. Efter gjutning togs hål upp i plåten och genomföringarnas flänsplåtar svetsades mot tätplåten. Efter armering och formsättning av ursparingarna injekterades ursparingarna. Cylinderväggen är fast inspänd i bottenplattan. Tjockleken på den inre betongväggen (missilskyddet) är 0,33 m och således är den yttre tjockleken 0,76 m.

Betongcyllindern är förspänd i såväl horisontell som vertikal led. De horisontella kablarna är förankrade i fyra vertikal längsgående klackar på cylinderns ytteryta. Kabelrören är injekterade med specialfett så att samtliga kablar kan undersökas, provdras och bytas ut. Ett program för sådan ompänning och utbyte finns. I vertikal led är kablarna förankrade under bottenplattan i taket på en cirkulär tunnel under bottenplattan. I överkant är kablarna förankrade i ringbalken belägen längs periferin på takkupolen.

10.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, grupp d, K50 (1,2 m nederst var hållfasthetsklassen K55 upp till höjden +94,2), cement Limhamn LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.41, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, grupp d, K50, cement Limhamn LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten (gnejs).

I samband med ånggeneratorbyte 1995 upptogs ett rektangulärt hål i inneslutningen efter det att kablarna i det påverkade området hade avspänts och dragits ut. Öppningen igengöts senare varvid speciella metoder vidtogs för kylning så att inte krympning skulle orsaka sprickbildning i den nygjutna delen (arbetet beskrivet i särskild artikel, se nedan). I samband med detta inspekterades betongkonstruktionen, varvid goda resultat erhöles. I **Fig. 10.2** nedan visas resultat av provning av urborrade cylindrar. Generellt gäller att mindre provkroppar ger högre hållfasthetsvärden än större provkroppar. Om vi på säkra sidan antar att resultaten från cylinderprovningen svarar mot 1,15 gånger kubhållfastheten ger detta att motsvarande kubhållfasthet i medeltal är 79 MPa. Räknar¹ vi tillbaka detta till byggtidpunkten (15 år härdningstid) svarar detta mot en 28-dygns kubhållfasthet av 74 MPa. Detta är väl över det värde som erfordrades som medelvärde vid tillverkningen.

¹ Omräkning av hållfasthet med hänsyn till betongens härdning görs i denna rapport genomgående enligt den metod som CEB rekommenderar.

R III, resultat vid provtryckning av cylindrar 1995

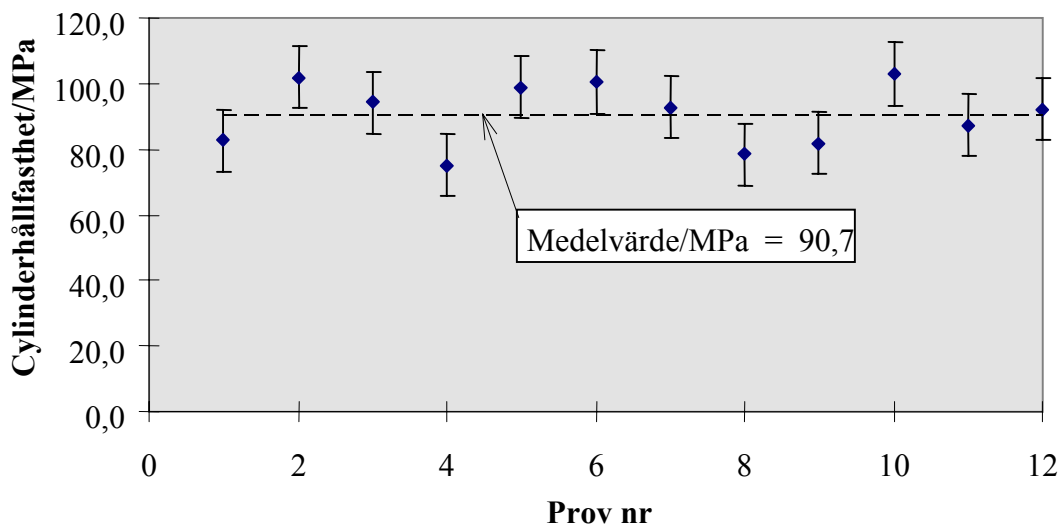


Fig 10.2 Resultat av betongprovningar på utborrade cylindrar utförda i samband med ånggeneratorbyte 1995.

10.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S, spännarmering av typ BBRV 139 Φ 6 i stålqualität 1500/1800 MPa, f_{st} resp f_{stu} (se **Fig. 3.2**). Spännarmeringen låstes vid en spänning av c:a 1200 MPa. Kabelrören var spiralfalsade med diameter 120 mm och fettinjekterade. Spännarmeringen låstes vid spänningen 1210 MPa (4,75 MN). Totalt antal vertikala kablar är 153 st. De horisontella kablarna omfattar vardera ett drygt halvt varv och antalet kabelvarv är 122 st (totalt alltså $2 \cdot 122$ st kablar). För att inte åstadkomma onödigt stora tvångskrafter mot den vid uppspänningen styva bottenplattan avtrappades antalet horisontella kablar närmast bottenplattan.

10.3.2.4 Genomföringar

Genomföringarna igengöts genom injektering separat. Genomföringarnas anslutning mot tätplåten är försedda med ingjutna rör med vilka tätheten kan kontrolleras med tryckprovning.

10.3.3 Tak

10.3.3.1 Strukturellt system

Taket består av en allsidigt förspänd betongkupol med tjocklek 0,9 m och inre radie av 28 m. Takkupolen göts i två etapper då det första skiktet med tjocklek 0,25 m göts med tätplåten med tjocklek 8 mm som form. Efter inläggning av spännarmeringen och härdning av den

första gjutetappen göts de resterande 0,7 m betong. Övergången mellan kupol och cylindervägg är förtjockad till en ringbalk där spännarmeringarnas förankringar för såväl kupol som väggar samlats.

10.3.3.2 Betong

Betongen i kupolens första skikt Klass I, K50, cement Limhamn Std. Gjutetapp 5, övrig betong i kupolen och i ringbalken Klass I, K50, cement Limhamn LH. Gjutetapp 6, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.42/0.41, ballast av grus, sand och sten.

10.3.3.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S, spännarmering av typ BBRV 139Φ6 i stålqualität 1500/1800 MPa. Kabelrören var spiralfalsade med diameter 120 mm och fettinjekterade. Spännarmeringen låstes vid spänningen 1210 MPa (4,75 MN).

10.3.3.4 Genomföringar

Inga genomföringar finns i taket.

10.4 Rapporterade skador

I samband med upptagningen av öppning för ånggeneratorbyte upptäcktes sprickor mellan det inre skalet (missilskyddet) och det täta stålskalet. Sprickorna förklarades bero på spänningar orsakade av den avspänningen av spännarmeringen som utfördes. Att sprickor uppkom beror på att samverkan mellan det yttre och inre skalet sker via alla genomföringar och liknande. Eftersom spännarmeringen finns i det yttre skalet påverkas också det inre när spänningarna minskas. Sprickbildning är då en naturlig följd. Teoretiskt sluter sig huvuddelen av dessa sprickor när spänningar på nytt induceras. Eftersom konstruktionen till alla delar ej fungerar elastiskt blir dock vissa sprickor bestående och spänningarna i det inre skalet blir större än de var före upptagningen av transportöppningen. I särskild utredning har påvisats att tillskotts-spänningarna kan accepteras.

10.5 Kontroll

En stor del av alla ytor till inneslutningarna är åtkomliga för ytlig inspektion. All spännarmering kan kontrolleras och program för detta finns och genomförs. Ingjutna Glöztgivare finns för kontroll av tryckspänningar i betong. Tryckprovning genomförs enligt särskilt program.

10.6 Strukturell utvärdering

Dimensionerande övertryck anges till 0,42 MPa. Den utvärdering vi utfört visar att konstruktionstrycken med god säkerhet innehålls.

10.7 Kvarvarande frågor

För uppföljning av inneslutningen och dess tekniska egenskaper är det av intresse att bättre känna betongkvaliteter och spännarmeringens status. Genom att ombyggnadsarbeten utförts och tack vare de fortlöpande spännarmeringsutbytena och -kontrollprovdragningen av spännarmeringen finns gott underlag för sådan uppföljning.

Ett program för kontroll (Spännkraft och täthet) finns. Tryck vid ev provtryckning är 0,2 MPa.

10.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation har använts i första hand

- Utdrag ur R3/R4 FSAR, Avsnitt 3.8, Byggnadskonstruktioner.
- Kontroll av betong, armering och tätplåt vid håltagning i R3 inneslutning, Rapport daterad Vattenfall Ringhals Nr 0868/95.
- Ringhals Aggr 3, Ritningar, reaktorinneslutning, skal, belastningar, daterad 780913.
- *Ingvar Nilsson*, "A Crack-Free Recasting of a Transport Opening for a Nuclear Power Station", Concrete International, Sept 1996.
- Bilaga: Rapport 1716523, "R1,R2,R3,R4 kompletterade underlag för utredning kring reaktorinneslutningarna".
- Enkät svar från Ringhals hösten 2001.

11 Ringhalsverket IV

11.1 Allmänt

Ringhalsverket IV är i det närmaste identiskt med verk III. Verket som har en effekt av 915 MW är av s.k. tryckvattentyp (PWR) av modifierad Westinghouse - modell. Verket byggdes under perioden 1974-81 och togs i drift 1983. Huvudentreprenör var Vattenfall och projekteringen utfördes av Vattenfall.

11.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och de normalt förekommande västliga vindarna starkt korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är större än medelvärdet för Sverige och innehåller högre halter av svavel än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som mycket aggressiv för armerade betongkonstruktioner.

11.3 Uppbyggnad av inneslutning

11.3.1 Bottenplatta

11.3.1.1 Strukturellt system

En översiktlig bild av utformningen av anläggningen i sektion visas i **Fig. 10.1**. Bottenplattan är grundlagd på inhomogen gnejs. Efter nedsprängning avjämnades berget med en betong-avjämning som gjordes med stor planhet. På denna avjämnade yta lades ett glidskikt av molybdendisulfid och plastfolie. Därefter göts den 2,65 m tjocka bottenplattan på glidskiktet. På bottenplattan lades det 8 mm tjocka tätskiktet av stålplåt av kvalitet SS2102. Tätskiktet svetsades med kälsvets mot i betongplattan ingjutna vinkelstål. Fogarna täcktes därefter med remsor av tunnare stålplåt som kälsvetsades mot tätplåten. På detta sätt utbildades kanaler som kan tjäna till att kontrollera tätplåtens täthet.

11.3.1.2 Betong

Betong Klass I, grp c, K40, cement Limhamn LH, max stenstorlek 32 mm. Tillsatsmedel, vct = 0.49. Ballast av grus, sand och sten.

11.3.1.3 Armering

Endast slakarmering Ks40 och Ks40S.

11.3.1.4 Genomföringar

Inga genomföringar finns i bottenplattan.

11.3.2 Väggar

11.3.2.1 Strukturellt system

Cylinderväggen är c:a 52 m hög, har en diameter av 35,4 m och en tjocklek av 1,1 m. Väggen byggdes på så sätt att stålcyllindern byggdes först. I de nedre 18 metrarna har stålcyllindern en tjocklek av 10 mm och i den övre en tjocklek av 8 mm. Stålkvalitet SS2102. Sammanfogningen skedde med stumsvets och samtliga fogar täcks av testkanaler uppbyggda av svetsade U- eller L-stål. Med hjälp av dessa kanaler kunde och kan alltfört tätningen i svetsarna kontrolleras genom trycksättning av kanalerna. Testkanalerna är tillsammans med kanaler från genomföringarna samlade så att tryckprovning kan göras på hela inneslutningens täthet. Kanalerna är också så utförda att eventuellt läckage kan tas om hand.

Betongen på ömse sidor om tätplåten glidformsgöts i två skilda etapper, varvid ursparingar för genomföringar togs upp. Efter gjutning togs hål upp i plåten och genomföringarnas flänsplåtar svetsades mot tätplåten. Efter armering och formsättning av ursparingarna injekterades ursparingarna. Cylinderväggen är fast inspänd i bottenplattan. Tjockleken på den inre betongväggen (missilskyddet) är 0,33 m och således är den yttre tjockleken 0,76 m.

Betongcyllindern är förspänd i såväl horisontell som vertikal led. De horisontella kablarna är förankrade i fyra vertikal längsgående klackar på cylinderns ytteryta. Kabelrören är injekterade med specialfett så att samtliga kablar kan undersökas, provdras och bytas ut. Ett program för sådan omspanning och utbyte finns. I vertikalt led är kablarna förankrade under bottenplattan i taket på en cirkulär tunnel under bottenplattan. I överkant är kablarna förankrade i ringbalken belägen längs periferin på takkupolen.

11.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, grupp d, K50 (1,2 m nederst var hållfasthetsklassen K55 upp till höjden +94,2), cement Limhamn LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.42, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, grupp d, K50, cement Limhamn LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.41, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

11.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S, spännarmering av typ BBRV 139Φ6 i stålkvalitet 1500/1800 MPa. Kabelrören var spiralfalsade med diameter 120 mm och fettinjekterade. Spännarmeringen låstes vid spänningen 1210 MPa (4,75 MN).

11.3.2.4 Genomföringar

Genomföringarna igengöts genom injektering separat. Genomföringarnas anslutning mot tätplåten är försedda med ingjutna rör med vilka tätheten kan kontrolleras med tryckprovning.

11.3.3 Tak

11.3.3.1 Strukturellt system

Taket består av en allsidigt förspänd betongkupol med tjocklek 0,9 m och inre radie av 28 m. Takkupolen göts i två etapper då det första skiktet med tjocklek 0,25 m göts med tätplåten med tjocklek 8 mm som form. Efter inläggning av spännarmeringen och härdning av den första gjutetappen göts de resterande 0,7 m betong. Övergången mellan kupol och cylindervägg är förtjockad till en ringbalk där spännarmeringarnas förankringar för såväl kupol som väggar samlats.

11.3.3.2 Betong

Betongen i kupolens första skikt Klass I, K50, cement Limhamn Std. Gjutetapp 5, övrig betong i kupolen och i ringbalken Klass I, K50, cement Limhamn LH. Gjutetapp 6, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.41, ballast av grus, sand och sten, ballastens bergart gnejs.

11.3.3.3 Armering

Slakarmering Ks40S, spännarmering av typ BBRV 139Φ6 i stålqualität 1500/1800 MPa. Kabelrören var spiralfalsade med diameter 120 mm och fettinjekterade. Spännarmeringen låstes vid spänningen 1210 MPa (4,75 MN).

11.3.3.4 Genomföringar

Inga genomföringar finns i taket.

11.4 Rapporterade skador

11.4.1 Under byggskedet

Inga skador rapporterade.

11.4.2 Under driftskedet

Inga skador rapporterade.

11.5 Kontroll

En stor del av alla ytor till inneslutningarna är åtkomliga för ytlig inspektion. All spännarmering kan kontrolleras och program för detta finns och genomförs. Ingjutna Glötl-givare finns för kontroll av tryckspänningar i betong. Tryckprovning genomförs enligt särskilt program.

11.6 Strukturell utvärdering

Dimensionerande övertryck anges till 0,42 MPa. Den utvärdering vi utfört visar att konstruktionstrycken med god säkerhet innehålls.

11.7 Kvarvarande frågor

För uppföljning av inneslutningen och dess tekniska egenskaper är det av intresse att bättre känna betongkvaliteter och spännarmeringens status. Genom att ombyggnadsarbeten utförts och tack vare de fortlöpande spännarmeringsutbytena och -kontrollprovdragningen av spännarmeringen finns gott underlag för sådan uppföljning.

Ett program för kontroll (Spännkraft och täthet) finns. Tryck vid ev provtryckning är 0,2 MPa.

11.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation har använts i första hand

- Utdrag ur R3/R4 FSAR, Avsnitt 3.8, Byggnadskonstruktioner.
- Kontroll av betong, armering och tätplåt vid håltagning i R3 inneslutning, Rapport daterad Vattenfall Ringhals Nr 0868/95.
- Ringhals Aggr 3, Ritningar, reaktorinneslutning, skal, belastningar, daterad 780913.
- *Ingvar Nilsson*, "A Crack-Free Recasting of a Transport Opening for a Nuclear Power Station", Concrete International, Sept 1996.
- Bilaga: Rapport 1716523, "R1,R2,R3,R4 kompletterade underlag för utredning kring reaktorinneslutningarna".
- Enkät svar från Ringhals hösten 2001.

12 Barsebäcksverket I

12.1 Allmänt

Barsebäcksverket är beläget invid Öresund i Skåne. Verket som har en effekt av 590 MW är av s.k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1970-75. Huvudentreprenör var Skanska och projekteringen utfördes av VBB.

12.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden som innehåller mycket svavel och andra föroreningar är högre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som mycket aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal inomhusmiljö med litet högre temperatur än vanlig rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med passiviserat vatten.

12.3 Uppbyggnad av inneslutning

12.3.1 Bottenplatta

12.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan med tjocklek 2,4 m är grundlagd på en hel bottenplatta på moränlera. I Bottenplattans överyta finns en cirkulär slits med djup 200 mm. Cylinderväggen vilar på neoprenlager som lagts i botten på slitsen. De vertikala spännkablarna är dragna genom slitsen och är förankrade i bottenplattan. Lösningen är avsedd att fungera så att cylindern blir fritt lagrad med hänsyn till böjning med vektor vinkelrät cylinderns radie. Genom fogen finns också slakarmering. I slitsens innerkant finns ett kontinuerligt neoprenlager som avses ge extra tätning med hänsyn till ev. läckvatten. Bottenplattans överyta är klädd med 3 mm rostfri plåt. Plåten är svetsad till ett ortogonalt system av balkar ingjutna i plattan. En översiktlig bild av reaktorinneslutningen framgår av **Fig. 12.1** och **12.2**. I **Fig. 12.2 - 12.5** visas utformning av anslutningen mellan bottenplattan och cylinderväggen. Tätplåtarna är utförda i material SIS2333.

12.3.1.2 Betong

Betong Klass I, vattentätt, K40, cement Limhamn LH.

12.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S Φ 16, Φ 25, Φ 32.

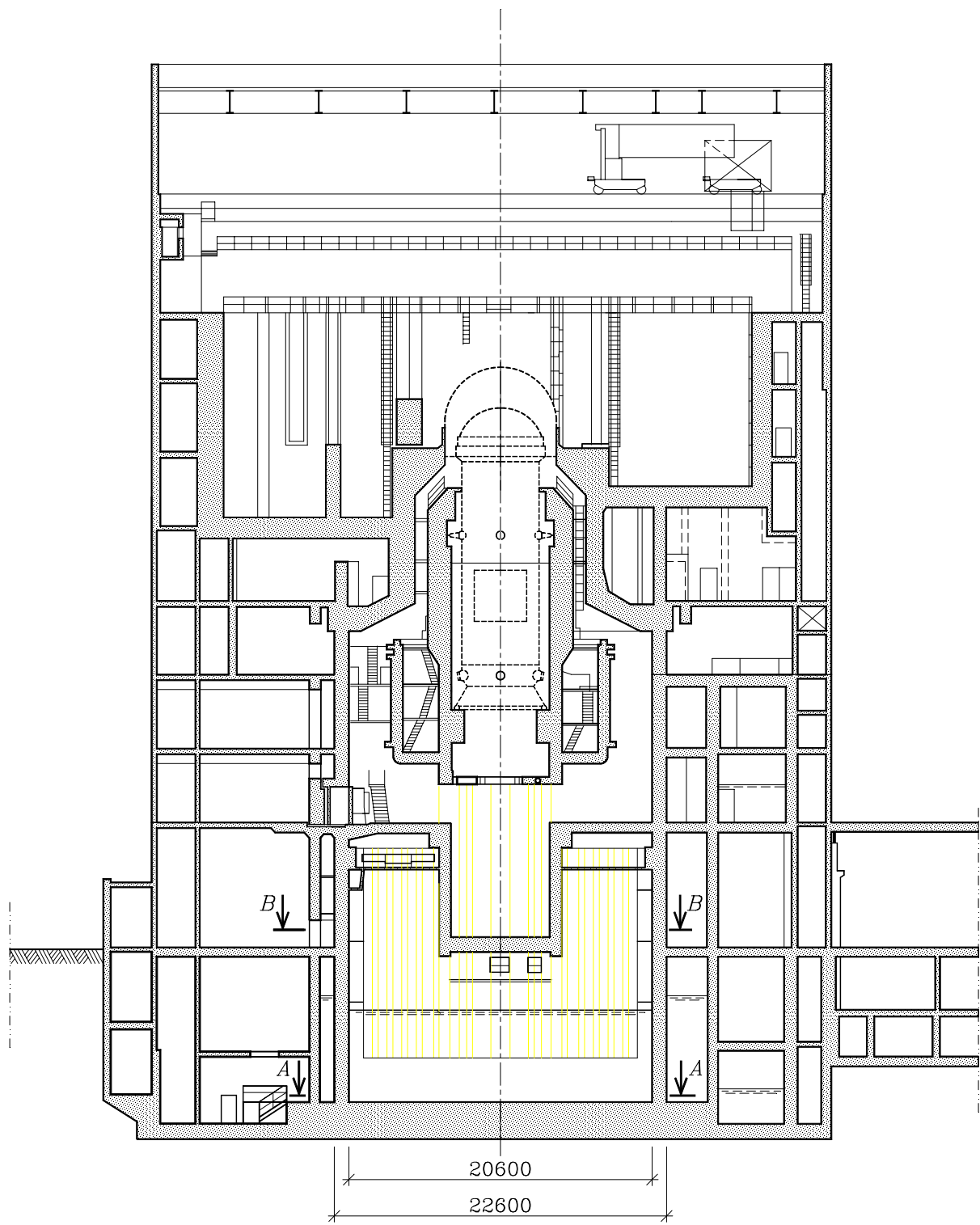


Fig. 12.1 *Barsebäck I, vertikalsektion genom reaktorbyggnad.*

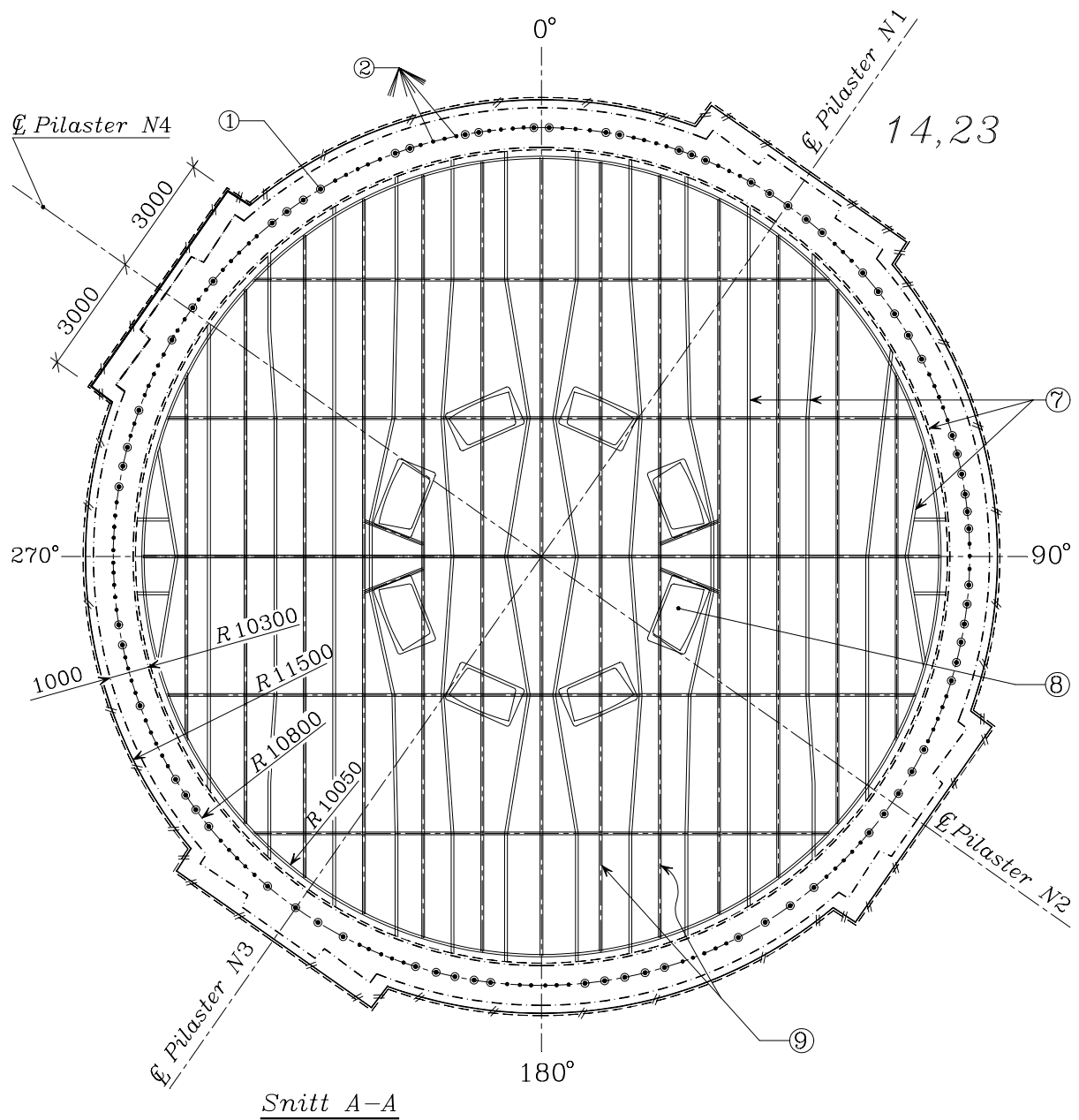


Fig. 12.2 *Barsebäck I, vy över över bottenplattan och sektion A-A genom den nedre delen av ineslutningscyklindern. I figuren betecknar ① vertikal spännarmering, ② vertikala $\Phi 32$, ③, ④ rotstöd för tätplåtarna för bottenplattan.*

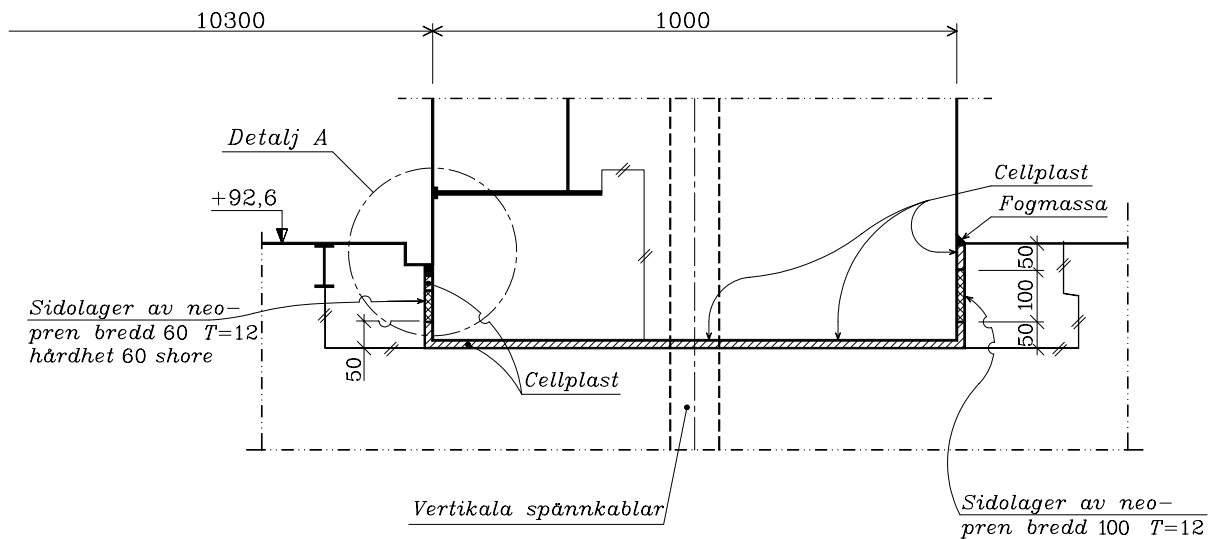


Fig 12.3 *Detalj av anslutning mellan bottenplatta och cylindervägg. Som framgår har man givet anslutningen viss möjlighet till rörelse genom införande av lager mellan den slits som utbildats i bottenplattan. Utformning av anslutningar och lager framgår av detaljer i Fig. 12.4 och Fig. 12.*

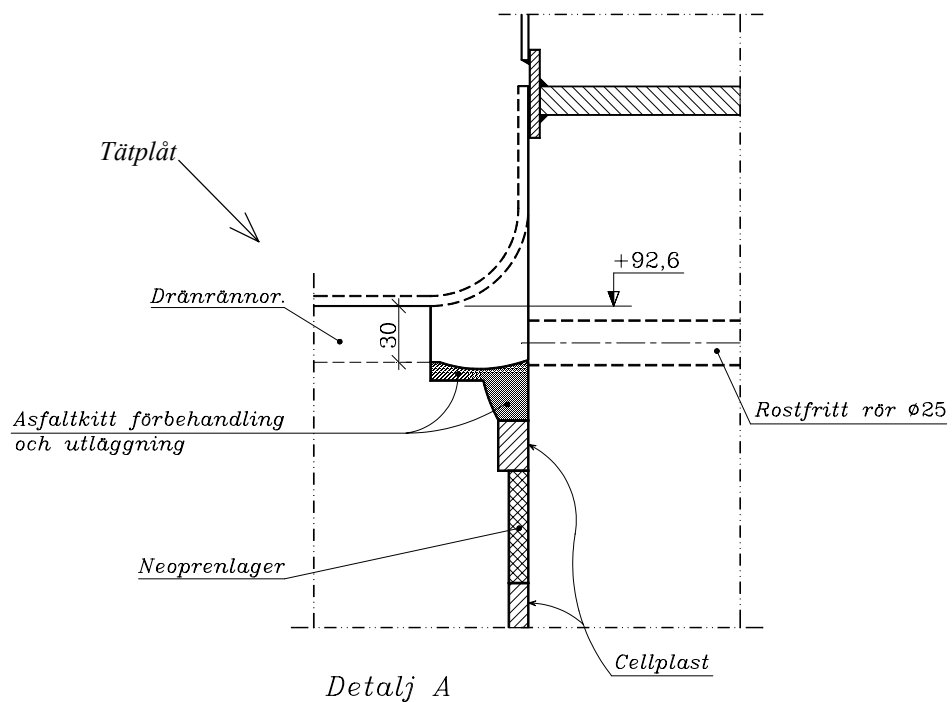


Fig. 12.4 *Detalj A till Fig. 12.3 som visar hur man åstadkommit rörelsemöjlighet, täthet och kontrollmöjlighet för täthet i anslutning mellan bottenplatta och cylindervägg.*

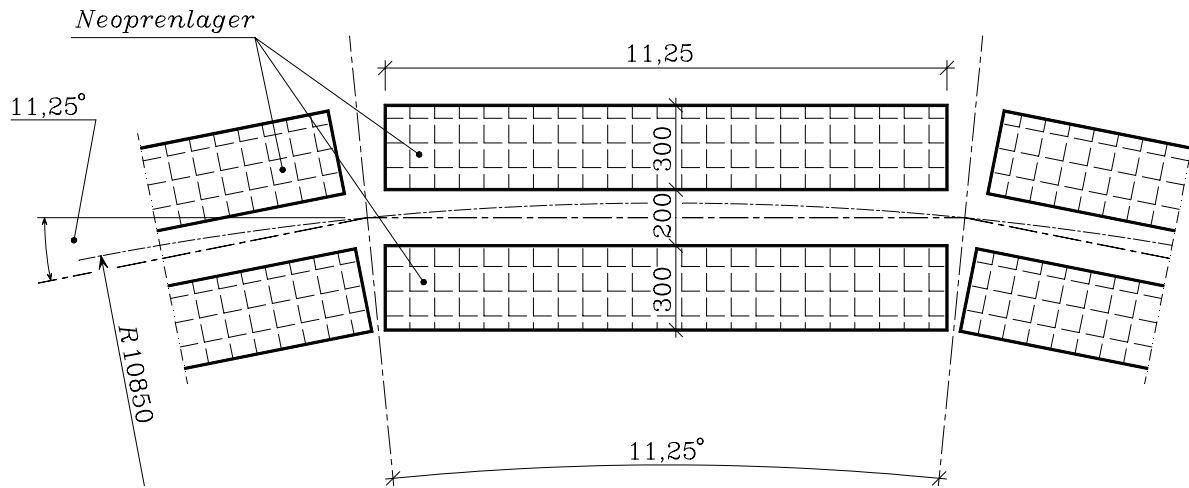


Fig. 12.5 Detalj av neoprenlager mellan bottenplatta och cylindervägg. Se även Fig. 12.3.

12.3.2 Väggar

12.3.2.1 Strukturellt system

Väggen består av en 1 m tjock betongkonstruktion med en inre radie av 10,3 m. Det inre missilskyddande skalet är 0,26 m tjockt och tätplåten har en tjocklek av 6 mm. På insidan och upp till en nivå en meter över vattenytan i kondensationsbassängen är väggen klädd med rostfri plåt med tjocklek 2 mm. Cylinderväggen är förspänd i såväl horisontell som vertikal riktning. De vertikala kablarna är förankrade nära bottenplattans underyta och i takplattans överkant. De horisontella kablarna med en längd av ett drygt halvt varv är förankrade i fyra symmetriskt placerade längsgående klackar (pilastrar). Cylinderväggen övergår i överkanten via ett koniskt format skal med tjocklek 1,2 m till en cylinder med inre diameter av 6 m och en tjocklek av 1,0 m, se **Fig. 12.1**. Tätplåtens tjocklek är 5 mm i det koniska skalet och i den övre cylindern. Det inre skalet har här en tjocklek av 0,25 m. Den övre cylindern täcks av en inneslutningskupol med en minsta tjocklek av 10 mm. Tätplåtarna är utförda i material SS141312.

12.3.2.2 Betong

Betong Klass I, vattentätt, K40, cement Limhamn LH.

12.3.2.3 Armering

Slakarmeringen är av Ks40S och Ks40. I ytterkant finns nätarmering $\Phi 16$ s300. I innerkanten utgörs den vertikala armeringen av $\Phi 12$ s300 och den horisontella av $\Phi 16$ s300. Förspänningskablar är VSL $12\Phi\frac{1}{2}$ " Dyform. Effektiv stålarea för spänneheterna är $13,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$. Antalet vertikalkablar är 56 st. Antalet horisontella kablar är i genomsnitt 3 st per höjdmeter. Förspänningen efter förluster antas för den horisontella spännarmeringen vara 800 MPa och för den vertikala 1000 MPa. I **Fig. 12.6** - **Fig. 12.8** visas utformning och förläggning av armeringen i cylinderväggarna.

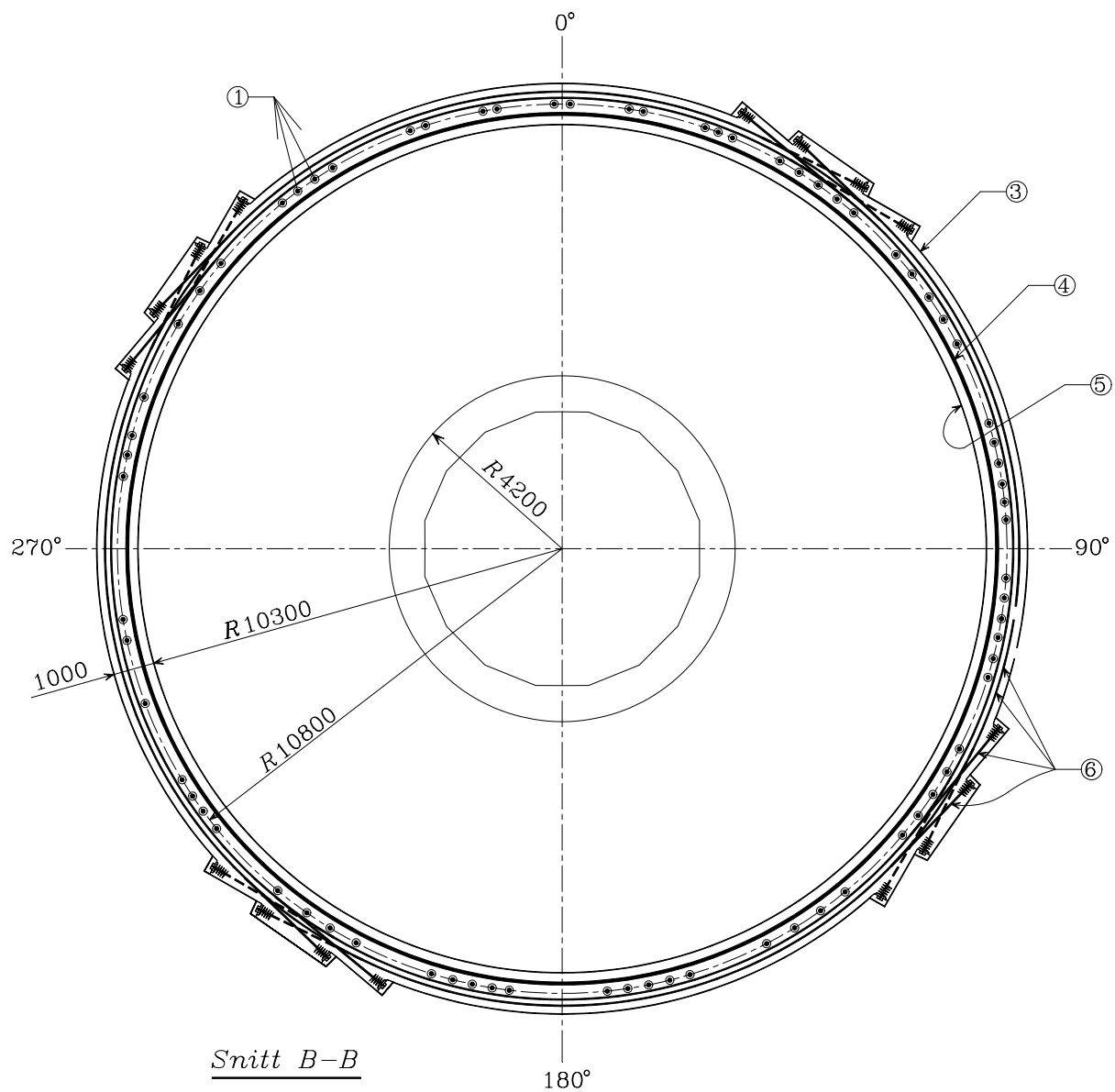


Fig.12.6 Barsebäck 1, Sektion genom cylinderväggen. I Figuren betecknar ① vertikal spännarmering, ③ horisontell spännarmering förankrad i fyra pilastrar, ④ tätplåt.

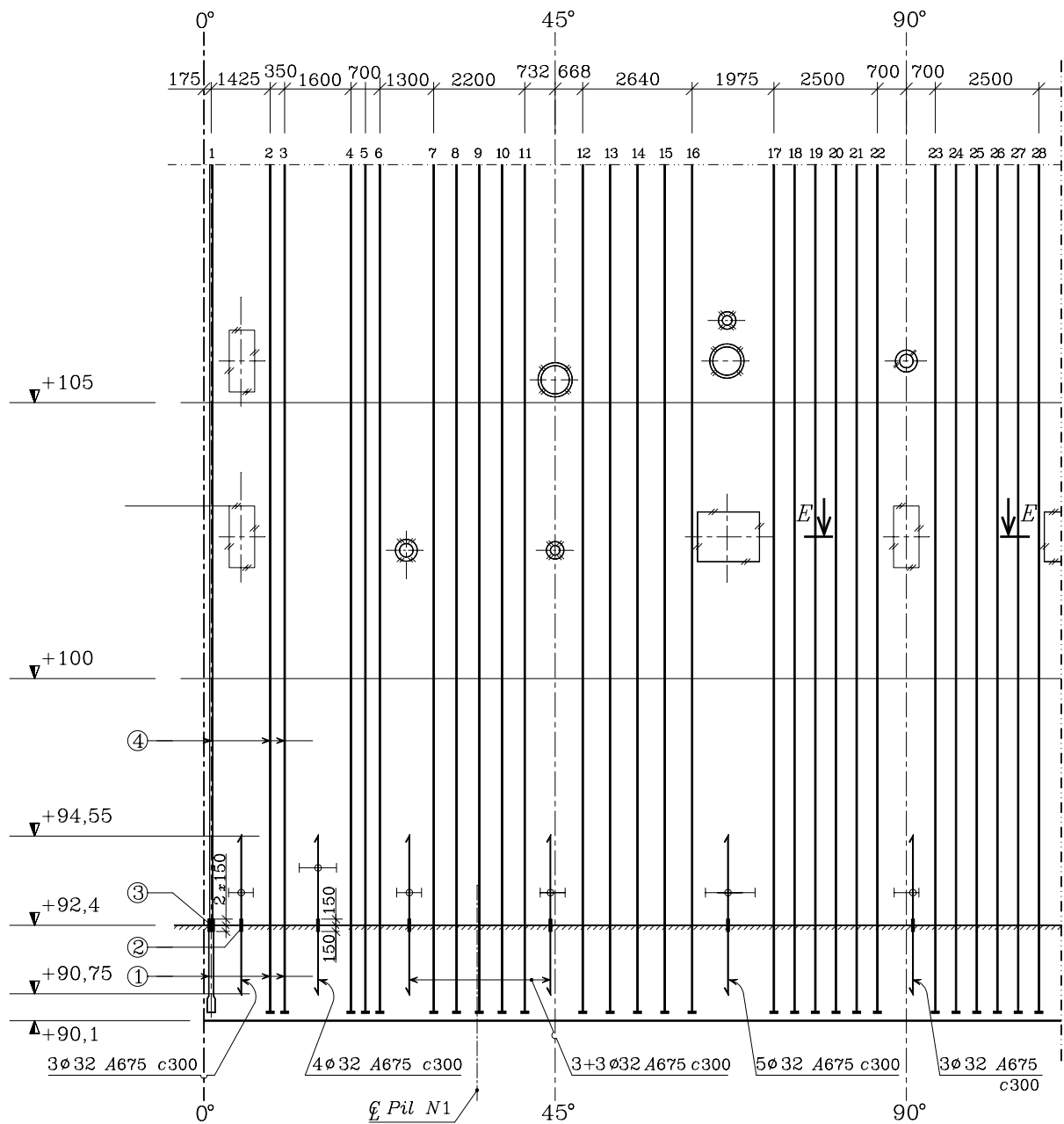


Fig.12.7 Ett kvarts varv av cylindervägg med vertikal spännarmering inritad. I figuren framgår också läge för de $\Phi 32$ som förbinder bottenplatta och cylindervägg, se Fig. 12.2. ① förankringen av den vertikala spännarmeringen. Utformning av genomföringar t ex E-E framgår i princip av Fig. 12.9 och Fig. 12.10.

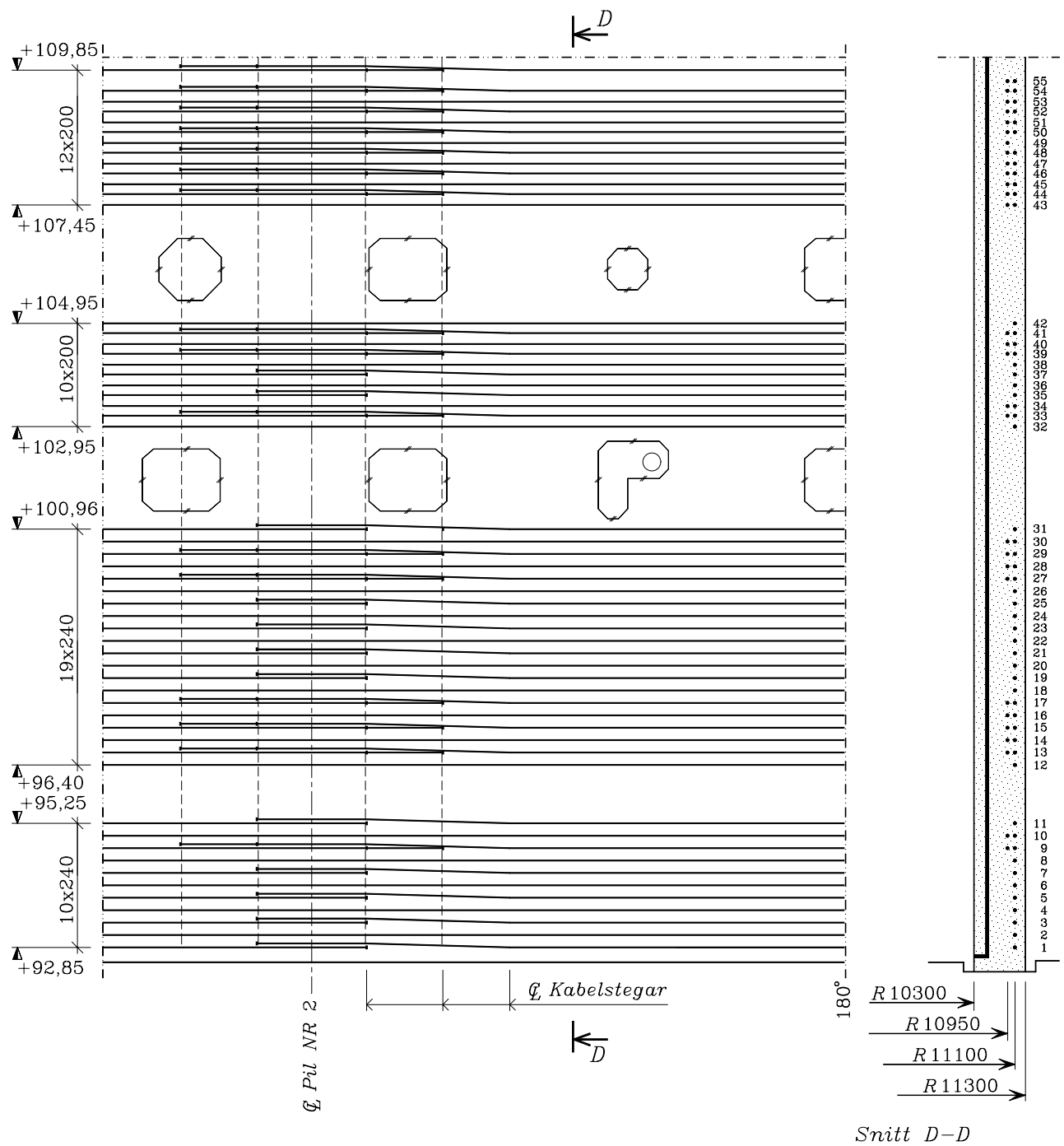


Fig. 12.8 Ett kvarts varv av cylindervägg med horisontell spännarmering inritad. Av figuren framgår hur armeringen växelvis förankrats i de s.k. pilastrarna. Av figuren framgår att i vissa band finns ingen spännarmering. I dessa snitt måste krafterna avlänkas med hjälp av skivverkan. Detta säkerställs genom extra slakarmering i dessa snitt.

12.3.2.4 Genomföringar

I **Fig. 12.9** och **Fig. 12.10** visas principiellt hur genomföringarna i cylinderväggarna åstadkommits.

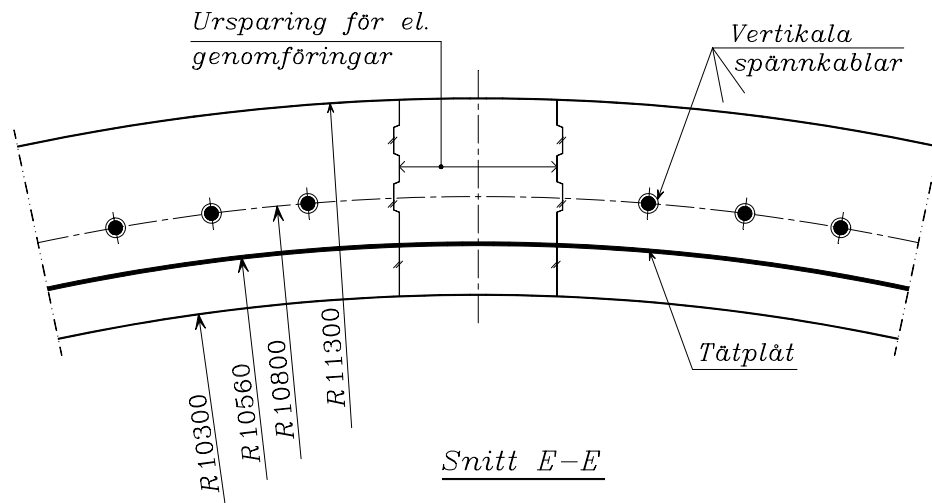


Fig.12.9 Vid gjutning av väggarna gjordes ursparingar i princip enligt figuren. Igen-gjutningen utfördes i princip enligt Fig. 12.10.

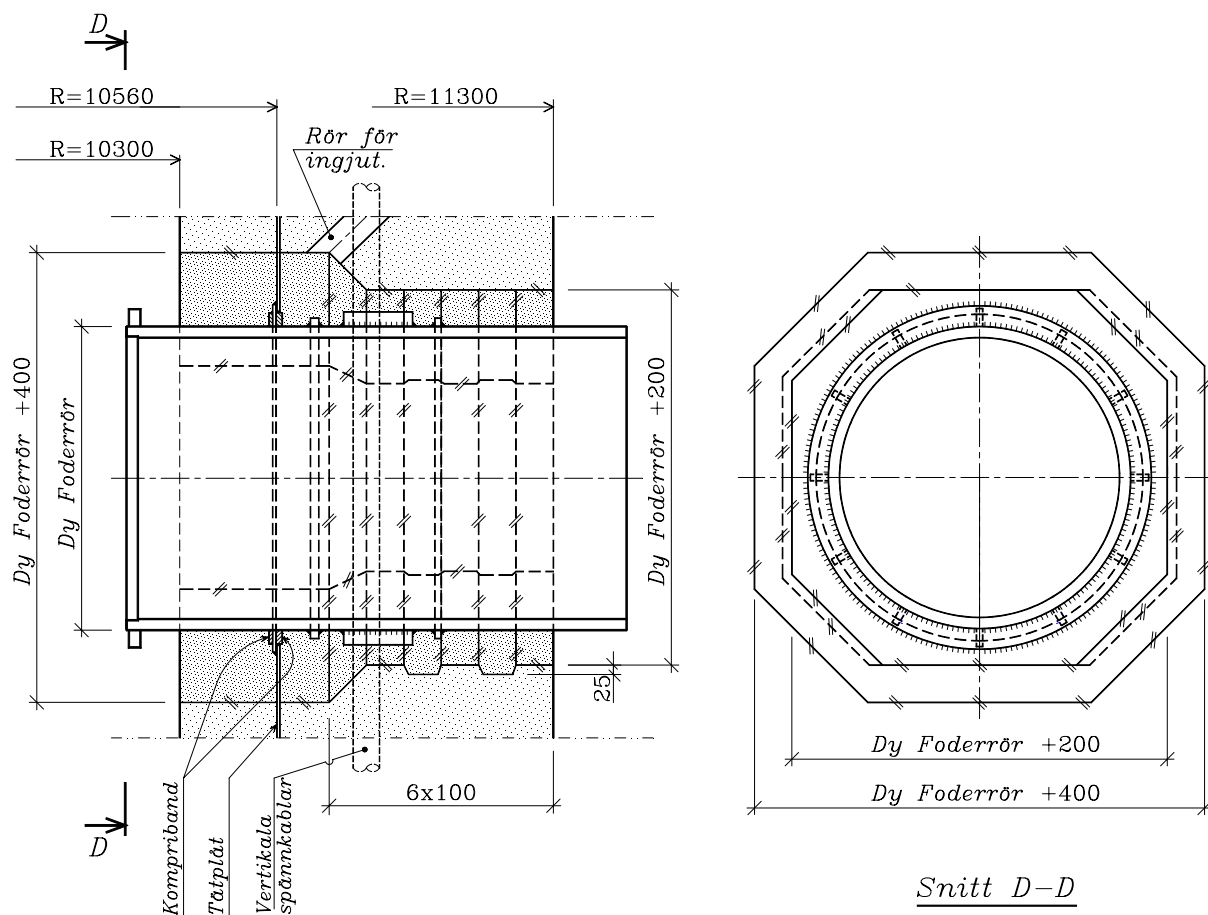


Fig.12.10 I de ursparingar som åstadkommits vid glidformsgjutning av väggarna insattes foderrör med skjuvklackar. Foderrören var försedda med flänsar som svetsades mot tätplåten vartefter ursparingarna injekterades. Det var i en sådan injektering som en skada inträffat vid Barsebäcksverket 2.

12.3.3 Tak

12.3.3.1 Strukturellt system

Något egentligt tak finns ej eftersom cylindern via det koniska skalet och den övre cylindern, se **Fig. 12.1** direkt övergår i stålkupolen.

12.4 Rapporterade skador

12.4.1 Under byggskedet

Inga uppgifter om eventuella skador finns.

12.4.2 Under driftskedet

Synliga sprickor med oklart ursprung.

12.5 Kontroll

Provtryckning utförs fortlöpande c:a vart tredje år. Visuella inspektioner av synliga ytor till inneslutningen genomförs varje år. Särskilda undersökningar har utförts på några urborrade kärnor för att utröna orsaken till sprickbildning. Orsaken till sprickorna kunde inte klart bestämmas.

12.6 Strukturell utvärdering

Konstruktionerna är dimensionerade för ett inre övertryck av 0,4 MPa och ett undertryck av 0,05 MPa. Det avlastningssystem som installerats "Filtra" uppges utlösas vid ett övertryck av 0,55 MPa. I samband med övertrycket kan maximal temperatur uppgå till 157 °C. I de handlingar vi tagit del av återfinns beräkningar vilka visar att erforderlig strukturell hållfasthet finns med hänsyn till dessa tryck. I det underlag vi har haft tillgång till finns mycket få uppgifter om betongens egenskaper. Trots detta instämmer vi i de bedömningar som gjorts.

12.7 Kvarvarande frågor

Dokumentation från förprovning och uppföljande provningar av betong saknas i vårt underlag.

12.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation har använts i första hand

- Barsebäcksverket 1. Säkerhetsrapport för reaktorinneslutning. Sydkraft AB, BÅ 7411-14.
- Filtra, Kompletterande beräkningsstudier avseende Barsebäcksinneslutningarnas säkerhet mot brott. VBB, ENG/ENZ VRM 019-013 daterad 1981-11-18.
- PM 21007012-1 från AB VBB Anläggning

- Rapport över första tryck- och täthetsprovning av reaktorinneslutningen i Barsebäcksverket 2. Rapporten redovisad av Balkenkonsult med rapport daterad 1975-11-15. Rapporten innehåller bilagor beträffande mätningarnas utförande m.m.
- Barsebäcksverket block 1, Visuellt inspektion av PS, AEC-laboratoriet 1994.09.29.
- Barsebäcksverket block 1, Vurdering av revnedannelse i to udborede betonkerner. AEClaboratoriet 1994.11.23.
- Sammanställningsritningar.
- Se vidare text för Barsebäck II.
- Enkät svar från Barsebäck i början av 2002.

13 Barsebäcksverket II

13.1 Allmänt

Barsebäcksverket är beläget invid Öresund i Skåne. Verket som har en effekt av 590 MW är av s.k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1972-77 och togs i drift 1977. Verkets huvudentreprenör var Skanska och byggprojektör var VBB. Strukturmässigt är verket nära identiskt med Barsebäck I.

13.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindarna korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden som innehåller mycket svavel och andra föroreningar är högre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som mycket aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal, men något varm, inomhusmiljö. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med passiviserat vatten.

13.3 Uppbyggnad av inneslutning

13.3.1 Bottenplatta

Bottenplattan med tjocklek 2,4 m är grundlagd på en hel bottenplatta på moränlera. I bottenplattans överyta finns en cirkulär slits med djup 200 mm. Cylinderväggen vilar på neoprenlager som lagts i botten på slitsen. De vertikala spännkablarna är dragna genom slitsen och är förankrade i bottenplattan. Lösningen är avsedd att fungera så att cylindern blir fritt lagrad med hänsyn till böjning med vektor vinkelrät cylinderns radie. Genom fogen finns också slakarmering. I slitsens innerkant finns ett kontinuerligt neoprenlager som avses ge extra tätning med hänsyn till ev. läckvatten. Bottenplattans överyta är klädd med 3 mm rostfri plåt. Plåten är svetsad till ett ortogonalt system av balkar ingjutna i plattan. En översiktlig bild av reaktorinneslutningen framgår av **Fig. 12.1** och **12.2**. I **Fig. 12.2 - 12.5** visas utformning av anslutningen mellan bottenplattan och cylinderväggen. Tätplåtarna är utförda i material SIS2333.

13.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan är grundlagd på hel bottenplatta på moränlera.

13.3.1.2 Betong

Betong Klass I, vattentätt, K40, cement Limhamn LH.

13.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S Φ 16, Φ 25.

13.3.2 Väggar

13.3.2.1 Strukturellt system

Väggen består av en 1 m tjock betongkonstruktion med en inre radie av 10,3 m. Det inre missilskyddande skalet är 0,26 m tjockt och tätplåten har en tjocklek av 6 mm. På insidan och upp till en nivå en meter över vattenyta i kondensationsbassängen är väggen klädd med rostfri plåt med tjocklek 2 mm. Cylinderväggen är förspänd i såväl horisontell som vertikal riktning. De vertikala kablarna är förankrade nära bottenplattans underyta och i takplattans överkant. De horisontella kablarna med en längd av ett drygt halvt varv är förankrade i fyra symmetriskt placerade längsgående klackar (pilastrar). Cylinderväggen övergår i överkanten via ett koniskt format skal med tjocklek 1,2 m till en cylinder med inre diameter av 6 m och en tjocklek av 1,0 m, se **Fig. 12.1**. Tätplåtens tjocklek är 5 mm i det koniska skalet och i den övre cylindern. Det inre skalet har här en tjocklek av 0,25 m. Den övre cylindern täcks av en inneslutningskupol med en minsta tjocklek av 10 mm. Tätplåtarna är utförda i material SS141312.

13.3.2.2 Betong

Betong Klass I, vattentätt, K40, cement Limhamn LH.

13.3.2.3 Armering

Slakarmeringen är av Ks40S och Ks40. I ytterkant finns nätarmering $\Phi 16$ s300. I innerkanten utgörs den vertikala armeringen av $\Phi 12$ s300 och den horisontella av $\Phi 16$ s300. Förspänningskablar är VSL $12\Phi\frac{1}{2}$ " Dyform. Effektiv stålarea för spänneheterna är $13,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$. Antalet vertikalkablar är 56 st. Antalet horisontella kablar är i genomsnitt 3 st per höjdmeter. Förspänningen efter förluster antas för den horisontella spännarmeringen vara 800 MPa och för den vertikala 1000 MPa. I **Fig. 12.6 - Fig. 12.8** visas utformning och förläggning av armeringen i cylinderväggarna.

13.3.2.4 Genomföringar

I **Fig. 12.9** och **Fig. 12.10** visas principiellt hur genomföringarna i cylinderväggarna åstadkommit.

13.3.3 Tak

13.3.3.1 Strukturellt system

Något egentligt tak finns ej eftersom cylindern via det koniska skalet och den övre cylindern, se **Fig. 12.1** direkt övergår i stålkupolen.

13.4 Rapporterade skador

13.4.1 Under byggskedet

Uppgifter om eventuella skador saknas.

13.4.2 Under driftskedet

I samband med provtryckning 1993 upptäcktes läckage i den täta skärmen. Orsaken till läckaget kunde hänföras till korrosion i tätplåten kring en genomföring som hade igengjutits på ett ofullkomligt sätt. Genom kombination av den dåliga igengjutningen som hade lämnat hålrum, kvarvarande vatten och elektriska strömmar kring genomföringen hade korrosion i form av punktangrepp och mer utspridd tjockleksminskning skett i det aktuella området. (Utformningen av genomföringen framgår i princip av **Fig. 12.9** och **Fig. 12.10**). Incidenten har lett till ett omfattande arbete och ett flertal rapporter har utarbetats. Samtliga genomföringar har senare kontrollerats och skador har åtgärdats. I samband med dessa utredningar har såvitt känt av oss endast uttagits ett betongprov som utsatts för belastning. Detta prov visade vid provtryckning en hållfasthet motsvarande en kubhållfasthet av 40 MPa. Detta värde måste anses lågt med hänsyn till att betongen haft så lång tid att härda.

13.5 Kontroll

Kontroll av inneslutningens täthet sker regelbundet genom provtryckningar c:a vart tredje år. Synliga betongytor till inneslutningen inspekteras årligen. I samband med utredningar kring den läcka som upptäcktes vid provtryckning 1993 har flera extra utredningar och undersökningar utförts. Resultat av flera av dessa redovisas i särskilda rapporter, se litteratursammanställningar nedan. Utredningarna visar ej på några allvarliga problem.

13.6 Strukturell utvärdering

Konstruktionerna är dimensionerade för ett inre övertryck av 0,4 MPa och ett undertryck av 0,05 MPa. Det avlastningssystem som installerats "Filtra" uppges utlösas vid ett övertryck av 0,55 MPa. I samband med övertrycket kan maximal temperatur uppgå till 157 °C. I de handlingar vi tagit del av återfinns beräkningar vilka visar att erforderlig strukturell hållfasthet finns med hänsyn till dessa tryck. I det underlag vi har haft tillgång till finns mycket få uppgifter om betongens egenskaper. Trots detta instämmer vi i de bedömningar som gjorts.

13.7 Kvarvarande frågor

Dokumentation från förprovning och uppföljande provningar av betong saknas i vårt underlag.

13.8 Använd dokumentation

Se text för Barsebäck I. Utöver denna dokumentation finns en lång rad handlingar som framtagits i samband med utredningar kring ovannämnd skada. Exempel på sådana handlingar är

- Barsebäck NPP, reaktor 2, Vurdering af alkalireaktioners udbredelse og fremtidige udvikling. AEC-laboratoriet 1994.02.14.
- Sydkraft Barsebäcksverket, Projekt Erling, Redogörelse för arbetsmetoder m.m. vid utförande av ursparingar, PBM-9310-24 rev2.

- Sydkraft Barsebäcksverket, Projekt Erling BVT2 -skadeorsak/skadeomfattning, PBM-9311-04 rev1.
- Sydkraft BarsebäckKraft, Projekt Erling BVT2. Sammanfattningskontroll och åtgärder av inneslutning Barsebäck 2, PBA-9312-17 rev1.
- Enkät svar från Barsebäck i början av 2002.

14 Oskarshamnverket I

14.1 Allmänt

Oskarshamnsverket är beläget vid norra delen av Kalmarsund i Östersjön i Oskarshamns kommun. Verket som har en effekt av 460 MW är av s. k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket är det äldsta av de svenska kärnkraftverken fortfarande i bruk, byggdes under perioden 1966-68 och togs i drift 1972. Verket har under 1993-1995 genomgått en omfattande uppgradering (projekt FENIX) vari även ingått nya beräkningar avseende inneslutningskonstruktionerna. Verket byggdes av NCC (dåvarande ABV) och projekterades av samma företag (numera NCC-Teknik).

14.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är mindre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som måttligt aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal något varmare inomhusmiljö än normal rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med avsaltat vatten.

14.3 Uppbyggnad av inneslutning

14.3.1 Bottenplatta

14.3.1.1 Strukturellt system

Inneslutningen och konstruktioner under reaktorn är grundlagda och nedsprängda direkt i rensat berg vilket består av god granit. Grundläggningen för inneslutningen blir därför i form av en nedsprängd ringbalk med god tätning mot berget. Bottenplattan med en minsta tjocklek av 200 mm är grundlagd mellan de ringformiga grundläggningsbalkarna på packad makadam. Man kan därmed hävda att inneslutningens bottenplattas strukturella hållfasthet utgörs av berget. På betongplattan utgörs tätskiktet av rostfri plåt med tjocklek 1,5 mm. Denna plåt fortsätter upp på cylinderväggens insida, men med tjockleken 1 mm. I denna del kan man säga att plåten är till för att skydda betongen mot erosion och utgör i denna del ej del av tätskärmen.

14.3.1.2 Betong

I ringarna betong Klass I, cement Limhamn LH, vattentät, plastisk, förprovad kubhållfasthet (91 d) medel 58 MPa, lufthalt 3,5 à 4,5%, vct = 0.5, ballast av naturgrus från lokalt sidotag. I den 200 mm tjocka plattan, betong Klass I, K40, cement Degerhamn Std, vattentät, förprovad kubhållfasthet 53 MPa, tillsatsmedel, vct = 0.5, ballast av naturgrus från lokalt sidotag.

14.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40, Ks40S.

14.3.2 Väggar

14.3.2.1 Strukturellt system

Den cylindriska väggen har en inre diameter av 18,6 m. Väggen har en total tjocklek av 1,0 m. Av denna tjocklek utgör det inre missilskyddet c:a 0,25 m och det yttre c:a 0,75 m. Konstruktionen tillverkades så att en inre cylinder med tjocklek 0,20 m och en yttre med en tjocklek av 0,70 m glidformsgöts. I den 0,10 m tjocka spalten mellan väggarna nedsänktes tätplåten som tillverkades i toppen genom successivt påsvetsade plåtar.

Tätplåten utförd av tryckkärilstål SS141312 och med tjocklek 4 mm. I den nedre delen av cylindern är betongen på insidan skyddad av ett 1 mm tjock urlakningskydd av rostfritt stål enligt ovan.

Cylinderväggarna är förspända såväl i horisontell som vertikal led. Kompletterande slakarmering i innerkant är nätarmering $\Phi 12$ s300 och vertikalt $\Phi 16$ s300, horisontellt $\Phi 16$ s300 i ytterkant. I vissa delar och lokalt förekommer väsentliga mängder kompletterande armering. Den horisontella förspänningen svarar mot ett radiellt riktat inre tryck av obekant storlek.

14.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K40, cement Limhamn LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, $v_{ct} = 0.5$, ballast uttagen i sidotag vid Fårbo och utgörs av naturgrus av gnejs och granit, förprovad kubhållfasthet medel 72,5 MPa, se **Fig. 14.1**.

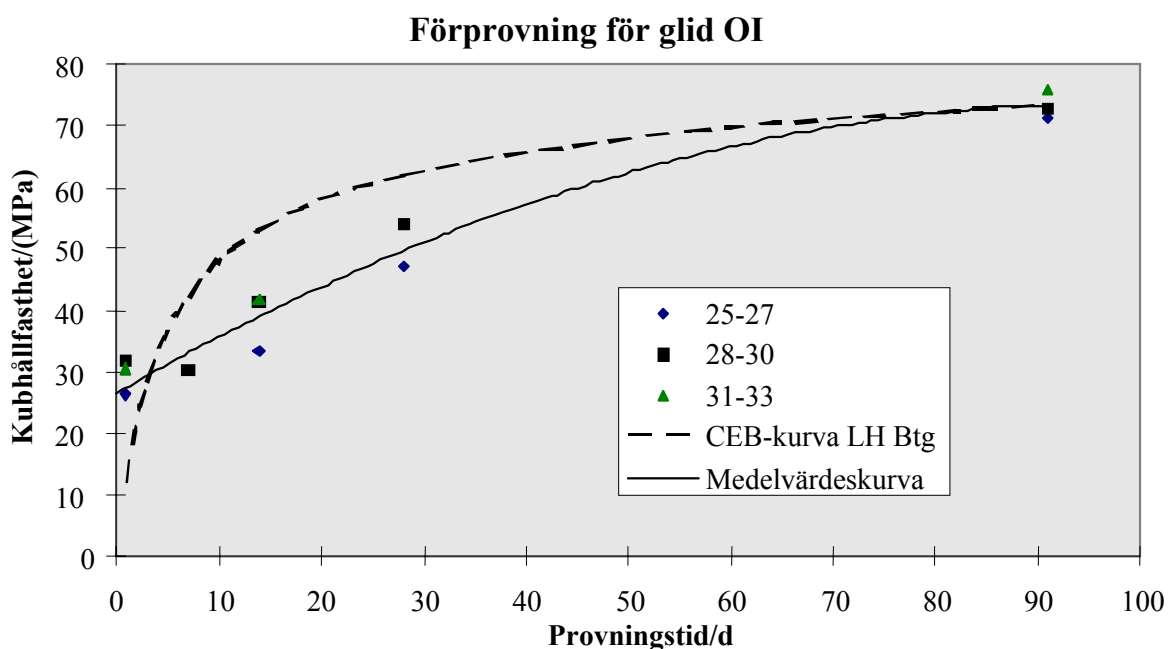


Fig. 14.1 Resultat av förprovning för inre inneslutningsvägg. I figuren har inlagts medelvärde för hållfasthetsutveckling för förproverna och teoretisk hållfasthetsutveckling för LH-betong enligt CEB, som framgår är hållfasthetsutvecklingen mycket

långsam för Limhamn LH cement.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K40, cement Degerhamn Std, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.5, ballast av naturgrus från lokalt sidotag, förprovad kubhållfasthet 49,5 MPa.

14.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks 40, Ks40S. Spännarmering BBRV 1500/1700 linor 44Φ6 vertikalt, BBRV 1500/1700 linor 44Φ6 horisontalt. Spännarmeringsenheterna som uppges ha en brottlast av 1.8 MN är spända till 1.0 MN.

14.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var slutförda och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flänsar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjuvförbindare. Ursparingarna kompletterades med armering, formsattes och igengöts i samband med att spalten mellan de två skikten i inneslutningscylindern injekterades nedifrån och upp. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

14.3.3 Tak

14.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan utgörs av en 1,4 m tjock ringformad, radiellt spännarmerad platta. Tätplåten med tjocklek 4 mm täcker den 1,2 m tjocka undre bärande plattan. Den övre plattan har tjocklek 0,2 m. Den övre plattan är genom dubbar som passerar tätplåten förankrad i den undre bärande plattan för att plattan skall kunna ta upp det övertryck som kan bildas mot plåtens undersida vid haveri. Reaktorn sticker till huvuddel upp ovanför betongplattans överkant. Inneslutningen åstadkoms här av en stålcyllinder med kupolformad överdel.

Inneslutningsplåten är svetsad till motsvarande plåt i cylinderväggen och mot stålcyllindern runt reaktorn via den stålkrage som överför vertikalkraften från denna till betongplattan.

14.3.3.2 Betong

Betong Klass I, K 40, cement Limhamn LH, vattentät, tillsatsmedel, vct = 0.5, ballast av naturgrus från lokalt sidotag, förprovad kubhållfasthet 75 MPa.

14.3.3.3 Armering

Slakarmeringen utgörs av Ks 40

Φ25, Φ20, Φ16. Spännarmering som är inlagd radiellt och spänd med aktiva ankare i innerkant och passiva i ytterkant strax innan tätplåten utgörs av system BBRV 44Φ6 St 1500/1700 (0,2-/ brottgräns).

14.3.3.4 Genomföringar

Inga uppgifter om genomföringar föreligger.

14.4 Rapporterade skador

14.4.1 Under byggskedet

Inga skador rapporterade.

14.4.2 Under driftskedet

Inga skador rapporterade.

14.5 Kontroll

Betonginneslutningens yttre ytor är till största delen åtkomliga för inspektion. Innerytorna är normalt ej åtkomliga för ytinspektion annat än i samband med avställning. De nedre delarna av innerytorna är dolda av den skyddande rostfria plåten.

Spännarmeringen kan eftersom spännarmeringen är injekterad ej kontrolleras. Några system för kontroll av spännarmeringen finns ej.

Inneslutningens totala täthet kontrolleras genom systematiska tryckprovningar. Den första tryckprovningen till 0,35 MPa övertryck utfördes i samband med byggandet 1968. En provtryckning till 0,225 MPa utfördes 1995. Återkommande tryckprovningar till c:a 0,175 MPa övertryck sker c:a vart tredje år.

Detaljer som ingjutningsgods, slakarmering m.m. är ej möjliga att kontrollera utan tillgripande av speciella metoder.

14.6 Strukturell utvärdering

Den väsentligaste dimensionerande belastningen för inneslutningen utgörs av ett inre övertryck av storleksordningen 0,35 MPa. Trycket som är förenat med en temperaturhöjning till c:a 150 °C verkar fullt under storleksordningen 3 minuter. Ur strukturell synpunkt är trycket att betrakta som långvarigt eftersom egensvängningstiden för de konstruktionselement som blir belastade är av storleksordningen sekunder eller delar därav. Undertryck av storleksordningen 0,5 MPa utgör också grund för dimensioneringen. Den utvärdering som utförs av undertecknade och som också ungefärligt redovisas i de handlingar vi tagit del av visar att konstruktionerna har minst c:a 2-faldig säkerhet mot dessa tryck. Någon risk för

överskridande av konstruktionstrycket väsentligt finns ej eftersom man försett verket med ett säkerhetssystem som vid ett tryck av obekant storlek avlastar inneslutningen ut till en skrubber som renar gaserna från sitt radioaktiva innehåll.

Väsentliga delar av armeringen kan således vara skadade utan att någon risk finns för brott av inneslutningens konstruktioner. Strukturellt finns också mycket liten risk att tätheten går förlorad vid övertrycket eftersom töjningarna i tätplåten även vid ovan angivna maximala tryck blir inom områden som plåten klarar. Lokala täthetsproblem kring genomföringar m.m. kan ej utvärderas genom beräkningar.

14.7 Kvarvarande frågor

För uppföljning av inneslutningen och dess tekniska egenskaper är det av intresse att bättre känna betongkvaliteter och spännarmeringens status.

14.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation använts i första hand

- Säkerhetsrapport för system 121 med tillhörande skiss. OKG Reg 1/A2/121 daterad 1990-10-08. Provningsintyg/Protokoll för reaktorinneslutning O1. (Denna senare handling består av Intyg avseende reaktorinneslutningen dat ASEA 1968,
- Byggnadstekniska granskningar utförda av prof. Lars Östlund 1967 och -68 samt kontrollprogram (ej resultat).
- O1-SÄKERHETSREDOVISNING INFÖR ÅTERSTART 1995-VERIFIERING AV BYGGNADER, OKG Reg. nr 94-07865, dat. 1995-06-27. Denna rapport har ej direkt använts eftersom den inte innehåller eftersträvad indata.
- Enkät svar från Oskarshamn hösten 2001.

15 Oskarshamnsverket II

15.1 Allmänt

Oskarshamnsverket är beläget vid norra delen av Kalmarsund i Östersjön i Oskarshamns kommun. Verket som har en effekt av 620 MW är av s. k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1970-73 av NCC (dåvarande ABV) och projekterades av VBB. Verket togs i drift 1974.

15.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är mindre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som måttligt aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal, men något varmare inomhusmiljö än vanlig rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med avsaltat vatten.

15.3 Uppbyggnad av inneslutning

15.3.1 Bottenplatta

15.3.1.1 Strukturellt system

Bottenplattan är grundlagd och nedsprängd i granit av god kvalitet. Inneslutningens yttervägg vilar på ett neoprenlager på en betongavjämning på berg. I de centrala delarna vilar bottenplattans direkt på berg varigenom denna i ytterpartierna kan röra sig på neoprenlagret. Detta möjliggör att plattan i radiell led kan den röra sig på grund av temperatur- och krympningsrörelser. Plattan som har tjocklek av obekant storlek är horisontellt förspänd. Bottenplattans överyta är täckt med rostfri plåt SIS 2333 med tjocklek 3,0 mm.

15.3.1.2 Betong

Betong Klass I, K40, cement Limhamn LH, vattentät, tillsatsmedel, vct = 0.5, ballast av naturgrus från lokalt sidotag, förprovad hållfasthet för yttre ring 45 MPa vid 85 dygn och för själva plattan 78 MPa vid 91 dygn.

15.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S Φ 16, Φ 20, Φ 25.

15.3.2 Väggar

15.3.2.1 Strukturellt system

Den cylindriska väggen har en inre diameter av 20,60 m. I den nedre delen är cylindern förtjockad med vot. Väggen har en total tjocklek av 1,0 m utom i den nedre delen där en vot med maximal tjocklek 1,5 utbildats. Av denna tjocklek utgör det inre missilskyddet c:a 0,25

m och det yttre c:a 0,75 m. Konstruktionen tillverkades så att en inre cylinder med tjocklek 0,20 m och en yttre med en tjocklek av 0,68 m glidformsgöts. I den 0,12 m tjocka spalten mellan väggarna nedsänktes tätplåten med tjocklek 5 mm som tillverkades i toppen genom successivt påsvetsade plåtar.

Tätplåten är på den nedre votade delen belägen i innerkant utan täcksikt och utförd av 5 mm rostfritt stål SS141312.

Väggen övergår via ett koniskt skal till en cylinder med mindre diameter. Den koniska delen har en tjocklek av 1,1 m och täcksikt till tätplåten är här c:a 0,25 m. Den övre delen av cylindern med den inre diametern 12,00 m hade till en början tjockleken 1,0 m. Detta mått ökades till 1,5 m efter en brand som skedde under byggtiden.

Cylinderväggarna är förspända såväl i horisontell som vertikal led. Kompletterande slakarmering i innerkant är nätarmering Φ 12 s300 och i ytterkant Φ 16 s300. I vissa delar och lokalt förekommer väsentliga mängder kompletterande armering. Den horisontella förspänningen svarar mot ett radiellt riktat inre tryck av obekant storlek.

15.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K40, cement Limhamn LH, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel, vct = 0.5, ballast av naturgrus från lokalt sidotag, förprovad hållfasthet nedre delen medel 70 MPa, övre delen 67 MPa. I **Fig. 15.1** nedan redovisas resultat av uppföljande betongprovningar.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong av samma betong som enligt ovan.

Övre cylindervägg och den koniska övergången är uppbyggd av samma betong med liknande egenskaper som enligt ovan.

OII Uppföljande betongprovningar för inneslutning

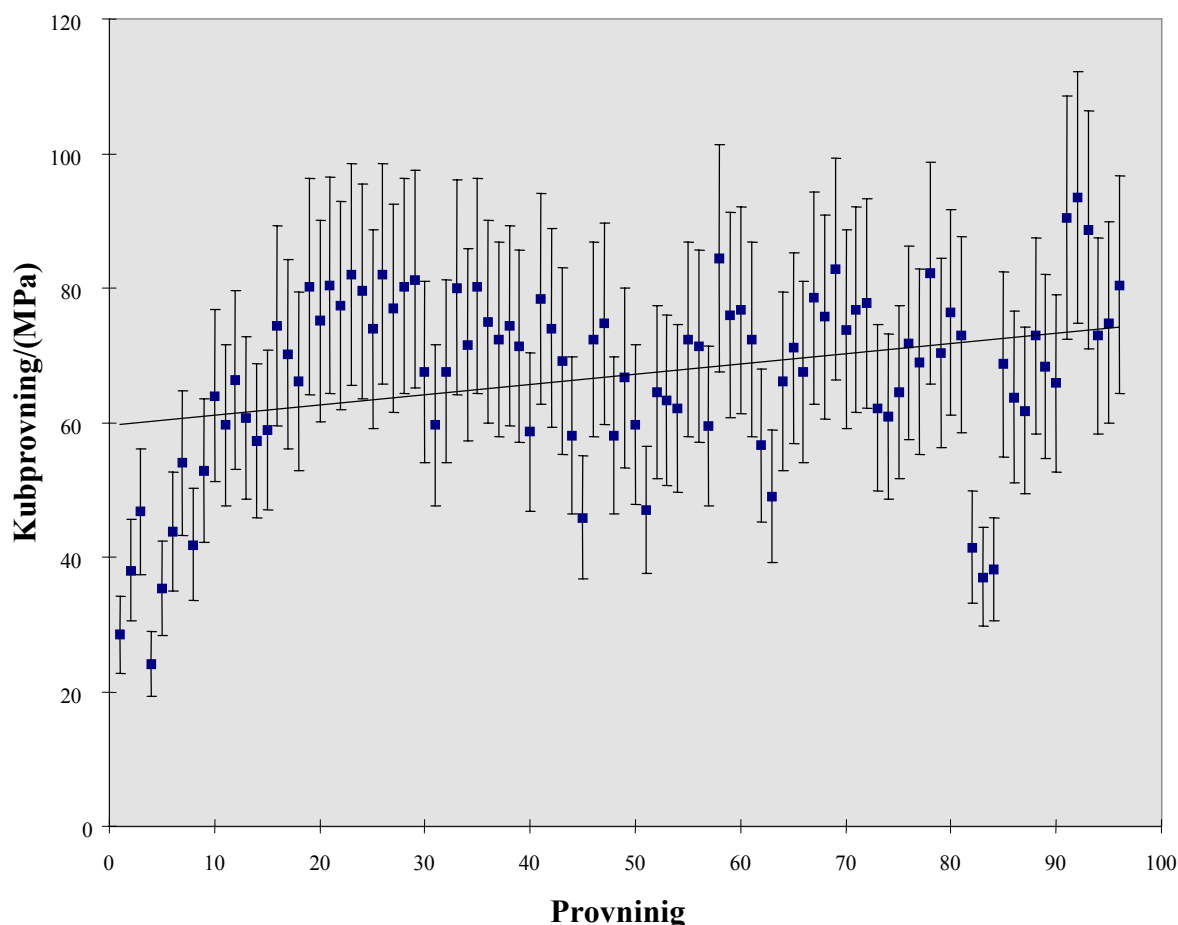


Fig. 15.1 OII, resultat av uppföljande betongprovningar för inneslutning. Värdena är enligt CEB's metod omräknade till 91-dygns hållfasthet. En del av de lägre värdena är beroende på att denna omräkning ej fullt ut tar hänsyn till LH-cementets långsamma hållfasthetsutveckling.

15.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks 40, Ks 40S. Spännarmering vidhäftande BBRV 1500/1700 vertikalt 55x Φ 6 44x Φ 6. Spännarmeringsenheterna som uppges ha en brottlast av 2,2/2,8 MN per kabel är spända till 1,1/1,4 MN. Spännarmering vidhäftande BBRV 1500/1700 horisontellt 55x Φ 6 44x Φ 6. Spännarmeringsenheterna som uppges ha en brottlast av 2,2/2,8 MN per kabel är spända till 0,9 MN.

15.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var slutförda och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flänsar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjuvförbindare.

Ursparingarna kompletterades med armering, formsattes och igengöts i samband med att spalten mellan de två skikten i inneslutningscylindern injekterades nedifrån och upp. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

15.3.3 Tak

15.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan har i layouten för OII i stort sett utgått och utgörs av den till vot utformade övre delen av den övre cylindern som utförs av en 2,5 m tjock ringformad, slakarmerad platta. Över hålet i mitten på plattan finns en stålkupol.

15.3.3.2 Betong

Betong Klass I, K 40, cement LH, vattentät, vct = obekant, ballast av naturgrus från lokalt sidotag, tillsatsmedel, förprovad medelhållfasthet vid 91 dygn 83,5 MPa.

15.3.3.3 Armering

Armeringen utgörs av K:s 40S mestadels $\Phi 32$, ($\Phi 16$, $\Phi 20$).

15.3.3.4 Genomföringar

Inga uppgifter om genomföringar föreligger.

15.4 Rapporterade skador

15.4.1 Under byggskedet

1972 inträffade en brand i den övre delen av inneslutningen. Skador p.g.a. branden medförde reparations- och förstärkningsåtgärder.

15.4.2 Under driftskedet

Inga skador rapporterade.

15.5 Kontroll

Betonginneslutningens yttre ytor är till största delen åtkomliga för inspektion. Innerytorna är normalt ej åtkomliga för ytinspektion annat än i samband med avställning. De nedre delarna av innerytorna är dolda av den skyddande rostfria plåten.

Spännarmeringen kan eftersom den är injekterad ej kontrolleras.

Inneslutningens totala täthet kontrolleras genom systematiska tryckprovningar. Den första tryckprovningen till x-konstruktionstrycket utfördes i samband med byggandet. Återkommande tryckprovningar till c:a 0,35 MPa övertryck sker c:a vart tredje år.

Detaljer som ingjutningsgods, slakarmering m.m. är ej möjliga att kontrollera utan tillgripande av speciella metoder.

15.6 Strukturell utvärdering

Den väsentligaste dimensionerande belastningen för inneslutningen utgörs av ett inre övertryck av storleksordningen 0,50 MPa. Trycket som är förenat med en temperaturhöjning till maximalt 157 °C verkar fullt under storleksordningen minuter. Ur strukturell synpunkt är trycket att betrakta som långvarigt eftersom egensvängningstiden för de konstruktionselement som blir belastade är av storleksordningen sekunder eller delar därav. Undertryck av storleksordningen 0,05 MPa utgör också grund för dimensioneringen. Den utvärdering som utförs av undertecknade och som också ungefärligt redovisas i de handlingar vi tagit del av visar att konstruktionerna har minst c:a 1,5-faldig säkerhet mot dessa tryck. Någon risk för överskridande av konstruktionstrycket väsentligt finns ej eftersom man försett verket med ett säkerhetssystem som vid ett tryck av okänd storlek avlastar inneslutningen ut till en skrubber som renar gaserna från sitt radioaktiva innehåll.

Väsentliga delar av armeringen kan således vara skadade utan att någon risk finns för brott av inneslutningens konstruktioner. Strukturellt finns också mycket liten risk att tätheten går förlorad vid övertrycket eftersom töjningarna i tätplåten även vid ovan angivna maximala tryck blir inom områden som plåten klarar. Lokala täthetsproblem kring genomföringar m.m. kan ej utvärderas genom beräkningar.

15.7 Kvarvarande frågor

För uppföljning av inneslutningen och dess tekniska egenskaper är det av intresse att bättre känna betongkvaliteter och spännarmeringens status.

15.8 Använd dokumentation

Följande dokumentation använts i första hand

- Säkerhetsrapport för Block 2 system 130, OKG Reg nr 2/A2/130, daterad 1990-12-04.
- Provningsprotokoll för betongen till reaktorinneslutningen O2 daterad Simpevarp 1972 med tillhörande ritning.
- Konstruktionsmetoder för reaktorinneslutningar av betong, Utredningsrapport OKG Reg. nr. 93-07809 med tillhörande ritningar på stål-inneslutningens uppbyggnad.
- Enkät svar från Oskarshamn hösten 2001.

16 Oskarshamnsverket III

16.1 Allmänt

Oskarshamnsverket är beläget vid norra delen av Kalmarsund i Östersjön i Oskarshamns kommun. Verket som har en effekt av 1200 MW är av s.k. kokartyp (BWR) och konstruerat av ABB Atom. Verket byggdes under perioden 1981-83 av Skanska/NCC/WP-syst. och projekterades av VBB. Verket togs i drift 1985.

16.2 Miljö

Miljön för alla konstruktioner som befinner sig i det fria är p.g.a. närheten till havet och normalt förekommande vindar korrosiva för alla material som bryts ner vid förekomst av klorider. Nederbörden är mindre än medelvärdet för Sverige. Miljön är att karaktärisera som måttligt aggressiv för armerade betongkonstruktioner. Inneslutningen för detta verk befinner sig helt i inomhusmiljö. Reaktorinneslutningen yttre är belägen i normal, men något varmare inomhusmiljö än vanlig rumstemperatur. Innanför inneslutningen råder det i driftläge en temperatur av c:a 50 °C och luften är ersatt med kvävgas. I de nedre delarna finns bassänger med avsaltat vatten.

16.3 Uppbyggnad av inneslutning

16.3.1 Bottenplatta

16.3.1.1 Strukturellt system

Bottenkonstruktionen består av en mot berget gjuten platta som bär upp 8 radiellt utsträckta väggar på vilka inneslutningens bottenplatta vilar. Den undre plattan med tjocklek 1,3 m är grundlagd på granit av god kvalitet. Systemet fungerar tillsammans som en styv slakarmerad cellkonstruktion. Den övre cirkulära plattan är täckt av den rostfria tätplåten. Tätplåten är med hjälp av skjufvörbindare bringad till strukturell samverkan med betongen. Genom att den vertikala spännarmeringen från den yttre cylindern är förankrad (passiva änden) i övre delen av den övre plattan är denna något spännarmerad i vertikalled. Viss (liten mängd) horisontell förspänningsarmering finns även radiellt i den övre plattan.

16.3.1.2 Betong

Betong Klass I, K40, massivcement, vattentät, tillsatsmedel flyt 1.3% av C Recept 86 C, vct = 0.53. Ballast av naturgrus från närbeläget sidotag.

16.3.1.3 Armering

Slakarmering Ks40 och Ks40S Φ 32.

16.3.2 Väggar

16.3.2.1 Strukturellt system

Den cylindriska väggen har en inre diameter av 25,50 m och höjden från överkant bottenplatta till underkant takplatta är 27,8 m. Väggen har en total tjocklek av 1,5 m. Av denna tjocklek

utgör det inre missilskyddet c:a 0,30 m och det yttre c:a 1,20 m. Konstruktionen tillverkades så att tätplåten med tjocklek 10 mm tillverkades separat och lanserades in på bottenplattan. Därefter glidformsgöts betongväggarna kring stålcyllindern. För genomföringarna var ursparingar upptagna.

Tätplåten är på den nedre votade delen belägen i innerkant utan täcksikt och utförd av 6 mm rostfritt stål 2343. I övrigt är tätplåten utförd av tryckkärslstål 2102 och med tjocklek 6 mm. I den nedre delen av cyllindern är betongen på insidan skyddad av ett 3 mm tjock urlakningskydd av rostfritt stål 2343.

Cyllinderväggarna är förspända såväl i horisontell som vertikal led. Kompletterande slakarmering i innerkant är nätarmering Φ 20 s240 ($\rho = 0,12\%$) och vertikalt Φ 25 s240 ($\rho = 0,18\%$), horisontellt Φ 25 s200 ($\rho = 0,22\%$) i ytterkant. I vissa delar och lokalt förekommer väsentliga mängder kompletterande armering. (De procentuellt angivna mängderna avser mängd på hela väggjockleken). Den horisontella förspänningen svarar mot ett radiellt riktat inre tryck av obekant storlek.

16.3.2.2 Betong

Det inre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K40, massivcement, max. stenstorlek 32 mm, tillsatsmedel flytt 1,5% av C, $v_{ct} = 0.53$. Ballast från lokalt grustag. I **Fig. 16.1** visas resultat av uppföljande betongprovningar för Glid 1 som var det inre missilskyddet.

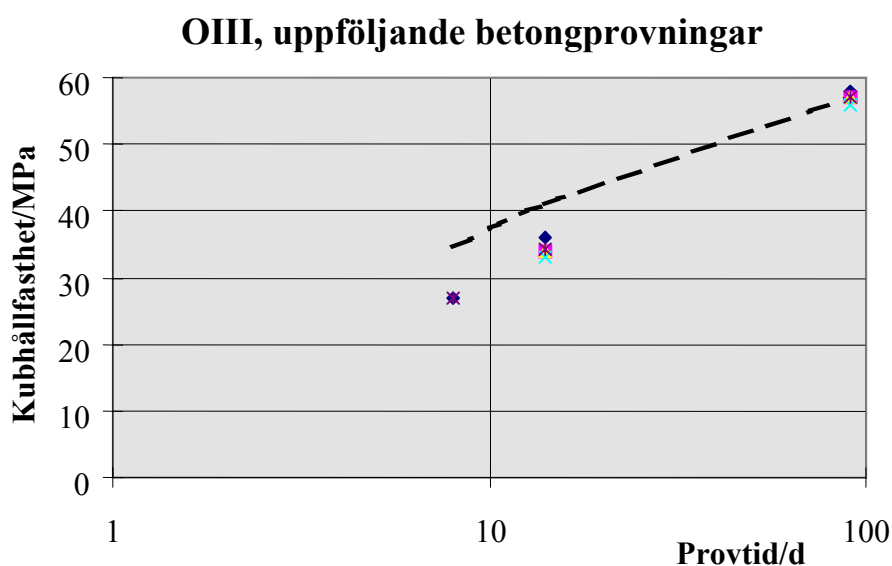


Fig. 16.1 Resultat av uppföljande provtryckningar av betongkuber för det inre betongskalet med avsedd hållfasthet vid 91 dygn av 40 MPa. Streckad linje är teoretisk hållfasthetsutvecklingskurva för långsamhårdnande betong enligt CEB.

Det yttre missilskyddet är uppbyggt av betong Klass I, K50, massivcement, max. stenstorlek 32 mm (olika uppgifter finns), tillsatsmedel Flytt 1,5% av C Recept 88 C, $v_{ct} = 0.44$, ballast från lokalt grustag. I **Fig. 16.2** visas resultat av förprovningar för betong till det yttre skalet.

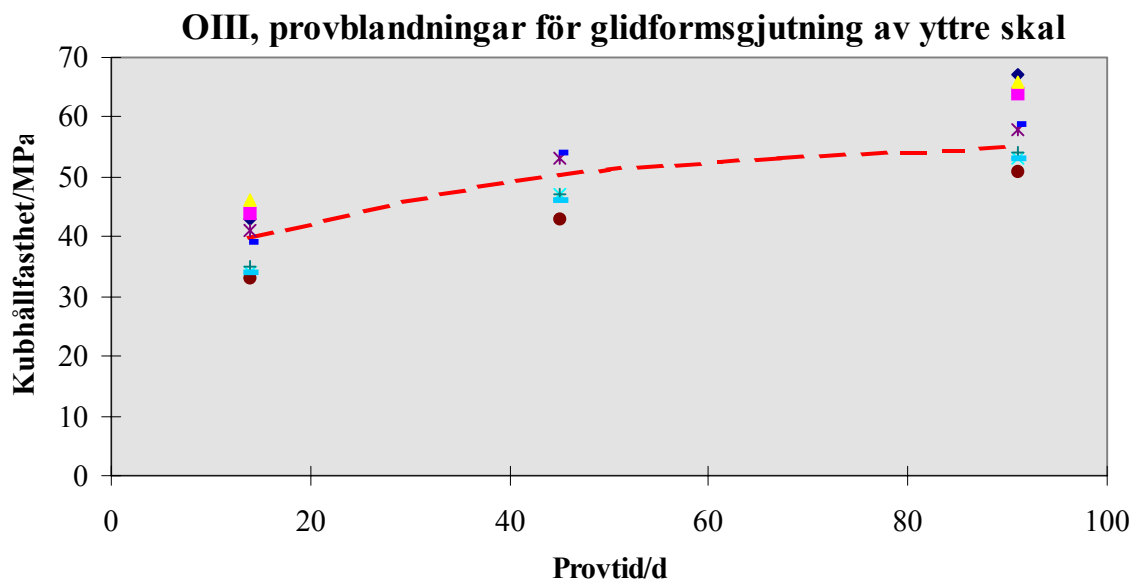


Fig. 16.2 Resultat av förprovningar vid olika tidpunkter för betong till det yttre skalet. Avsedd betongkvalitet var K50 vid 91 dygn. Använd betong var massivcement. I diagrammet är inlagd teoretisk hållfasthetsutveckling för denna typ av betong och normerad för att uppfylla kraven vid förprovning av betong av denna kvalitet.

16.3.2.3 Armering

Slakarmering Ks 40S / Ks 40, i huvudsak $\Phi 32$ ($\Phi 25$). Spännarmering VSL linor $31 \times \Phi 6$, $18 \times \Phi 6$ vertikalt och horisontellt med hållfasthetsklass 1600/1750 MPa.. Spännarmeringsenheterna som uppges ha en brottlast av obekant storlek är spända till visst värde. Efter uppspänning är kabelrören cementinjekterade.

16.3.2.4 Genomföringar

Genomföringar utgörs av rör genomföringar och persongenomföringar. Rör genomföringarna har åstadkommit genom att ursparingar insattes vid glidformsgjutningen. Efter det att gjutningarna var slutförda och tätplåten var satt på plats togs hål upp i plåten och rör med flänsar svetsades trycktätt in i plåten. Rör genomföringarna var också försedda med skjufvförbindare. Varje ursparing injekterades därefter med betong. Avluftningsrör i ursparingarnas överkant var insatta för att säkerställa att hela ursparingen blev fylld av betong. Infästningspunkterna för rör genomföringarna är dimensionerade till överstyrka jämfört med rören.

Persongenomföringarna är principiellt utformade på samma sätt som rör genomföringarna vad beträffar ingjutning och principer för tätning mellan dessa och betong. Utformning och detaljer angående dessa genomföringar ligger utanför denna utredning.

16.3.3 Tak

16.3.3.1 Strukturellt system

Takplattan utgörs av en ringformad, slakarmerad platta med varierande tjocklek från c:a 3,5 m vid ytterkant till c:a 2 m vid infästningen av kupollocket över reaktorn. Över hålet i mitten på plattan finns den rostfristålkupol som utgör inneslutningen över själva reaktorn. Utöver denna centriska öppning med diameter 9 m finns en transportöppning med diameter 2,5 m. Övergången mellan stålkupol och platta utgörs av en stålring förankrade med en stor mängd kraftiga förankringsjärn. Tätplåten utgörs av tryckkärilstål 2102 med minsta tjocklek 6 mm.

16.3.3.2 Betong

Betong Klass I, K 50, massivcement, vattentät, vct = 0.53, ballast av naturgrus från lokalt sidotag, tillsatsmedel flyt 1,5% av C.

16.3.3.3 Armering

Armeringen utgörs av Ks 40S mestadels $\Phi 32$.

16.3.3.4 Genomföringar

Inga uppgifter om genomföringar föreligger.

16.4 Rapporterade skador

16.4.1 Under byggskedet

Inga uppgifter om skador finns rapporterade.

16.4.2 Under driftskedet

Inga uppgifter om skador finns rapporterade.

16.5 Kontroll

Betonginneslutningens yttre ytor är till största delen åtkomliga för inspektion. Innerytorna är normalt ej åtkomliga för ytinspektion annat än i samband med avställning. De nedre delarna av innerytorna är dolda av den skyddande rostfria plåten.

Inneslutningens totala täthet kontrolleras genom systematiska tryckprovningar.

Detaljer som ingjutningsgods, slakarmering m.m. är ej möjliga att kontrollera utan tillgripande av speciella metoder.

16.6 Strukturell utvärdering

Den väsentligaste dimensionerande belastningen för inneslutningen utgörs av ett inre övertryck av storleksordningen 0,45 MPa. Trycket som är förenat med en temperaturhöjning verkar fullt under storleksordningen minuter. Ur strukturell synpunkt är trycket att betrakta som långvarigt eftersom egensvängningstiden för de konstruktionselement som blir belastade är av storleksordningen sekunder eller delar därav. Undertryck av storleksordningen 0,05 MPa utgör också grund för dimensioneringen. Ur det underlag vi erhållit anges att inneslut-

ningskonstruktionerna med god marginal motstår de dimensionerande trycken. Vi har inte haft tillräcklig information för kunna kontrollera detta. Strukturellt finns också mycket liten risk att tätheten går förlorad vid övertrycket eftersom töjningarna i tätplåten även vid ovan angivna maximala tryck blir inom områden som plåten klarar. Lokala täthetsproblem kring genomföringar m.m. kan ej utvärderas genom beräkningar.

16.7 Kvarvarande frågor

För uppföljning av inneslutningen och dess tekniska egenskaper är det av intresse att bättre känna betongkvaliteter och spännarmeringens status.

16.8 Använd dokumentation

Följande underlag har använts i första hand:

- Oskarshamn 3 - System 151, Systembeskrivning reg. nr 3/A/151. Daterad 1990-01-02 med tillhörande ritningar.
- Kontrolldokumentation från betonggjutningar (svårtolkade).
- Enkät svar från Oskarshamn hösten 2001.

17 Slutsatser och rekommendationer

17.1 Betonginneslutningars uppbyggnad

Samtliga svenska kärnkraftverk har inneslutningar av förspänd armerad betong som omger reaktorerna och de radioaktiva system som närmast dessa. Inneslutningarnas viktigaste uppgift är att vid ett eventuellt haveri innesluta de radioaktiva produkter som finns och kan bildas så att dessa ej kommer ut och kan skada omgivningen.

Inneslutningarna är således mycket viktiga konstruktionselement. Detta framgår också av den omsorg man lagt ner på utformning, tillverkning, uppföljning och kontroll av systemen. Sett ur alla de synpunkter, som kan ställas av en byggkonstruktör, har man vidtagit de flesta av de åtgärder som är möjliga för att säkerställa säker funktion.

Eftersom alla konstruktionsmaterial förr eller senare bryts ner av sin uppgift att bära laster och genom den miljö som omger konstruktionerna måste deras funktion även bevakas och följas upp genom hela livslängden.

Även här måste man säga att de flesta åtgärder vidtagits för att konstruktionerna skall klara av de angrepp av miljöfaktorer som är aktuella. Följande viktiga faktorer har beaktats respektive återstår att dokumentera.

Betong

Som konstruktionsbetong har man för samtliga valt sådan med hög hållfasthet vilket normalt sett betyder beständig betong och betong som väl förmår skydda armering och ingjutningsgods. Man kan se en trend till att senare byggda verk har konstruerats i högre hållfasthetsklasser än de äldre verken. Här finns, i det material vi tagit del av, dock ej tillräcklig information om faktorer som behövs för bedömning av betongens beständighetsegenskaper. Betong som är utsatt för någon form av nedbrytningsprocess visar detta genom någon form av skadebild på ytan. En stor del av betongytorna är möjliga att komma åt för ytlig inspektion. Vissa delar av betongen är dock dold bakom tätplåtar vilket omöjliggör inspektion i dessa delar.

Slakarmering

Samtliga konstruktioner innehåller vanlig ospänd armering. Denna armering har både bärande uppgifter men är också till för att fördela sprickor. Den i konstruktionerna befintliga slakarmeringen kan utan men för strukturernas verkningsätt vara kraftigt skadad. Skulle väsentliga skador förekomma kommer detta att visa sig i form av synliga skador. Denna armerings status behöver således ej ägnas intresse annat än möjligen när den utgör förankring för ingjutningsgods till genomföringar och liknande.

Spänd armering

Spännarmeringen utgör det viktigaste konstruktionselementet för inneslutningarnas förmåga att klara sin funktion. Spännarmeringen blir i samband med sin ursprungliga uppspanning som ju sker över erforderad nivå kontrollerad till sin funktion. I de fall spännarmeringen injekterats med cementbruk finns mycket liten möjlighet att fortlöpande kontrollera armeringens status. I korrosiva miljöer finns stora risker för att spännarmeringen får skador.

Ofullständig injektering, kvarvarande vatten, förekomst av främmande substanser t.ex. efter ursparingar av isoleringsmaterial och liknande är faktorer som kan påskynda korrosionsförloppet.

De verk som har injekterad armering bör således utreda möjligheterna att säkerställa spännarmeringens status genom någon form av oförstörande provning.

Flera verk har oinjekterad eller fettinjekterad spännarmering. I Forsmark är kablarna till alla verk omgivna av torkad värmd luft. Här finns också möjlighet att via lastceller mäta kraften i ett antal av kablarna. De tre kokarreaktorerna i Ringhals har ett system med kabelkontroll och utbyte som ger en mycket god uppföljning av spännarmeringens status. Indirekt ger det också kontroll av övrigt ingjutningsgods. Skulle korrosion uppträda i spännarmeringen betyder det med stor sannolikhet skador även på andra ingjutningsgods.

17.2 Strukturell utvärdering

Enligt den dokumentation vi tagit del av har inneslutningskonstruktionerna dimensionerats för statiska laster. Hur underlaget för dessa dimensionerande laster skapats är okänt för oss. Troligtvis handlar det om laster som ger dynamiska effekter i konstruktionerna. Om dessa dynamiska laster via dynamisk analys omvandlats till ekvivalenta statiska laster eller om det handlar om maxvärden för kortvariga tryck framgår ej.

Vi har också utfört vår analys statistiskt i enlighet med tidigare beräkningar. Eftersom det handlar om kortvariga dynamiska förlopp som förekommer *en* gång skulle med stor sannolikhet en dynamisk elastoplastisk analys påvisa större säkerhet än den statiska analysen.

En sådan formell ökad säkerhet är dock kanske ej intressant eftersom man önskar mycket hög säkerhet. De svenska kärnkraftverken är nu också utrustade med avlastningsanordningar som begränsar de maximala trycken.

17.3 Kontroll- och provningsmetoder

Att utföra undersökningar av befintliga konstruktioners status är mycket komplicerat eftersom konstruktionerna både är mycket grova och täta. För att utföra undersökningar krävs därför mycket speciella metoder. Vi föreslår att vi i Sverige samarbetar med utveckling av metoder för oförstörande provning av betong och särskilt ingjuten cementinjekterad spännarmerad armering.

17.4 Fortsatt arbete och rekommendationer

Som framgår av denna utredning saknas fortfarande mycket data att lägga till grund för framtida bevakning av betonginneslutningarnas status. Mycket av denna information riskerar att vartefter verken blir äldre gå förlorad. Vi föreslår att detta arbete fortsätts och att betongfrågorna allfort bevakas. Föreliggande rapport kan utgöra en början till ett sådant arbete.

18 Litteratur

Den information som vi haft till grund för sammanställning av betongfrågorna för de olika verken finns sammanställd under respektive kapitel. Bland allmän litteratur som kommit till användning kan nämnas:

- Fortifikationsförvaltningen, Befästningsavdelningen*, Anvisningar för dimensionering av konstruktioner åverkade av kortvariga laster. Flera olika anvisningar finns för olika typer av konstruktioner t.ex. Publ 25, 30, 35.
- Naus D., J.*, "Report of the Task Group Reviewing International Activities in the Area of Aging of Nuclear Power Plant Concrete Structures", Prepared for organisation for economic cooperation and development Nuclear Energy Agency by Oak Ridge National Laboratory, sept. 1995.
- Do J., D., Chockie A., D.*, "Aging Degradation of Concrete Structures in Nuclear Power Plants", SKI Report 94:15, Stockholm 1994.
- Ingvarsson H., Westerberg B.*, "Drift och underhåll av konstbyggnader", Väg- och Trafikinstitutet, Med. 449, Linköping 1985.
- Petersson T., Sundquist H.*, "Spännbetong", kompendium vid institutionen för Byggnadskonstruktion, KTH, Stockholm 1997.
- Ashar H., Tan C.,P., Naus D.*, "Prestressed Concrete in Nuclear Power Plants", Concrete International, May and June 1994.
- Pachner J., et. al.*, "Summary results of the survey on concrete containment ageing." Working Material, IAEA, Wien 1995.
- Sundquist H.*, "Konstruktion av skydd mot fragment losslitna ur hastigt roterande maskiner", Tidskrift i Fortifikation, nr 1, Stockholm 1979.
- Sundquist H.*, "Skydd mot fragment, Teknisk brottlinjeteori för plattor belastade med kortvarig dynamisk last", Publ. nr 127/78, Inst. för Byggnadsstatik KTH, 1978.
- Sundquist H.*, "Teknisk brottlinjeteori för plattor belastade med kortvarig dynamisk last", Publ. nr 127/78, Inst. för Byggnadsstatik KTH, 1978.
- NEA/CSNI*, "Nuclear Safety", Workshoprapport 2001.
- FIB*, "Nuclear containments", bulletin 2001.

Appendix A tabellsammanställning.

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 2

Verk	Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Ballastens bergarter	(Uppsala-åsen)			gnejs	-	gnejs	-			Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Naturgrus fr närbeläget sidotag, egen krossanläggning
Grus (kg/m ³)	530 (B)	960	650 (A) 1016 (B)	825 kg (grus/sand)	855 kg (grus/sand)	855 kg (grus/sand)	899 kg (grus/sand)					880
Sand (kg/m ³)	1650 (A) 1238 (B)	970	1075 (A) 880 (B)									130
Sten (kg/m ³)				1170 kg	1155 kg	1043 kg	1027 kg					840
Vatten (kg/m ³)	225 (A) 205 (B)	171	197 (A) 172 (B)	1501	1351	1571	1571					190
vct	0.5 (A)	0.52	0.42 (A) 0.43 (B)	0.60	0.49	0.49	0.49			0.5	0.5	0.53
Tillsatsmedel	1 % SIKARetarder	0.2 % Plastiment V	0.2 % SIKARetarder	0.25 % Plastiment V	0.3 % Plastiment V	0.60 % Sika retarder	-					Flyt 1.3 % av C, Recept 86 C
Typ av prov (kub el cylinder)	kub			kub	kub	-	-			Kub	Kub	
Medelhållfasthet (MPa)				28 MPa / 54 MPa	32 MPa / 49 MPa	-	-			58 resp 53	78	
Ålder vid provning (dygn)				14 dygn / 91 dygn	28 dygn / 91 dygn	-	-			91 resp 28	91	
Typ av prov (kub el cylinder)	kub	kub	kub	kub	kub	kub	kub			Kub	Kub	Kub
Medelhållfasthet (MPa)	48 (A) 57 (B) 53 (C)	53	61 (A) 59 (B)	23.5 MPa / 42 MPa	13.5 MPa / 49 MPa	11.5 MPa / 58 MPa	26 MPa / 52 MPa			58 resp 53	78	58
Ålder vid provning (dygn)	91 (A) 91 (B) 91 (C)	91	91 (A) 91 (B)	14 dygn / 91 dygn	14 dygn / 91 dygn	14 dygn / 91 dygn	14 dygn / 91 dygn			91 resp 28	91	91
Typ av prov (kub el cylinder)	Cylinder (C)											

Ev. resultat från provning i färdig konstruktion

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 4

Verk		Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III	
Konstruktionsdel Föreskrivet material	Inre vägg	Gjutetapp5	Gjutetapp5	Gjutetapp5										
	Plåt Kvalitet	SS2343 & SS2102	SS2343 & SS2102	SS2103-01	SS2102	SS2102-01	SS2102-01	SS2102-01	SS141312	SS141312	Tryckkärnsstål SS141312	SS141312	2343 & 2102	
	Tjocklek (mm)	6	6	8	5	7	8-10	8-10	6	6 (5-8?)	4	5	6	
	Betong Klass	I (vattentät)	I (vattentät)	I (vattentät)	I	I (grp d)	I (grp d)	I (grp d)	I (vt)	I (vt)	I	I	I	
	Kvalitet	K50	K50	K50	K50	K50	K50 (K55 upp till +94,2)	K50 (K55 upp till +94,2)	K40	K40	K40	K40	K40	
	Cementtyp	LH	LH	STD	STD	STD	LH	LH	LH	LH	LH	Limhamn LH	Limhamn LH	Massiv-cement
	Slak-armering Kvalitet	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S
	Diameter (mm)	Ø32,Ø25, Ø20,Ø12, Ø10	Ø32,Ø25, Ø20,Ø12, Ø10	Ø25,Ø20, Ø16,Ø12	Ø32	Ø32	Ø32 - Ø16	Ø32 - Ø16	Ø12 - Ø16	Ø12 - Ø16	Ø12 - Ø16, Ø25	Ø12, Ø16, Ø25	Ø12, Ø16, Ø25	Ø20, Ø25
	Innehåll (area-%)	4.13	4.13	2.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12%, 25%
	Använd betong-kvalitet	Leverantör	Vattenfall	Vattenfall	Vattenfall	Färdig Betong Väröbacka	Färdig Betong Väröbacka	Färdig Betong Väröbacka	Färdig Betong Väröbacka	Sydsten	Sydsten	Egen betongstation	Egen betongstation	Egen betongstation
		C-innehåll (kg/m ³)	340	370	470	375 kg	360 kg	375 kg	365 kg	kan ej verifieras	kan ej verifieras			340
		Max stenstorlek (mm)	32	32	16	32	32	32	32	32	32	32	32	32
		Ballastens bergarter	(Uppsala-åsen)			gnejs	gnejs	gnejs	gnejs			Gnejs & granit fr Färbo, egen krossanläggning	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning
Grus (kg/m ³)		1060	1050	650	750 kg (grus/sand)	770 kg (grus/sand)	757 kg (grus/sand)	752 kg (grus/sand)						920
Sand (kg/m ³)		870	860	1085										80
Sten (kg/m ³)					1120 kg	1137 kg	1132 kg	1135 kg						860

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 5

Verk	Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Vatten (kg/m ³)	160	170	211	1581	1511	1541	1541					180
Vet	0.47	0.46	0.45	0.42	0.42	0.41	0.42			0.5	0.5	0.53
Tillsatsmedel, typ	0.1 % Plastiment V	0.1 % Plastiment V	0.2 % Retarder	-	-	-	-					Flyt 1.5% av C

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 6

Verk	Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Resultat av förprovning	kub	kub	kub	kub	kub	-	-			Kub	Kub	Kub
	77			63 MPa / 44 MPa	53 MPa / 39 MPa	-	-			72.5	67-70	C:a 57
	91			28 dygn / 7 dygn	28 dygn / 7 dygn	-	-			91	91	91
Resultat av betongprovning under produktion	kub	kub	kub	kub	kub	kub	kub			kub	kub	kub
	56	60	62	60 MPa / 43 MPa / 36 MPa	57 MPa / 37 MPa	31 MPa / 58 MPa	37 MPa / 60 MPa			72	70	60
	91	91	28	28 dygn / 7 dygn / 1 dygn	28 dygn / 1 dygn / 1 dygn	14 dygn / 91 dygn	1 dygn / 28 dygn / 28 dygn			91	91	365
Ev. resultat från provning i färdig konstruktion	Cylinder		Cylinder			Utborrade cylindrar	Utborrade cylindrar			Utborrad cylinder		
	80		99			90.7	90.7					
	22		21			15	15					

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 7

Verk		Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III	
Konstruktionsdel Föreskrivet material	Yttre vägg	Gjutetapp 6	Gjutetapp 6	Gjutetapp 6										
	Betong Klass	I	(vattentät)	(vattentät)	I	I (grp d)	I (grp d)	I (grp d)	I (vt)	I (vt)	I	I	I	
	Kvalitet	K50	K50	K50	K45	K50	K50	K50	K40	K40	K40	K40	K50	
	Cementtyp	LH	LH	LH	STD Limhamn	STD Limhamn	LH Limhamn	LH Limhamn	LH Limhamn	LH Limhamn	LH Limhamn	Deger- hamn Std	Limhamn LH	Massiv- cement
	Slak- armering Kvalitet	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S, Ks40	Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40, Ks40S	Ks40, Ks40S	Ks40, Ks40S	Ks40, Ks40S	Ks40, Ks40S	
	Diameter (mm)	Ø40,Ø32, Ø25,Ø20, Ø16,Ø12	Ø40,Ø32, Ø25,Ø20, Ø16,Ø12	Ø32,Ø25, Ø20,Ø16	Ø20, Ø25	Ø20, Ø25	Ø20, Ø25	Ø20, Ø25	Ø20, Ø25	Ø12 - Ø16	Ø12 - Ø16	Ø12, Ø16, Ø20	Ø12, Ø16	Ø25, Ø32
	Innehåll (area-%)	2.22	2.22	3.22	-	-	-	-	-					
	Spänn- armering Vertikalt													
	Vidhäftande el ej?	Icke-vidh	Icke-vidh ?	Icke-vidh	Vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	Vidh	Vidh	Vidh	Vidh	Vidh
	Fabrikat	VSL, Bridon Supa	VSL, Bridon Supa	BBRV	BBRV (1500/ 1750 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	VSL	VSL	BBRV 1500/1700	BBRV 1500/1700	VSL (1600/ 1750 MPa)
	Antal×dia- meter (mm)	140 st 19×13	140 st 19×13	120×139×6	55×6	139×6	139×6 (153 tråd- paket)	139×6 (153 tråd- paket)	139×6 (153 tråd- paket)	56×12×12	56×12×12	44×6	55×6, 44×6	31×6, 28×6
	Brottlast (MN)	1800 N/mm ²	1800 N/mm ²	1800 N/mm ²	2.72 MN	7.07 MN	7.07 MN	7.07 MN	7.07 MN			1.8	2.2/2.8 per kabel	
	Uppspän- ningslast (MN)	2.3	2.3	4.7 (5.2)	1.9	4.8	4.75	4.75	4.75	1000×area	1000×area	1.2	1.1/1.4 per kabel	128×4.2 = 540MN
	Horisontellt Vidhäftande el ej?	Icke-vidh	Icke-vidh ?	Icke-vidh	Vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	Icke-vidh ?	Vidh	Vidh	Vidh	Vidh	Vidh
	Fabrikat	VSL, Bridon Supa	VSL, Bridon Supa	BBRV	BBRV (1500/ 1750 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	BBRV (1500/ 1800 MPa)	VSL	VSL	BBRV 1500/1700	BBRV	VSL (1600/ 1750 MPa)
Antal×dia- meter (mm)	156 st 19×13 ?	156 st 19×13 ?	88×139×6	55×6	139×6, c/c 0,4 m	139×6 (122 tråd- paket)	139×6 (122 tråd- paket)	139×6 (122 tråd- paket)	12×12, c/c 0.1 m	12×12, c/c 0.1 m	44×6	55×6, 44×6	31×6, 28×6	

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 8

Verk	Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Brottlast (MN)	1800 N/mm ²	1800 N/mm ²	1800 N/mm ²	2.72 MN	7.07 MN	7.07 MN	7.07 MN			1.8	2.2/2.8	37×3.25+56×2.94 = 285MN
Uppspänningslast (MN)	1.9	1.9	4.7 (5.2)	1.9	4.8	4.75	4.75	800×A	800×A	1.0	0.9	37×3.25+56×2.94 = 285MN
Leverantör	Vattenfall	Vattenfall	Vattenfall	Färdig Betong Väröbacka	Färdig Betong Väröbacka	Färdig Betong Väröbacka	Färdig Betong Väröbacka	Sydsten	Sydsten	Egen betongstation	Egen betongstation	Egen betongstation
C-innehåll (kg/m ³)	340	370	470 (A) 400 (B)	355 kg	375 kg	375 kg	375 kg	kan ej verifieras	kan ej verifieras			360
Max stenstorlek (mm)	32	32	16 (A) 32 (B)	32	32	32	32			32	32	32
Ballastens bergarter	(Uppsala-åsen)			gnejs	gnejs	gnejs	gnejs			Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Ballast fr lokalt grustag, egen krossanläggning
Grus (kg/m ³)	1060	1050	650 (A) 1015 (B)	809 kg (grus/sand)	750 kg (grus/sand)	750 kg (grus/sand)	758 kg (grus/sand)					890
Sand (kg/m ³)	870	860	1085 (A) 900 (B)									100
Sten (kg/m ³)				1079 kg	1140 kg	1140 kg	1133 kg					890
Vatten (kg/m ³)	160	170	211 (A) 192 (B)	1641	1571	1571	1541					158
Vet	0.47	0.46	0.45 (A) 0.48 (B)	0.46	0.42	0.42	0.41			0.5	0.5	0.44
Tillsatsmedel, typ	0.1 % Plastiment V		1.1 % Flyttillsats V	-	Plastiment V (0.10-0.40 %)	-	-					
Typ av prov (kub el cylinder)				kub	kub	-	-			Kub, förprovning	Kub, förprovning	Kub
Medelhållfasthet (MPa)				63 MPa / 44 MPa	53 MPa / 37 MPa	-	-			49.5	67-70	C:a 60
Ålder vid provning (dygn)				28 dygn / 7 dygn	28 dygn / 7 dygn	-	-			91	91	91
Resultat av förprovning												

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 10

Verk		Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Konstruktionsdel	Tak	Gjutetapp 15a	Gjutetapp 15a	Gjutetapp 16c	SS2102	SS2102	SS2102	SS2102	Stål	Stål	SS141312	SS141312	SS1432-01
<i>Föreskrivet material</i>		Tryckkärlsstål Min 6	Tryckkärlsstål Min 6	SS2103-01 8-10	I (vattentät)	I (grp d)	I	I	Min 10	Min 10	I (vattentät) K40	I (vattentät) K40	I (vattentät) K50
		I (vattentät)	I (vattentät)	I (vattentät)	K50	K50	K50	K50	Betongtak saknas.	Betongtak saknas.	I (vattentät) K40	I (vattentät) K40	I (vattentät) K50
		K50	K50	K50	K45 Gjutetapp 16, K35 gjutet. 17	K50	K50	K50	-	-	Limhamn LH	Limhamn LH	Massiv-cement
		LH	LH	LH	STD (Limhamn)	STD (Limhamn)	Limhamn STD gjut-etapp 5 & LH gjut-etapp 6.	Limhamn LH gjut-etapp 5 & LH gjut-etapp 6.	-	-	Limhamn LH	Limhamn LH	Massiv-cement
		Ks40S	Ks40S	Ks40S	Ks40S, Ks40	Ks40S	Ks40, Ks40S	Ks40S	-	-	Ks40	Ks40S	Ks40S
		Ø32, Ø25, Ø16, Ø12 3.47	Ø32, Ø25, Ø16, Ø12 3.47	Ø32, Ø25, Ø20, Ø16 2.19	Ø25, Ø32	Ø20, Ø25	Ø32	Ø32	-	-	Ø16, Ø20, Ø25	Ø16, Ø20, Ø32	Ø32
		Innehåll (area-%)	Innehåll (area-%)	Innehåll (area-%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Spänn- armering	Spänn- armering	Spänn- armering	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Vidhäftande el ej?	Icke-vidh	Icke-vidh	Ej vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	Icke-vidh	-	-	Vidh	Vidh	Vidh
		Fabrikat	VSL, Bridon Supa	BBRV	BBRV (1500/1800 MPa)	BBRV (1500/1800 MPa)	BBRV (1500/1800 MPa)	BBRV (1500/1800 MPa)	-	-	BBRV 1500/1700	BBRV 1500/1750	VSL 1600/1750
		Antal×diameter (mm)	10 st 19×13	16 st 139×6	139×6	139×6	139×6	139×6	-	-	44×6, 32×6	44×6, 55×6	31×6
		Brottlast (MN)	1800 N/mm ²	1800 N/mm ²	7.07 MN	7.07 MN	7.07 MN	7.07 MN	-	-	-	2.2/2.8	-
		Uppspänningslast (MN)	1.9	4.66	4.8	4.75	4.75	4.75	-	-	-	1.2	8×44 = 35MN

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 11

Använt betongkvalitet	Verk											
	Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Leverantör	Vattenfall	Vattenfall	Vattenfall	Färdig Betong Våröbacka	Färdig Betong Våröbacka	Färdig Betong Våröbacka	Färdig Betong Våröbacka	-	-	Egen betongstation	Egen betongstation	Egen betongstation
C-innehåll (kg/m ³)	410 (A) 370 (B)	440 (A) Antaget	490 (A) 420 (B)	340 kg Et. 16 295 kg Et. 17	375 kg	375 kg Et. 5 STD 375 kg Et. 6 LH	375 kg Et. 5 LH 375 kg Et. 6 LH	-	-	-	-	330
Max stenstorlek (mm)	16 (A) 32 (B)		16 (A) 32 (B)	64 Et. 16 32 Et. 17	32	32	32	-	-	-	-	8
Ballastens bergarter	(Uppsala-åsen)			gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	-	-	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning	Naturgrus fr lokalt sidotag, egen krossanläggning
Grus (kg/m ³)	725 (A) 936 (B)	849 (A) 952 (B)	598 (A) 911 (B)	740 kg Et. 16 908 kg Et. 17 (grus/sand)	750 kg (grus/sand)	750 kg Et. 5 757 kg Et. 6 (grus/sand)	757 kg Et. 5 757 kg Et. 6 (grus/sand)	-	-	-	-	1350
Sand (kg/m ³)	1135 (A)	1073 (A) 904 (B)	1000 (A) 806 (B)					-	-	-	-	150
Sten (kg/m ³)				1169 kg Et. 16 1059 kg Et. 17	1140 kg	1125 kg Et. 5 1132 kg Et. 6	1133 kg Et. 5 1133 kg Et. 6					
Vatten (kg/m ³)	193 (A)	207 (A) 180 (B)	200 (A) 185 (B)	1561 Et. 16 1601 Et. 17	1571	1571 Et. 5 1541 Et. 6	1541 Et. 5 1541 Et. 6	-	-	-	-	250
Vct	0.47 (A)	0.47 (A) 0.45 (B)	0.41 (A) 0.44 (B)	0.46 Et. 16 0.54 Et. 17	0.42	0.42 Et. 5 0.41 Et. 6	0.41 Et. 5 0.41 Et. 6	-	-	-	-	0.53
Tillsatsmedel, typ	0.13 % Plastiment V	Plastiment V	0.5% Flyttillsats 0.2% Retarder	-	0.25 % Plastiment V	-	-	-	-	-	-	Flyt 1.5% av C
Typ av prov (kub el cylinder)				kub	-	-	-	-	-	Kub	Kub	Kub
Medelhållfasthet (MPa)				60 MPa / 28 MPa	-	-	-	-	-	75	83.5	62

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 12

Verk	Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III
Resultat av betongprovning under produktion	Ålder vid provning (dygn)			28 dygn 7 dygn	-	-	-	-	-	91	91	91
	Typ av prov (kub el cylinder)	kub	kub	kub	kub	kub	kub	-	-	Kub	Kub	Kub
	Medelhållfasthet (MPa)	53 (A) 58 (B)	55 (A) 55 (B)	60 MPa Et. 16 46 MPa Et. 17 (28 dygn) - 50 MPa Et. 16 (10 dygn) 46 MPa Et. 17 (7dygn)	71 MPa 55 MPa	39 MPa / 64 MPa Et. 5 38 MPa / 70 MPa Et. 6	39 MPa / 70 MPa Et. 5 38 MPa / 66 MPa Et. 6			75	70	62
	Ålder vid provning (dygn)	91 (A) 91 (B)		28 dygn 10 dygn 7 dygn	28 dygn 7 dygn	1 dygn 28 dygn Et. 5 14 dygn 91 dygn Et. 6	14 dygn 91 dygn Et. 5 14 dygn 91 dygn Et. 6			91	91	91

Tabellsammanställning över material, skador och provningar i betonginneslutningar i svenska kärnkraftsverk, sid. 13

Verk		Forsmark I	Forsmark II	Forsmark III	Ringhals I	Ringhals II	Ringhals III	Ringhals IV	Barsbäck I	Barsbäck II	Oskarshamn I	Oskarshamn II	Oskarshamn III	
Ev. resultat från provning i färdig konstruktion	Typ av prov (kub eller cylinder)	Cylinder		Cylinder		-	-	-						
	Medelhållfasthet (MPa)	80 (B)		84 (B)		-	-	-						
	Ålder vid provning (år)	22 (B)		17 (B)		-	-	-						
Skador	Under byggskedet		Brand i spännkabelschakt	Några få betydelselösa.	Brott i ankare till flera spänneenheter.	-	-	-			Inga	Brand 1972. Skadorna reparerades.	Inga	
	Under driftskedet			2 avslitna kablar 1986. Skadad isolering 1992.	-	-	Harmlösa sprickor mellan inre skal och tätplåt.	-	Synliga sprickor med oklart ursprung.	Läckage i tät skärm vid provtryckning 1993 pga korrosion.				
Förtgående provning	Tätetsprovning	vart 3:e år.		vart 3:e år.	3 ggr på 10 år.	-	Enligt särskilt program.	Enligt särskilt program.	Fort-löpande vart 3:e år.	Fort-löpande vart 3:e år.	vart 3:e år 3 ggr / 10 år	vart 3:e år 3 ggr / 10 år	Fort-löpande. 3 ggr / 10 år	
	Tryck vid eventuell provtryckning	480 kPa (A) 290 kPa (B)	480 kPa (A) 290 kPa (B)	480 kPa (A) 290 kPa (B)	0.3 MPa	0.2 MPa	0.2 MPa	0.2 MPa			0.35 MPa vid byggandet. 0.225 MPa 1995.	Tryckupptagning till 0.35 MPa	Tryckupptagning till 0.4 MPa	
	Spännkraft	Kontrollplan finns.	00	Kontrollplan finns.	Okulär besiktning.	System för kontinuerlig provning finns.	Program för kontroll finns.	Program för kontroll finns.						
	Betong	Årlig besiktning	00	00										
	Annan provning	Årlig besiktning	00	00		-	-	-						
Ytskyddmätning											Vid-häftning	Vid-häftning	Vid-häftning	

