



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Ola Jovall,
Johan Kölfors,
Patrick Andersson,
Jan-Anders Larsson
Sven Thelandersson

Forskning

2015:24

Dimensionering av nukleära
byggnadskonstruktioner (DNB)

SSM perspektiv

Bakgrund

För dimensionering och analys av konventionella byggnadskonstruktioner har fram till år 2010 använts Boverkets konstruktionsregler BKR eller BBK som den pekar på. Boverket har från år 2011 ersatt BKR med Eurokoderna.

Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM) och de svenska tillståndshavarna har tidigare i ett samfinansierat forskningsprojekt tagit fram anvisningar för dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner, DNB. Rapporten som är baserad på Eurokoderna publicerades som SSM rapport 2014:06

För att ytterligare förbättra DNB och för att säkerställa att dess anvisningar tillämpas på ett korrekt sätt har SSM gett Scanscot Technology AB uppdraget att vidareutveckla och förtydliga vissa delar i DNB.

Syfte

Syftet med projektet är att vidareutveckla och förtydliga vissa delar i DNB för att utöka dess giltighetsområde och för att säkerställa att dess anvisningar tillämpas på ett korrekt sätt.

Resultat

Uppdateringen av DNB omfattar bl.a. följande områden.

- Förtydligande avseende utvärderingen av säkerhetsrelaterad täthet i brottgränstillståndet
- Förändring av partialkoefficienter för vissa processlaster
- Justering av rekommenderad förhöjning av beräknade tryck i reaktorinneslutningen för svåra haverier
- Förtydligande avseende "cliff edge" effekter
- Användning av betonghållfasthetsvärden enligt ASME Section III Div 2
- Förtydligande av dimensioneringsanvisningar avseende tätheten hos säkerhetsrelaterade bassängkonstruktioner
- Uppdatering av anvisningar för jordbävningsdimensionering
- Införande av ny bilaga avseende materialprovningmetodik

Alla kompletteringar, förtydliganden och ändringar till nuvarande utgåva av DNB har sammanställts i en bakgrundrapport.

Behov av ytterligare forskning

Mer forskning behövs inom aktuellt område. DNB behöver kompletteras med detaljerade anvisningar för dimensionering av brand som kan uppstå till följd av en mängd olika inledande händelser samt detaljerade dimensioneringskriterier för stöt- och missillaster.

Projekt information

Kontaktperson SSM: Kostas Xanthopoulos

Referens: SSM2014-2777



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Ola Jovall ¹⁾, Johan Kölfors ¹⁾, Patrick Andersson ¹⁾,
Jan-Anders Larsson ¹⁾, Sven Thelandersson ²⁾
¹⁾Scanscot Technology AB, Lund
²⁾Lunds Universitett

2015:24

Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB)

Datum: Juni 2015

Rapportnummer: 2015:24 ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på www.stralsakerhetsmyndigheten.se

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

Innehållsförteckning

SAMMANFATTNING	5
ABSTRACT	7
1. INLEDNING	9
1.1 Allmänt.....	9
1.2 Dimensioneringsanvisningarnas upplägg	9
1.3 Rapportens disposition	11
2. ÖVERGRIPANDE DEL.....	13
2.1 Allmänt.....	13
2.2 Giltighet	13
2.3 Omfattning och begränsningar	13
2.4 Normativa hänvisningar och referenser	14
2.5 Förutsättningar	16
2.6 Skillnaden mellan principer och råd	16
2.7 Termer och definitioner	16
2.8 Beteckningar	16
3. GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSPRINCIPER.....	17
3.1 Allmänt.....	17
3.2 Klassning av byggnader, system och komponenter.....	17
3.3 Säkerhetsklasser för byggnader enligt BFS 2011:10-EKS 817	
3.4 Händelseklasser enligt SSMFS 2008:17.....	18
3.5 Krav enligt SS-EN och BFS 2011:10-EKS 8.....	20
3.6 Säkerhetsrelaterade funktionskrav enligt SAR.....	21
3.7 Grunder för dimensionering i gränstillstånd	25

3.8	Grundvariabler.....	27
3.9	Bärverksanalys och dimensionering genom provning	28
3.10	Verifiering med partialkoefficientmetoden.....	29
4.	LASTER OCH LASTKOMBINATIONER	33
4.1	Allmänt.....	33
4.2	Laster.....	33
4.3	Lastkombinationer.....	45
5.	DIMENSIONERING AV REAKTORINNESLUTNINGEN.....	57
5.1	Allmänt.....	57
5.2	Jämförelse av kravbild	60
5.3	Generella dimensioneringsanvisningar.....	61
5.4	Krav i bruksgränstillståndet.....	61
5.5	Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet	61
5.6	Krav i brottgränstillståndet, barriärfunktion.....	62
5.7	Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer	63
5.8	Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1.....	63
5.9	Dimensionering baserad på ASME Sect III Div 2.....	64
5.10	Detaljutförning.....	70
5.11	Materialkvaliteter och produkter	72
6.	DIMENSIONERING AV ÖVRIGA BYGGNADER	73
6.1	Allmänt.....	73
6.2	Krav i bruksgränstillståndet.....	75
6.3	Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet	75
6.4	Krav i brottgränstillståndet, täthetsfunktion	75
6.5	Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer	76

6.6	Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1.....	77
7.	DIMENSIONERING MED AVSEENDE PÅ JORDBÄVNING	85
7.1	Allmänt.....	85
7.2	Övergripande dimensioneringsprinciper	86
7.3	Grundläggande krav.....	91
7.4	Seismisk indata	92
7.5	Krav på analysmetoder.....	92
7.6	Säkerhetsverifiering	96
8.	DIMENSIONERING MED AVSEENDE PÅ BYGGRELATERADE LASTER.....	99
8.1	Allmänt.....	99
8.2	Laster och lastkombinationer.....	99
8.3	Krav i byggskedet	101
9.	REFERENSER.....	103
	BILAGA 1: LISTA PÅ FIGURER.....	107
	BILAGA 2: LISTA PÅ TABELLER	109
	BILAGA 3: FÖRKORTNINGAR.....	111
	BILAGA 4: TERMER OCH DEFINITIONER.....	115
	BILAGA 5: BETECKNINGAR.....	117
	BILAGA 6: INFÄSTNINGAR I BETONG	121
	BILAGA 7: BEDÖMNING AV BETONGHÅLLFASTHET UTIFRÅN IN-SITU PROVNING VID KÄRNTEKNISKA ANLÄGGNINGAR.....	125
	BILAGA 8: BÄRVERKSANALYS – EN SAMMANFATTNING	143

Sammanfattning

I Strålsäkerhetsmyndighetens författningssamling saknas idag preciserade krav och tillräcklig vägledning om hur betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar ska hanteras vid analys av befintliga byggnader såväl som vid nykonstruktion.

Strålsäkerhetsmyndigheten har därför tillsammans med de svenska tillståndshavarna gett Scanscot Technology AB i uppdrag att upprätta föreliggande rapport *Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner* (DNB), som redovisar dimensioneringsanvisningar för betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar i Sverige. DNB innehåller anvisningar och råd för dimensionering och analys av bärande betongkonstruktioner inkluderande såväl reaktorinneslutningar som övriga säkerhetsrelaterade byggnader. Föreliggande rapport utgör utgåva 2 av DNB. Utgåva 2 ersätter den tidigare utgåvan som gavs ut av Strålsäkerhetsmyndigheten i januari 2014 (rapportnummer 2014:06).

Syftet med DNB är att komplettera föreskrifterna i *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)* (BFS 2011:10 – EKS 8) för tillämpning vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. DNB baseras därmed på partialkoefficientmetoden och principerna för dimensionering i gränstillstånd såsom de specificeras i Eurokoderna med tillhörande svenska nationella val.

Rapporten är författad av en projektgrupp¹ vid Scanscot Technology AB med Ola Jovall som huvudansvarig. Prof. em. Sven Thelandersson vid Lunds universitet såväl som en styrgrupp utsedd av Strålsäkerhetsmyndigheten och de svenska tillståndshavarna har var för sig granskat utgåva 1 av rapporten. Utgåva 1 av rapporten har även distribuerats till utvalda remissinstanser för yttrande. Utgåva 2 har granskats av Prof. em. Sven Thelandersson vid Lunds universitet och Strålsäkerhetsmyndigheten samt distribuerats till de svenska tillståndshavarna för yttrande.

¹ Patrick Anderson: Kapitel 6; Ola Jovall: Kapitel 1, 2, 3, 5 och 8 samt delförfattare av kapitel 4 och 6; Johan Kölfors: Kapitel 4; Jan-Anders Larsson: Kapitel 7; Sven Thelandersson: Delförfattare kapitel 4.

Abstract

The statute documents of the Swedish Radiation Safety Authority do not include specific requirements and adequate guidance on how concrete structures at nuclear power plants and other nuclear facilities shall be structurally verified in analyses of existing structures as well as in the case of design of new buildings.

Therefore, the Swedish Radiation Safety Authority has together with the Swedish licensees commissioned Scanscot Technology AB to compose the present Design Guide for Nuclear Civil Structures (DNB). This Design Guide describes design provisions for concrete structures at nuclear power plants and other nuclear facilities in Sweden. The scope of DNB includes provisions regarding design and analysis of loadbearing concrete structures covering reactor containments as well as other safety-related structures. The present report is the 2nd edition of the DNB. This second edition replaces the first edition that was issued by the Swedish Radiation Safety Authority in January 2014 (Report No. 2014:06).

The main aim of DNB is to complement the regulations given in *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)* (BFS 2011:10 – EKS 8)² for application at nuclear power plants and other nuclear facilities in Sweden. Thus, DNB is based on the partial factor method and the principles of design in limit states, as specified in the Eurocodes including the Nationally Determined Parameters chosen by Swedish Authorities.

The report is written by a project group³ at Scanscot Technology AB with Ola Jovall as the main responsible author. Prof. em. Sven Thelandersson as well as a steering committee appointed by the Swedish Radiation Safety Authority and the Swedish licensees has independently reviewed the first edition of the report. The first edition has also been distributed to selected stakeholders for their opinion. The second edition has been reviewed by Prof. em. Sven Thelandersson and the Swedish Radiation Safety Authority. It has also been distributed to the Swedish licensees for comments.

² English translation of document title: "Mandatory provisions and general recommendations on the application of European design standards (Eurocodes) (BFS 2011:10 – EKS 8)"

³ Patrick Anderson: Section 6; Ola Jovall: Section 1, 2, 3, 5 och 8 and co-author of section 4 and 6; Johan Kölfors: Section 4; Jan-Anders Larsson: Section 7; Sven Thelandersson: Co-author of section 4.

1. Inledning

1.1 Allmänt

Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB) innehåller anvisningar och råd för dimensionering och analys av bärande betongkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar^{4,5}. Vad gäller kärnkraftverk kan DNB tillämpas för lättvattenanläggningar av typen kokvattenreaktor ("boiling water reactor", BWR) eller tryckvattenreaktor ("pressurized water reactor", PWR).

Syftet med DNB är att komplettera föreskrifterna i *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)* (BFS 2011:10 – EKS 8) [8] för tillämpning vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. DNB baseras därmed på partialkoefficientmetoden och principerna för dimensionering i gränstillstånd såsom de specificeras i SS-EN 1990 [20], SS-EN 1991 och SS-EN 1992-1-1 [29] samt tillhörande delar av BFS 2011:10 – EKS 8 [8].

Anvisningarna i DNB gäller för de fall då en deterministisk dimensionering eller verifiering av bärverk eller bärverksdelar ska genomföras. För vissa händelser, speciellt för mycket osannolika händelser (händelseklass H5)⁶, kan andra tillvägagångssätt vara tillämpliga eller nödvändiga.

1.2 Dimensioneringsanvisningarnas upplägg

1.2.1 Övergripande ramverk

Ett kärnkraftverk är en anläggning för produktion av elkraft på vilken det ställs extraordinära säkerhetskrav. Vid dimensionering av en sådan anläggning och av andra kärntekniska anläggningar bör man påvisa att anläggningen uppfyller såväl de allmänna krav som ställs på konventionella byggnadskonstruktioner och produktionsanläggningar som de säkerhetskrav för kärntekniska anläggningar som anges av Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM).

Krav på konventionella byggnadskonstruktioners bärverk avseende säkerhet, brukbarhet och beständighet samt grunderna för dimensionering och verifiering redovisas i EKS och Eurokoderna. Reaktorinneslutningen samt övriga byggnader bör därför visas uppfylla kraven i EKS/Eurokoderna.

Utöver de konventionella kraven ställs säkerhetskrav baserat på lagar och förordningar gällande för kärnteknisk verksamhet. För att påvisa att de kärntekniska säkerhetskraven uppfylls erfordras att andra regelverk än Eurokoderna åberopas, lämpligen då regelverk upprättade speciellt för kärnkraftverk eller andra kärntekniska anläggningar. Vidare måste även ändringar och tillägg till EKS och Eurokoderna införas.

⁴ De allmänna delarna av DNB, dvs kapitel 1 t.o.m. kapitel 4 samt kapitel 7 och 8, kan även anses utgöra vägledning vid dimensionering av bärande konstruktioner av andra byggnadsmaterial än betong. Eventuella justeringar av DNB som då behöver göras, samt vilka ytterligare ändringar och tillägg som i sådana fall skulle behöva införas, får avgöras från fall till fall.

⁵ DNB kan även tillämpas för andra anläggningar som vid en olycka kan ge upphov till betydande radiologisk omgivningspåverkan.

⁶ Händelseklasser förklaras i avsnitt 3.4

I kärnkraftverkens och andra kärntekniska anläggningars säkerhetsredovisningar (SAR) redovisas bland annat tillståndshavarnas uttolkning av kravbilderna samt de specifika krav som gäller för respektive block.

Föreliggande dimensioneringsanvisningar är baserade på EKS och Eurokoderna med nödvändiga ändringar och tillägg för tillämpning vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. För vissa konstruktionsdelar (exempelvis reaktorinneslutningen), och för vissa kontroller (exempelvis dimensionering med hänsyn till jordbävning), åberopas såsom komplement till Eurokoderna även regelverk specifika för kärntekniska anläggningar.

1.2.2 Åberopade regelverk

Eurokoderna ska tillämpas för dimensionering av samtliga byggnadskonstruktioner som behandlas i DNB. För såväl reaktorinneslutningen som övriga byggnader tillämpas därmed laster och lastkombinationer samt gränstillstånd och dimensioneringssituationer enligt Eurokodernas principer. Vidare tillämpas i såväl bruksgräns- som brottgränstillståndets krav, analyser och acceptanskriterier enligt Eurokoderna. Nödvändiga kärnteknikrelaterade ändringar och tillägg har införts, vilket beskrivs övergripande nedan.

För att säkerställa att reaktorinneslutningens barriärfunktion vid en eventuell olyckshändelse ej äventyras eller att dess livslängd ej signifikant förkortas på grund av händelser vid normal användning, föreskrivs kompletterande krav för reaktorinneslutningen baserade på ASME Sect III Div 2 [6].

Vid lastkombinationer i brottgränstillståndet som påverkar reaktorinneslutningen åberopas kompletterande krav avseende inneslutningens bärförmåga. ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas vid varaktiga, tillfälliga och exceptionella dimensioneringssituationer. För mycket osannolika dimensioneringssituationer har unika krav baserade på Eurokoderna upprättats eftersom ASME Sect III Div 2 [6] ej behandlar denna typ av händelser.

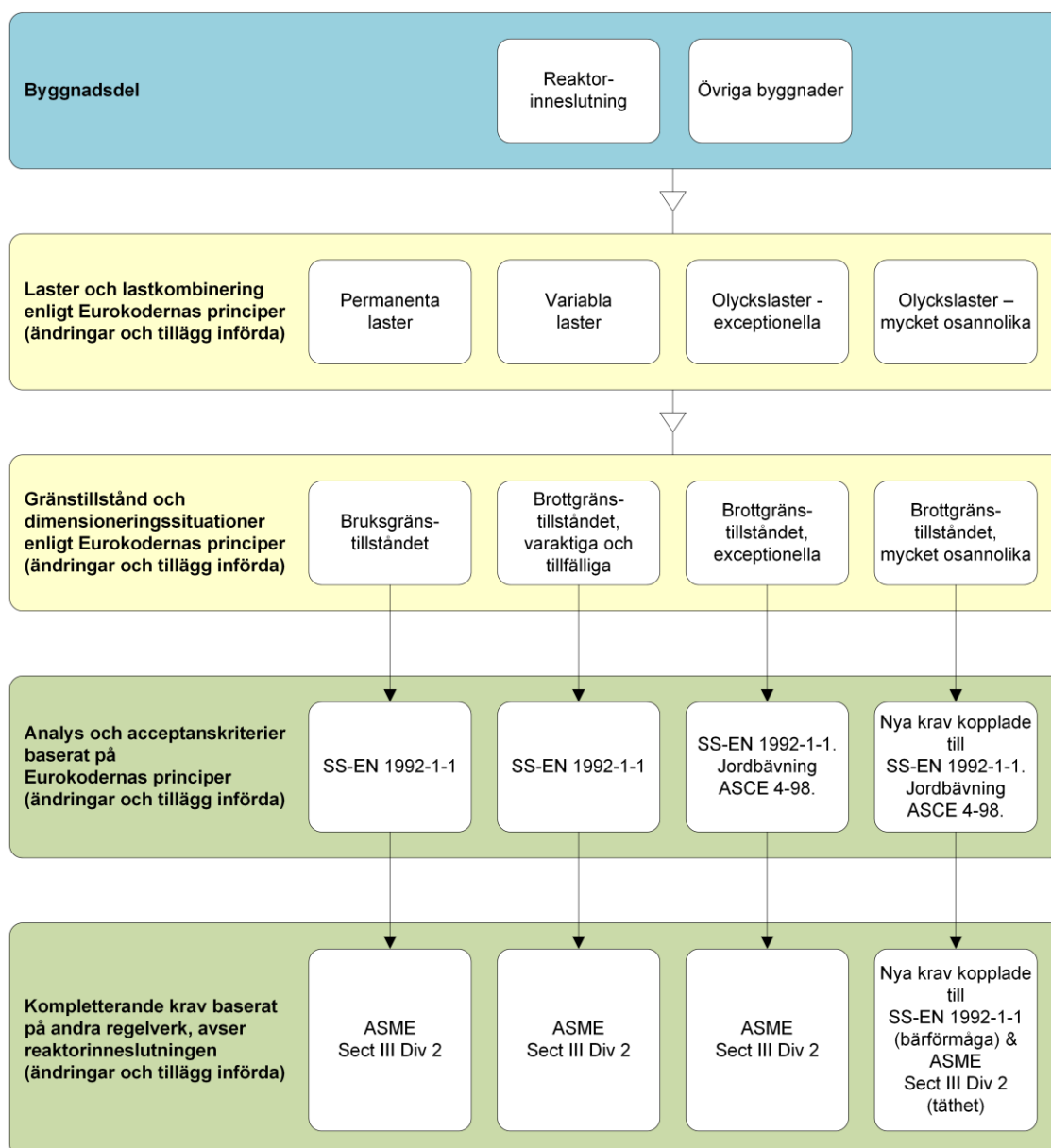
Eftersom Eurokoderna ej behandlar säkerhetsrelaterade täthetskrav för kärnkraftverk har krav avseende reaktorinneslutningens täthet redovisade i ASME Sect III Div 2 [6] åberopats för alla händelseklasser upp till och med osannolika händelser, motsvarande exceptionella dimensioneringssituationer. För mycket osannolika händelser har tillkommande anvisningar införts eftersom ASME Sect III Div 2 [6], som redan nämnts ovan, ej behandlar denna typ av händelser.

För övriga byggnader förutom reaktorinneslutningskärlet har Eurokoderna tillsammans med specificerade ändringar och tillägg i föreliggande rapport ansetts vara tillräckliga. Inga ytterligare regelverk har behövt åberopas, förutom vad gäller dimensionering med avseende på jordbävning.

Jordbävningssnittet i Eurokoderna (SS-EN 1998 [33]) är ej tillämpligt för kärnkraftverk eller andra kärntekniska anläggningar. Därför har nya anvisningar införts för dimensionering med hänsyn till jordbävning, primärt baserade på ASCE 4-98 [4]. Dessa anvisningar ersätter SS-EN 1998 [33].

Eftersom Eurokoderna utgör grunden för dimensionering av samtliga byggnadskonstruktioner, förutsätts att material och produkter så långt möjligt också uppfyller kraven i Eurokoderna med tillhörande standarder.

En principfigur över dimensioneringsanvisningarnas upplägg ges i Figur 1.1.



Figur 1.1 – Principfigur visande dimensioneringsanvisningarnas upplägg.

1.3 Rapportens disposition

DNB är indelad i kapitel som vart och ett kopplar till en specifik Eurokoddell eller till annat åberopat regelverk enligt sammanställningen i Tabell 1.1.

Tabell 1.1 – Koppling mellan kapitelindelning i DNB och specifika regelverksdelar.

DNB	Eurokod eller annat regelverk
Kapitel 1 Inledning	-
Kapitel 2 Övergripande del	SS-EN 1990 Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (förutom bilaga A1)
Kapitel 3 Grundläggande dimensioneringsprinciper	
Kapitel 4 Laster och lastkombinationer	SS-EN 1990 bilaga A1 samt delar av SS-EN 1991 Laster på bärverk
Kapitel 5 Dimensionering av reaktorinneslutningen	SS-EN 1992-1-1 Dimensionering av betongkonstruktioner samt ASME Sect III Div 2 Code for Concrete Containments CC-3000 Design
Kapitel 6 Dimensionering av övriga byggnader	SS-EN 1992-1-1 Dimensionering av betongkonstruktioner
Kapitel 7 Dimensionering med avseende på jordbävning	SS-EN 1992-1-1 Dimensionering av betongkonstruktioner och ASME Sect III Div 2 Code for Concrete Containments CC-3000 Design samt ASCE 4-98 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary och SKI Technical Report 92.3 Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden
Kapitel 8 Byggskedet	SS-EN 1991-1-6 Allmänna krav – Laster under byggskedet och ASME Sect III Div 2 Code for Concrete Containments CC-3000 Design

2. Övergripande del

2.1 Allmänt

SS-EN 1990 [20] samt BFS 2011:10 – EKS 8 [8] åberopas generellt med de ändringar och tillägg som redovisas i detta kapitel.

2.2 Giltighet

Anläggningsägarnas drifttillstånd baseras på en säkerhetsredovisning, SAR (Safety Analysis Report), som utgör det övergripande anläggnings-specifika kravdokumentet för den kärntekniska anläggningen. I SAR anges den fullständiga kravhierarkin för anläggningen, inkluderande svensk lagstiftning, svenska föreskrifter och villkor utgivna av SSM, SAR samt övriga regelverk (normer, guider och standarder). Den samlade kravbilden för byggnader framgår därmed av SAR med tillhörande referenser. Innan en anläggning får uppföras och innan större ombyggnader eller större ändringar av en befintlig anläggning genomförs ska enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter en preliminär säkerhetsredovisning sammanställas.

DNB ikraftsätts med en referens från säkerhetsredovisningen, eller via en referens från anläggnings- eller projektspecifika dokument. Byggnadsspecifika krav och förutsättningar som ska beaktas vid dimensionering och analys styrs av de krav som redovisas i säkerhetsredovisningen och tillhörande detaljkrav som anges i konstruktionsförutsättningar för aktuell byggnad (KFB) samt i projektspecifika dokument.

DNB gäller vid dimensionering av nykonstruktioner, vid om- och tillbyggnader och vid verifiering av befintliga betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar.

I vissa fall kan en riskanalys, baserad på sannolikheteoretiska principer samt på materialparametrar och beräkningsmetoder enligt SS-EN 1990 [20] bilaga C vara ett lämpligt eller nödvändigt komplement. Vid denna typ av analyser ska hänsyn tas till anläggningens förväntade livslängd. Sådana analyser behandlas dock inte i föreliggande rapport.

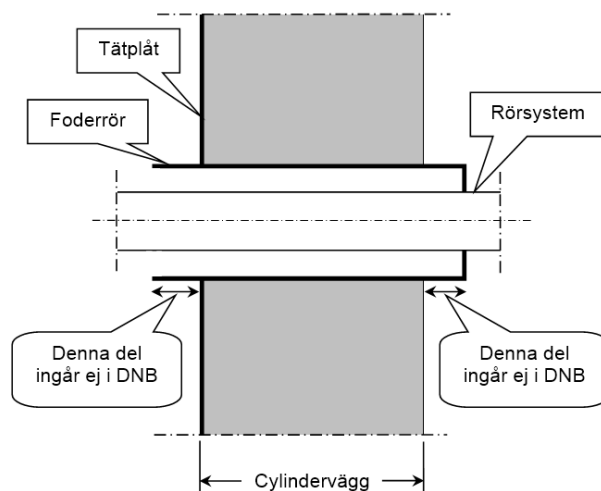
2.3 Omfattning och begränsningar

SS-EN 1990 [20] avsnitt 1.1 utgår.

Anvisningarna i DNB omfattar betongkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. För andra byggnadskonstruktioner samt för mekaniska konstruktionsdelar fast monterade i byggnaderna kan andra normer vara tillämpliga. För sådana fall bör i handlingar tydligt redovisas gränsdragningen för respektive norms giltighet.

DNB innehåller allmänna anvisningar för dimensionering av bärverk och bärverksdelar av betong vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. För mer speciella förhållanden kan särskilda anvisningar för dimensionering, metoder och expertutredningar erfordras. DNB behandlar ej byggnadsverkets utförande, kvalitetssäkring, granskning, kontroll, provning eller underhåll.

Vidare ger DNB anvisningar för reaktorinneslutningens täthet för de delar av inneslutningens tätplåt som är understöttad av den bärande betongkonstruktionen. Ett exempel på denna gränsdragning redovisas i Figur 2.1.



Figur 2.1 – Exempel på gränsdragning för de delar av reaktorinneslutningens tätplåt som täcks in av DNB.

Olika dimensioneringsanvisningar ges för reaktorinneslutningen (kapitel 5) respektive för övriga byggnader (kapitel 6). Kapitel 5 är gällande för reaktorinneslutningskärlet samt för de tryckbärande konstruktionsdelarna som skiljer primär- och sekundärutrymmet åt för upprätthållandet av PS-funktionen i BWR-anläggningar. Övriga byggnadsdelar inklusive övriga bärande betongkonstruktioner innanför inneslutningskärlet dimensioneras enligt kapitel 6. Gränsdragningen mellan respektive kapitels giltighet fastställs från fall till fall då inneslutningen är sammanbyggd med antingen omgivande byggnadsdelar eller med den bärande betongkonstruktionen inuti inneslutningen.

Notera att laster som verkar på exempelvis reaktorinneslutningen även kan ge upphov till lasteffekter i övriga byggnader och vice versa. Dessa lasteffekter måste beaktas oberoende av gränsdragningen mellan de olika dimensioneringskapitlens giltighet. Detta underlättas av att de uppställda lastkombinationerna i kapitel 4 är enhetliga och gällande för såväl reaktorinneslutningen som övriga byggnader. För byggnad som samverkar med annan byggnadsdel för vilken mindre konservativa dimensioneringsregler är gällande, och där denna byggnadsdel signifikant bidrar till byggnadens möjlighet att uppfylla gällande krav, rekommenderas att dimensioneringen genomförs enligt det mest konservativa regelverket.

2.4 Normativa hänvisningar och referenser

SS-EN 1990 [20] avsnitt 1.2 utgår.

SS-EN 1990 [20], SS-EN 1991 och SS-EN 1992-1-1 [29] samt tillhörande delar av BFS 2011:10 – EKS 8 [8] gäller generellt med de ändringar och tillägg som anges i föreliggande rapport. SS-EN 1997 [32] och SS-EN 1998 [33] tillämpas endast då de speciellt åberopas. Vid motstridiga formuleringar gäller vad som anges i föreliggande dokument, om detta innebär skärpta krav, ogynnsammare lastförhållanden, etc., jämfört med vad som anges i SS-EN och EKS [8].

De svenska nationella valen enligt Boverket ska tillämpas, se den nationella bilagan NA i respektive SS-EN. Notera att dessa bilagor i sin tur hänvisar till Boverkets dokument BFS 2011:10 – EKS 8 [8] med ändringar. Detta innebär att en hänvisning till en viss Eurokoddell med automatik även innebär en hänvisning till EKS [8].

I vissa fall görs även hänvisningar till ASME Sect III Div 2 [6], ACI 349 [2], ASCE 4-98 [4], ASCE 43-05 [4], ETC-C [9], IAEA Safety Guides och YVL-direktiv. En kortfattad beskrivning av dessa regelverk ges nedan.

ASME Sect III Div 2 (ASME) [6] är ett internationellt accepterat regelverk för dimensionering av reaktorinneslutningar av betong. Eurokoderna och ASME [6] baseras på olika grundläggande principer för dimensionering. Eurokoderna baseras på partialkoefficientmetoden och principen med gränstillstånd, medan ASME [6] tillämpar tillåtna påkänningar. I DNB har därför ASME [6] endast integrerats inom den ”nomenklatur” som används vid dimensionering enligt Eurokoderna, samtidigt som det tillsetts att de kontroller som blir följden av tillämpningen av ASME [6] enligt kapitel 5 i DNB i princip motsvarar en separat ASME-dimensionering av inneslutningen, med de undantag som ges i avsnitt 5.2.

ACI 349 [2] är ett amerikanskt regelverk för dimensionering av säkerhetsrelaterade betongbyggnader vid kärntekniska anläggningar som återopas enligt följande:

- Vid nyttjande av Eurokoderna: Eurokoderna och ACI 349 [2] baseras på samma grundläggande principer för dimensionering, men eftersom de avser olika tillämpningsområden finns därför vissa skillnader. Därför har vid nyttjande av ACI 349 [2] i första hand dimensioneringsprinciper för säkerhetsrelaterade byggnader vid kärnkraftverk utnyttjats, istället för införandet av exakta siffervärden etc.
- Vid nyttjande av ASME Sect III Div 2 [6]: ACI 349 [2] återopas i enstaka fall när ASME Sect III Div 2 [6] saknar detaljerade dimensioneringsanvisningar. ACI 349 [2] är konsistent med ASME Sect III Div 2 [6], båda regelverken är i grunden baserade på ACI 318 [1].

ASCE 4-98 [4] är en internationellt accepterad standard för seismisk analys av säkerhetsrelaterade byggnader vid kärntekniska anläggningar och ger därför en mera stringent kravbild för DNB än vad motsvarande analyskrav i konventionella byggnormer kan ge. ASCE 43-05 [4] används endast i begränsad omfattning som komplement till ASCE 4-98 [4] för inhämtning av jordbävningensrelaterad analyspraxis.

ETC-C [9] är ett leverantörsspecifikt regelverk för dimensionering av kärnkraftverksbyggnader inkluderande regler för reaktorinneslutningen. ETC-C [9] baseras på samma normpaket som DNB, dvs. Eurokoderna. Därför har ETC-C [9] i enstaka fall hänvisats till för att motivera införda kärnkraftsrelaterade tilläggskrav i DNB.

IAEA Safety Guides är normoberoende internationellt accepterade vägledningar med avseende på bland annat kärnkraftverkssäkerhet.

YVL-direktiven är utgivna av den finska strålsäkerhetsmyndigheten. Myndigheten ställer krav på reaktorinneslutningens täthet och bärförmåga. Vid dimensionering påvisas uppfyllandet av dessa krav bland annat genom att följa tillämpliga regelverk. I YVL E.6 anges att reaktorinneslutningens betongdelar får dimensioneras enligt EC2, och att ASME Sect III Div 2 [6] samtidigt utgör minimikrav. Vidare anges att för inneslutningens täthetskrav får ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas. Eftersom DNB baseras på i huvudsak samma dimensioneringsprinciper som YVL E.6 hänvisas i enstaka fall därför till YVL-direktiven för att motivera införda kärnkraftsrelaterade tilläggskrav i DNB.

DNB inkorporerar genom daterade hänvisningar bestämmelser från andra publikationer enligt förteckning ovan. Dessa normativa hänvisningar anges på de ställen i texten där de tillämpas. För hänvisningarna gäller angiven utgåva. Senare publicerade tillägg, ändringar eller reviderade utgåvor får endast tillämpas när de har inkorporerats i föreliggande dokument genom tillägg, ändring eller revidering.

2.5 Förutsättningar

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 1.3 gäller de anläggningsspecifika förutsättningar som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser samt i projektspecifika dokument.

2.6 Skillnaden mellan principer och råd

I Eurokoderna görs enligt SS-EN 1990 [20] avsnitt 1.4 skillnad mellan principer och råd. Principerna ska enligt Eurokod följas, dvs. de utgör krav, medan råden utgör allmänt vedertagna regler som stämmer överens med principerna och som uppfyller kraven i dessa.

DNB innehåller till skillnad från Eurokoderna anvisningar och råd, oftast i form av ändringar och tillägg för tillämpning av Eurokoderna vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Vid upprättandet av införda ändringar och tillägg har det antagits att såväl principer som råd i Eurokoderna följs om annat ej anges.

2.7 Termer och definitioner

Termer och definitioner redovisas i relevanta delar av SS-EN 1990 [20], SS-EN 1991 och SS-EN 1992-1-1 [29]. Termer och definitioner angivna i SS-EN 1998 [33] tillämpas ej.

I bilaga 4 redovisas termer som ej finns definierade i Eurokoderna.

2.8 Beteckningar

Vid angivande av gränstillstånd och dimensioneringssituation (ULS) respektive lastkombinationstyp (SLS) i förkortad form används följande beteckningskonvention i föreliggande rapport:

XXX_{YY}-ZZZ

där

XXX = gränstillstånd (avsnitt 3.10.4.1 och 3.10.5.1)

YY = typ av gränstillstånd (avsnitt 3.10.5.1). Kan utelämnas om gränstillstånd i allmänhet avses.

ZZZ = dimensioneringssituation för ULS (avsnitt 3.7.2), lastkombinationstyp för SLS (avsnitt 3.10.4.3)

Exempel:

ULS_{STR-exc} anger brottgränstillståndet (ULS (ultimate limit state)) hållfasthet (STR (strength)), exceptionell dimensioneringssituation (exc).

SLS_{qp} anger bruksgränstillståndet (SLS (servicability limit state)), kvasi-permanent lastkombination (quasi-permanent).

Beteckningar redovisas i relevanta delar av SS-EN 1990 [20], SS-EN 1991, SS-EN 1992-1-1 [29] och SS-EN 1998 [33].

I bilaga 5 anges beteckningar som ej finns redovisade i Eurokoderna.

3. Grundläggande dimensioneringsprinciper

3.1 Allmänt

SS-EN 1990 [20] samt BFS 2011:10 - EKS 8 [8] åberopas generellt med de ändringar och tillägg som redovisas i detta kapitel.

Detta kapitel beskriver de grundläggande dimensioneringsprinciperna kopplade till BFS 2011:10 – EKS 8 [8] samt däri hänvisade normer (Eurokoderna). Även grundläggande principer som är styrande för konstruktion av kärnkraftverk redovisas, så som säkerhetsklassning, händelseklassning och säkerhetsrelaterade funktionskrav samt ändringar och tillägg till kraven i 2011:10 – EKS 8 [8] och däri hänvisade normer.

3.2 Klassning av byggnader, system och komponenter

Byggnader, system och komponenter vid ett kärnkraftverk är indelade i olika klasser, i första hand med hänsyn till sin betydelse för den radiologiska omgivningssäkerheten. Denna generella klassning innehåller normalt följande klassningskategorier:

- Säkerhetsklass (med avseende på radiologisk omgivningssäkerhet)
- Mekanisk kvalitetsklass
- Täthetsklass
- Seismisk klass
- Elektrisk funktionsklass
- Högenergi- och lågenergisystem
- Explosionsfarliga områden

Motsvarande klassning finns även normalt för andra kärntekniska anläggningar.

Säkerhetsklass, täthetsklass och seismisk klass har en direkt inverkan på vilka krav som ställs på byggnadskonstruktionerna. Klassningen avseende högenergi- och lågenergisystem respektive explosionsfarliga områden ger en indikation på vilken typ av belastningar som kan behöva beaktas.

Vidare indelas generellt driftssituationer, inre påverkan samt yttre händelser i händelseklasser, se avsnitt 3.4. Denna klassning har också en direkt inverkan på vilka krav som ställs på byggnadskonstruktionerna.

För byggnadskonstruktioner tillämpas utöver den säkerhetsklassning avseende radiologisk omgivningssäkerhet som anges ovan en separat säkerhetsklassindelning motsvarande den som görs för konventionella byggnadsverk enligt BFS 2011:10 – EKS 8 [8], se avsnitt 3.3.

Klassningen enligt ovan, med tillhörande kravbild, redovisas i SAR för respektive anläggning.

3.3 Säkerhetsklasser för byggnader enligt BFS 2011:10-EKS 8

Utifrån en bedömning av omfattningen av de skador som kan befaras om ställda krav inte skulle uppfyllas ska enligt BFS 2011:10 – EKS 8 [8] byggnader och byggnadsdelar hänföras till någon av följande säkerhetsklasser:

- Säkerhetsklass B1: Liten risk för allvarliga skador

- Säkerhetsklass B2: Någon risk för allvarliga skador
- Säkerhetsklass B3: Stor risk för allvarliga skador

Till skillnad mot i BFS 2011:10 – EKS 8 [8] betecknas emellertid säkerhetsklasser för byggnader och byggnadsdelar vid kärntekniska anläggningar för B1, B2 respektive B3. Detta görs för att särskilja dessa från den funktionsindelning av byggnader, system och komponenter i säkerhetsklasser som görs med hänsyn till betydelsen för den radiologiska omgivningssäkerheten.

I BFS 2011:10 – EKS 8 [8] görs indelningen i säkerhetsklasser väsentligen med avseende på risken för personsador. Detta gäller även för kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar, men därutöver bör vid indelningen även beaktas ekonomiska skador av typen driftavbrott, krav på upprätthållande av funktion etc.

Säkerhetsklass B3 förutsätts gälla generellt om ej annat tydligt anges i konstruktionsförutsättningarna för respektive byggnad. För byggnader och byggnadsdelar som inrymmer eller på annat sätt kan påverka utrustning tillhörande säkerhetsklass 1, 2 eller 3 med avseende på radiologisk omgivningssäkerhet följer av BFS 2011:10 – EKS 8 [8] emellertid att säkerhetsklass B3 alltid tillämpas.

3.4 Händelseklasser enligt SSMFS 2008:17

Vid konstruktionsarbeten för och vid drift av ett kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar ska man enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter ta hänsyn till möjliga driftsituationer och händelser. Dessa sträcker sig från olika driftlägen under normal drift till mycket osannolika händelser. De olika driftsituationer respektive olika inledande händelser som kan inträffa har dock mycket olika sannolikhet för inträffande.

För att erhålla en balanserad riskprofil delas olika driftsituationer, händelser och händelsesekvenser vid kärnkraftverk in i olika klasser, s.k. händelseklasser, där varje klass innefattar händelser inom ett givet frekvensintervall. Den händelseklassindelning som tillämpas i föreliggande rapport redovisas i Tabell 3.1. Denna indelning följer vad som anges i SSMFS 2008:17 [39] 2 §. Motsvarande indelning bör tillämpas även för andra kärntekniska anläggningar.

Mer detaljerade beskrivningar avseende händelseklasser, med tillhörande kravbild, ges i anläggningarnas SAR.

I Tabell 3.2 sammanfattas kopplingen mellan händelseklass, klassificering av laster (se kapitel 4), dimensioneringssituation (se avsnitt 3.7) samt gränstillstånd (se avsnitt 3.7).

Tabell 3.1 – Händelseklasser i enlighet med SSMFS 2008:17 2 §.

Händelseklass		Beskrivning	Frekvensintervall ¹⁾
H1	Normal drift	Inkluderar störningar som bemästras av ordinarie drift- och reglersystem utan driftavbrott.	Normala driftlägen
H2	Förväntade händelser	Händelser som kan förväntas inträffa under en kärnkraftreaktors livstid.	Frekvens $\geq 10^{-2}$
H3	Ej förväntade händelser	Händelser som inte förväntas inträffa under en kärnkraftreaktors livstid, men som kan förväntas inträffa om ett flertal reaktorer beaktas.	Frekvens F sådan att $10^{-2} > F \geq 10^{-4}$
H4	Osannolika händelser	Händelser som inte förväntas inträffa. Här inkluderas även ett antal övergripande händelser som oberoende av händelsefrekvens analyseras för att verifiera kärnkraftreaktors robusthet. Dessa händelser benämns ofta konstruktionsstyrande händelser.	Frekvens F sådan att $10^{-4} > F \geq 10^{-6}$
H5	Mycket osannolika händelser	Händelser som inte förväntas inträffa. Om händelsen ändå skulle inträffa kan den leda till stora härdsador. Dessa händelser utgör grunden för kärnkraftreaktors konsekvenslindrande system vid svåra haverier.	-
-	Extremt osannolika händelser	Händelser som är så osannolika att de inte behöver beaktas som inledande händelser i samband med säkerhetsanalys.	Restrisker

¹⁾ Förväntad sannolikhet för en händelse att inträffa under ett år.

Tabell 3.2 – Koppling mellan händelseklasser, klassificering av laster, dimensioneringssituationer samt gränstillstånd.

Händelseklass	Huvudlast	Dimensionerings-situation	Gränstillstånd
H1, normal drift	Permanent, Variabel	Varaktig, Tillfällig	SLS, ULS
H2, förväntade händelser	Permanent, Variabel	Varaktig, Tillfällig	SLS, ULS
H3, ej förväntade händelser	Olyckslast	Exceptionell	ULS
H4, osannolika händelser	Olyckslast	Exceptionell, Exceptionell, seismisk	ULS
H5, mycket osannolika händelser	Olyckslast	Mycket osannolik Mycket osannolik, seismisk	ULS

3.5 Krav enligt SS-EN och BFS 2011:10-EKS 8

3.5.1 Allmänt

Såväl krav som ställs på byggnadsverk och byggnadsdelar vid normal användning i enlighet med SS-EN och BFS 2011:10 – EKS 8 [8] som säkerhetsrelaterade funktionskrav ska påvisas vara uppfyllda för byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar. I detta avsnitt redovisas krav vid normal användning medan avsnitt 3.6 anger säkerhetsrelaterade funktionskrav.

3.5.2 Grundläggande krav

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 2.1 gäller de anläggningsspecifika krav som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

Bärverk och bärverksdelar ska påvisas kunna motstå postulerade olyckslaster i den omfattning som framgår av SAR. Dock accepteras under vissa omständigheter även för dessa byggnadsdelar att en lokal skada uppstår, se vidare avsnitt 3.7.3.

3.5.3 Tillförlitlighet

I tillägg till de krav som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 2.2 gäller de anläggningsspecifika krav som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

I enlighet med EKS får SS-EN 1990 [20] bilaga B ej tillämpas. Differentiering av byggnadsverks tillförlitlighet baseras istället på säkerhetsklasser enligt BFS 2011:10 – EKS 8 [8] avdelning B, se avsnitt 3.3.

3.5.4 Avsedd livslängd

DNB gäller vid all ny- och omkonstruktion av byggnader som har en avsedd livslängd i enlighet med beständighetskrav enligt de normer och standarder som tillämpas. Livslängdskategori 5 enligt SS-EN 1990 [20] avsnitt 2.3 bör tillämpas vid dimensionering om annat ej anges i SAR. För byggnadsverksdelar som ej är åtkomliga för inspektion och underhåll ska enligt Eurokoderna livslängdskategori 5 tillämpas.

3.5.5 Beständighet

I tillägg till de krav som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 2.4 gäller de anläggnings specifika krav som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

3.5.6 Kvalitetsledning

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 2.5 gäller de anläggnings specifika förutsättningar som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

3.6 Säkerhetsrelaterade funktionskrav enligt SAR

3.6.1 Allmänt

I tillägg till de funktionskrav som ställs vid normal användning av bärverk eller bärverksdelar vid kärntekniska anläggningar, se avsnitt 3.5, finns säkerhetsrelaterade krav för att skydda mot radiologiska olyckor. Dessa krav specificeras i Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter samt i SAR för respektive anläggning. Kraven är olika för olika block, byggnader och byggnadsdelar.

Säkerhetsrelaterade funktionskrav för att skydda mot radiologiska olyckor kan övergripande indelas i följande klasser: Barriärfunktion, täthet, integritet, fysiskt skydd, deformationer och vibrationer, miljötålighet, begränsning av brandspridning samt strålskydd.

I Tabell 3.3 redovisas den övergripande klassificeringen av säkerhetsrelaterade funktionskrav tillsammans med information om i vilket gränstillstånd en utvärdering genomförs. En närmare beskrivning av de olika säkerhetsrelaterade funktionskraven ges i följande avsnitt.

Tabell 3.3 – Säkerhetsrelaterade funktionskrav.

Säkerhetsrelaterade funktionskrav	Förkortning	Se avsnitt	Utvärdering utförs i följande gränstillstånd
Barriärfunktion	cont (<u>cont</u> ainment)	3.6.2	Eget gränstillstånd: ULS _{CONT}
Täthet	leak (<u>leak</u> tightness)	3.6.3	Eget gränstillstånd: ULS _{LEAK}
Integritet	int (<u>int</u> egrity)	3.6.4	Utvärderas i gränstillstånd ULS _{STR}
Fysiskt skydd	sec (physical <u>secu</u> rity)	3.6.5	Krav kopplade till hållfasthet utvärderas i gränstillstånd ULS _{STR} och krav kopplade till täthet utvärderas i gränstillstånd ULS _{LEAK}
Deformationer och vibrationer	vib (<u>vib</u> rations)	3.6.6	Eget gränstillstånd: ULS _{VIB}
Miljötolighet	env (<u>env</u> ironmental)	3.6.7	Utvärdering är ej kopplad till något gränstillstånd
Begränsning av brandspridning	Behandlas ej i DNB.		
Strålskydd	Behandlas ej i DNB.		

3.6.2 Barriärfunktion

För att uppnå erforderlig skyddsnivå ska i enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter ett kärnkraftverk vara utrustat med barriärer vars syfte är att innesluta radioaktiva ämnen. Reaktorinneslutningen utgör en sådan barriär. Den ska därför dimensioneras så att tillåtet läckage ej överskrids för händelseklasser upp till och med osannolika händelser (H4). Vidare ska enligt myndighetens föreskrifter reaktorinneslutningen vara konstruerad med beaktande av fenomen och belastningar som kan uppstå vid händelser till och med mycket osannolika händelser (H5), i den utsträckning som behövs för att begränsa utsläpp av radioaktiva ämnen till omgivningen.

Myndighetens krav på täthet innefattar exempelvis

- täthet över inneslutningens tätplåt inklusive bassängbottenplåt om sådan finns,
- täthet över inneslutningslock (BWR),
- täthet över slussar och andra serviceöppningar genom inneslutningskärlet och
- täthet över foderrör vid rör-, el- och servicegenomföringar i inneslutningskärlet.

För att skydda reaktorinneslutningen mot skador orsakade av stora övertryck vid svåra haveriförlopp i händelseklass H5 ska enligt regeringsbeslut en kontrollerad tryckavlastning av inneslutningen kunna ske. Trycket i inneslutningen ska därmed begränsas till att med tillräcklig marginal underskrida kollapstrycket så att tätheten inte äventyras. På motsvarande sätt ska temperaturen visas vara begränsad.

Utvärdering av barriärfunktionen utförs i ett eget gränstillstånd, ULS_{CONT}, se Tabell 3.3.

3.6.3 Täthet

Täthetskrav ska tillse att tillräcklig säkerhet upprätthålls mot läckage av vatten och gas igenom konstruktionsdelar, för vilka sådant läckage ej är acceptabelt.

Krav på täthet kan gälla för t.ex. följande delar:

- För vissa anläggningar finns ett yttre skal utanför hela eller delar av reaktorinneslutningen, den s.k. sekundärinneslutningen. För denna ställs enligt myndighetens föreskrifter täthetskrav i händelseklass till och med osannolika händelser (H4) för att begränsa radioaktiva markutsläpp till acceptabla nivåer.
- Konstruktionsdelar inne i inneslutningen för vilka tätheten är avgörande för upprätthållande av viktiga säkerhetsfunktioner, exempelvis tätheten mellan primär- och sekundärutrymmen för att upprätthålla PS-funktionen (BWR).
- Täthet över tätplåt i bränslehanterings- och bränsleförvaringsbassänger.
- Täthet över byggnadselement för skydd mot läckage från tankar i avfallsbyggnader (aktivt avfall).
- Täthet i kulvertar mot läckage från omslutna rörsystem som innehåller vätskeformigt aktivt avfall.
- För kärnkraftverk, centrala kontrollrummet.

För byggnadsverk eller byggnadsdelar med säkerhetsfunktion som innehåller ång- eller vattenledningar kan i följande fall även krav ställas på den interna eller externa tätheten mot angränsande utrymmen:

- där redundant eller diversifierad utrustning med säkerhetsfunktion finns.
- där angränsande utrymmens bärande struktur ej är dimensionerad för de tryck- och temperaturlaster som kan uppstå om tätheten ej vidmakthålls.

Så kallade blåsvägar och avbördningsvägar kan då behöva anordnas för att kontrollera och begränsa inverkan av gasövertryck respektive vattentryck.

Utvärdering av byggnadsdelars säkerhetsrelaterade täthet utförs i ett eget gränstillstånd, $U_{LS_{LEAK}}$, se Tabell 3.3.

Krav på täthet gällande för reaktorinneslutningen redovisas i avsnitt 3.6.2 (barriärfunktion).

Täthetskrav för reaktorinneslutningen och övriga byggnader verifieras genom provning och beräkning. Vid provning preciseras provningsförfarande och acceptabelt läckage i särskilt provningsprogram.

3.6.4 Integritet

Säkerhetskritiska strukturer vars funktion är avgörande för att vidmakthålla barriärer och säkerhetsfunktioner utgör i sig en typ av säkerhetsfunktion.

De säkerhetsfunktioner som tillgodoräknas efter den inledande händelsen får inte enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter slås ut på grund av följdfelet. För byggnaders del är detta följdfelet vanligtvis kollapsande byggnadsdelar, men kan också utgöras av förlust av gas- eller vattentäthet. Byggnader som inrymmer och uppbär utrustning tillhörande radiologisk säkerhetsklass 1-3 bör därför upprätthålla bärande funktioner samt förbli täta i den omfattning som krävs. Vidare får ej delar av system, komponenter och byggnadskonstruktioner, som primärt ej behövs vid den inledande händelsen, äventyra (vederväga) funktionen hos säkerhetsutrustning som krediteras.

Byggnadskonstruktioner kan ha uppgiften att skydda säkerhetsfunktioner från såväl de inre händelser som den yttre påverkan som postuleras för anläggningen. Härvid kan byggnadskonstruktionerna antingen skydda mot direkta lasteffekter eller utgöra en del av den fysiska separationen av redundanta säkerhetssystem och vid s.k. subning av delar av byggnader. Säkerhetsfilosofin bakom denna uppdelning i stråk ("subar") är att kunna hantera brand, blåsvåg eller översvämning på ett robust sätt (effekterna begränsas till en sub).

I enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter ska för kärnkraftverk det centrala kontrollrummet och omkringliggande byggnad (kontrollbyggnaden) vara konstruerade på ett sådant sätt att fallande objekt eller skadade byggnadsdelar inte kan äventyra operatörernas säkerhet i kontrollrummet. Vidare anges i föreskrifterna att det även ska finnas en reservövervakningsplats, förbunden med det centrala kontrollrummet genom en skyddad transportväg för operatörerna.

Utvärdering av byggnadsdelars integritet utförs i gränstillståndet ULS_{STR} , se Tabell 3.3.

3.6.5 Fysiskt skydd

Med fysiskt skydd avses åtgärder som syftar till att skydda ett kärnkraftverk eller annan kärnteknisk anläggning mot obehörigt intrång och sabotage eller annan sådan handling som kan medföra radiologisk olycka.

Bärande konstruktionsdelar kan ingå i det fysiska skyddet till exempel för att förhindra obehörigt intrång i anläggningen, dvs. konstruktionsdelarna kan ingå som delar av områdesskyddet, skalskyddet och skydd mot intrång i centrala kontrollrummet. Sådana byggnadsdelar bör ha tillräcklig hållfasthet (motståndskraft) för att motstå försök till obehörigt intrång.

Vidare kan bärande konstruktionsdelar skydda anläggningen mot den påverkan och de lasteffekter som kan uppstå vid sabotage eller annan sådan handling som kan medföra radiologisk olycka. Antagonistiska handlingar i enlighet med den dimensionerande hotbilden beskriven nedan bör inte leda till allvarligare konsekvenser än vad fel i eller felaktig funktion hos utrustning, felaktigt handlande, händelser eller naturfenomen förväntas leda till. Detta innebär att krigslast och antagonistiska handlingar kan utvärderas i händelseklass H4.

Enligt SSMFS 2011:3 [34] 11 § 2 kap ska utformningen av det fysiska skyddet vara grundat på analyser som utgår från nationell dimensionerande hotbeskrivning och vara dokumenterat i en plan av vilken ska framgå skyddets utformning, organisation, ledning och bemanning. Den dimensionerande hotbilden framgår av dokument upprättade av SSM. Denna information är vanligtvis hemlig.

Utvärdering av krav avseende fysiskt skydd kopplade till byggnadsdelars hållfasthet utförs i gränstillståndet ULS_{STR} och för täthet i ULS_{LEAK} , se Tabell 3.3.

3.6.6 Deformationer och vibrationer

Utöver krav på begränsningar av deformationer och vibrationer vid normal användning i bruksgränstillståndet händelseklass H1 och H2 kan ytterligare krav på begränsning av deformationer och vibrationer ställas i brottgränstillståndet avseende händelser i händelseklass H1 till och med H5.

Som exempel kan nämnas

- att konstruktiva rörelsefogar ej får slutas på grund av de statiska och dynamiska förskjutningar som uppstår hos byggnadsdelar.
- att installerade system och komponenter, vars funktion eller integritet måste upprätthållas under och efter studerad händelse, ej får vedervägas till följd av vibrationer och till-

fälliga deformationer i byggnadskonstruktionerna. Som regel överförs emellertid kravet till den installerade komponenten, som verifieras för uppkomna vibrations- och deformationsnivåer.

Utvärdering av byggnadsdelars säkerhetsrelaterade deformationer och inducerade vibrationer utförs i ett eget gränstillstånd, ULS_{VIB} , se Tabell 3.3.

3.6.7 Miljötålighet

I SSMFS 2008:17 [39] 17 § anges att en kärnkraftreaktors barriärer samt utrustning som tillhör reaktorns säkerhetssystem ska vara utformade så att de tål de miljöbetingelser som barriärerna och utrustningen kan utsättas för i de situationer då deras funktion tillgodoses i reaktorns säkerhetsanalys.

I SSMs råd till ovanstående paragraf anges att kravet på miljötålighet innebär att byggnadsdelar, system, komponenter och anordningar som ingår i säkerhetssystem bör vara miljöqualificerade. Motsvarande anges i SSMs råd till SSMFS 2008:01 [38] för kärntekniska anläggningar.

För att uppfylla myndighetens föreskrifter och råd måste alltså alla byggnadsdelar som påverkar anläggningens säkerhetsfunktioner vara utformade, konstruerade, tillverkade och monterade samt i erforderlig omfattning utprovade för den i anläggningen förekommande miljön, samt förväntad miljö under vilken byggnaden är avsedd att fullgöra sin säkerhetsuppgift.

Utvärdering av byggnadsdelars miljötålighet är ej kopplad till något gränstillstånd, se Tabell 3.3.

3.7 Grunder för dimensionering i gränstillstånd

3.7.1 Allmänt

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 3.1.

Tillkommande dimensioneringssituationer finns, se avsnitt 3.7.2.

3.7.2 Dimensioneringssituationer

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 3.2.

Eurokoderna använder sig av dimensioneringssituationer. Följande dimensioneringssituationer specificeras:

- varaktiga
- tillfälliga
- exceptionella
- seismiska

Utöver de ovan angivna dimensioneringssituationerna införs i DNB dimensioneringssituationen ”mycket osannolik dimensioneringssituation”, med specialfallet mycket osannolik, seismisk.

För jordbävninglast hänförs den dimensionerande jordbävningen (DBE = Design Basis Earthquake) till dimensioneringssituationen exceptionell, seismisk. För att säkerställa robustheten utöver DBE kan för vissa byggnader eller byggnadsdelar kontroll behöva göras för en mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation (DEE = Design Extension Earthquake).

I Tabell 3.4 anges de dimensioneringssituationer som tillämpas i DNB.

Tabell 3.4 – Dimensioneringssituationer som tillämpas i DNB.

Dimensioneringssituation	Förkortning	Förklaring
Varaktig	per	<u>per</u> sistent
Tillfällig	tran	<u>tran</u> sient
Exceptionell Specialfall: Exceptionell, seismisk	exc exc,s	<u>exc</u> ptional <u>exc</u> ptional, <u>se</u> ismic
Mycket osannolik Specialfall: Mycket osanno- lik, seismisk	dec dec,s	<u>de</u> sign <u>ex</u> ension <u>co</u> ndition <u>de</u> sign <u>ex</u> ension <u>co</u> ndition, <u>se</u> ismic

Händelser i händelseklass H1 och H2 hänförs till varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer medan händelser i händelseklass H3 och H4 hänförs till exceptionella dimensioneringssituationer. Slutligen hänförs händelser i händelseklass H5 till dimensioneringssituationen mycket osannolik. Se Tabell 3.2.

3.7.3 Bruksgränstillstånd

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 3.4.

Enligt Eurokoderna berör bruksgränstillståndet

- bärverkets eller bärverksdelarnas funktion vid normal användning,
- människors välbefinnande och
- byggnadsverkets utseende.

Följande tillägg görs i DNB:

- Definitionen av begreppet normal användning i DNB redovisas i bilaga 4.
- Bruksgränstillståndet berör säkerställandet av att reaktorinneslutningens framtida bariärfunktion vid en eventuell olyckshändelse ej äventyras, eller att dess livslängd ej signifikant förkortas, på grund av händelser vid normal användning.

3.7.4 Brottgränstillstånd

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 3.3.

Enligt Eurokoderna berör brottgränstillståndet

- människors säkerhet och
- bärverkets säkerhet.

Följande tillägg görs i DNB:

- Brottgränstillståndet berör även bärverkets eller bärverksdelarnas säkerhetsrelaterade funktion vid normal drift, förväntade händelser, ej förväntade händelser, osannolika

händelser respektive mycket osannolika händelser⁷.

Krav på bärförmåga ska tillse att tillräcklig säkerhet föreligger mot brott i den bärande konstruktionen. Dessa krav, som gäller i samtliga händelseklasser, kan vara formulerade olika vid olika dimensioneringssituationer.

Krav i ULS ska tillse att de bärande konstruktionerna innehar tillräcklig säkerhet mot materialbrott och mot instabilitet. Kraven ska även säkerställa att byggnadsverk och byggnadsdelar har betryggande säkerhet mot stjälpning, lyftning och glidning.

I ULS-exc och ULS-dec kan lokala skador accepteras under förutsättning att skadan begränsas och ej medför fortskridande ras och/eller kollaps för någon annan del av byggnadskonstruktionen. Lokala skador accepteras emellertid ej om dessa sekundärt kan medföra risk för personskador. För kärntekniska anläggningar kan lokala skador, som förvisso ej medför förlust av bärförmågan, dessutom ej accepteras om de medför att gällande säkerhetsrelaterade täthetskrav ej uppfylls. Vidare accepteras lokala skador ej heller om dessa direkt eller indirekt vedervägar säkerhetsfunktioner som krediteras i samband med aktuell händelse.

3.7.5 Dimensionering i gränstillstånd

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 3.5.

3.8 Grundvariabler

3.8.1 Laster och påverkan från miljön

3.8.1.1 Klassificering av laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.1

I Eurokoderna klassificeras laster med hänsyn till deras variation i tiden enligt följande:

- Permanenta laster (G)
- Variabla laster (Q)
- Olyckslaster (A)

Laster ska också enligt Eurokoderna klassificeras

- med hänsyn till deras ursprung, som direkta eller indirekta
- med hänsyn till deras variation i rummet, som bundna eller fria
- med hänsyn till deras natur eller bärverkets reaktion, som statiska eller dynamiska

3.8.1.2 Karakteristiska värden för laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.2.

Laster gällande för kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar redovisas i kapitel 4.

⁷ Det anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 3.3 att ”i vissa fall bör gränstillstånd som berör skydd av innehållet i bärverket klassificeras som brottgränstillstånd”. Det ska noteras att formellt införs ett sådant krav enligt Eurokoderna genom överenskommelse mellan den behöriga myndigheten och byggherren för det aktuella projektet. Strålsäkerhetsmyndighetens kontakt är emellertid tillståndshavaren för den kärntekniska anläggningen.

3.8.1.3 Andra representativa värden för variabla laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.3.

3.8.1.4 Beskrivning av utmattningslaster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.4.

3.8.1.5 Beskrivning av dynamiska laster

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.5 ges i avsnitt 7.5 anvisningar att följa vid dimensionering med avseende på jordbävning. Avsnitt 7.5 kan i mån av tillämplighet även användas som vägledning för andra globala dynamiska laster.

3.8.1.6 Geotekniska laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.6.

3.8.1.7 Påverkan från miljön

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.1.7.

I tillägg till Eurokoderna redovisas i DNB krav på miljötålighet, se avsnitt 3.6.7.

3.8.2 Material och produkttegenskaper

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.2.

Detta avsnitt gäller även för mycket osannolika dimensioneringssituationer.

3.8.3 Geometriska storheter

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.3.

3.9 Bärverksanalys och dimensionering genom provning

3.9.1 Bärverksanalys

3.9.1.1 Bestämning av bärverksmodell

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 5.1.1.

3.9.1.2 Statiska laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 5.1.2.

Vid bestämning av laster och lasteffekter ska hänsyn tas till såväl betongens krypning som den styvhetsreduktion som uppstår på grund av betongens uppsprickning, om dessa effekter har en ogynnsam inverkan. Effekterna kan även tillgodoräknas i de fall de har en gynnsam effekt om detta kan visas vara acceptabelt.

Notera att lastfaktorer respektive lastreduktionsfaktorer för tvångskrafter såsom temperatur, sättning och krympning redovisade i kapitel 4 ej inkluderar ovan angivna effekter.

3.9.1.3 Dynamiska laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 5.1.3.

Analysmetoder att tillämpas vid dimensionering med hänsyn till jordbävning redovisas i avsnitt 7.5. Dessa analysmetoder kan även användas som vägledning vid dimensionering med hänsyn till andra globala dynamiska laster.

Som regel bör lasteffekter beräknas utifrån dynamisk teori för de fall lasterna har dynamisk karaktär. Förfarandet med statiska laster som ökas med ett dynamiskt tillskott bör endast användas undantagsvis och då det med säkerhet kan påvisas vara konservativt.

3.9.1.4 Branddimensionering

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 5.1.4.

Vid kärnkraftverk kan andra brandscenarier än de som behandlas i Eurokoderna förekomma. Se respektive anläggnings SAR.

3.9.2 Dimensionering genom provning

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 5.2.

3.10 Verifiering med partialkoefficientmetoden

3.10.1 Allmänt

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.1.

Laster och lastkombinationer väljs enligt kapitel 4.

DNB tillämpar ej metoden att bestämma dimensioneringsvärden direkt.

3.10.2 Begränsningar

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.2.

3.10.3 Dimensioneringsvärden

3.10.3.1 Dimensioneringsvärden för laster

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.3.1.

För dimensionering med avseende på jordbävning se kapitel 7.

3.10.3.2 Dimensioneringsvärden för lasteffekter

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.3.2.

3.10.3.3 Dimensioneringsvärden för material- eller produktgenskaper

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.3.3.

3.10.3.4 Dimensioneringsvärden för geometriska storheter

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.3.4.

3.10.3.5 Dimensioneringsvärden för bärförmåga

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.3.5.

3.10.4 Bruksgränstillstånd

3.10.4.1 Verifieringar

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.5.1. För bruksgränstillståndet används förkortningen SLS (Serviceability Limit State).

3.10.4.2 Brukbarhetskriterier

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.5.2 gäller de brukbarhetskriterier som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

Tillägg till i Eurokoderna angivna brukbarhetskriterier erfordras i enlighet med avsnitt 3.7.3.

3.10.4.3 Lastkombinationer

SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.5.3 tillämpas såvida annat ej anges i kapitel 4.

I Eurokoderna specificeras tre typer av lastkombinationer i bruksgränstillståndet:

- Karakteristisk kombination (förkortning ch (characteristic))
- Frekvent kombination (förkortning freq (frequent))
- Kvasi-permanent kombination (förkortning qp (qpuasi-permanent))

Normalt tillämpas den karakteristiska kombinationen för irreversibla gränstillstånd medan den frekventa kombinationen tillämpas för reversibla gränstillstånd. För långtidseffekter och för effekter rörande bärverkets utseende tillämpas normalt den kvasi-permanenta kombinationen.

3.10.4.4 Partialkoefficienter för material

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.5.4.

3.10.5 Brottgränstillstånd

3.10.5.1 Allmänt

I SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.4.1 redovisas vilka brottgränstillstånd som generellt ska verifieras. Fallen betecknade GEO, HYD och UPL ingår ej i DNB.

Tillägg i DNB:

Vissa säkerhetsrelaterade funktionskrav klassificeras på grund av sin allvarlighetsgrad som brottgränstillstånd, se avsnitt 3.6. Några av dessa säkerhetsrelaterade funktionskrav har i sin tur även tilldelats ett eget brottgränstillstånd.

I Tabell 3.5 anges de brottgränstillstånd som beaktas i DNB.

Tabell 3.5 – Brottgränstillstånd som beaktas i DNB.

Gränstillstånd	Förkortning	Förklaring
Brottgränstillstånd enligt SS-EN 1990 avsnitt 6.4.1	ULS	<u>U</u> ltimate <u>L</u> imit <u>S</u> tate (brottgränstillstånd generellt)
	ULS _{EQU}	<u>E</u> quilibrium (jämvikt)
	ULS _{STR}	<u>S</u> trength (bärförmåga)
Brottgränstillstånd avseende säkerhetsrelaterade funktionskrav	ULS _{CONT}	<u>C</u> ontainment (barriärfunktion, se avsnitt 3.6.2)
	ULS _{LEAK}	<u>L</u> eaktightness (täthet, se avsnitt 3.6.3)
	ULS _{VIB}	<u>V</u> ibrations (deformationer och vibrationer, se avsnitt 3.6.6)

3.10.5.2 Verifiering av statisk jämvikt och bärförmåga

Se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.4.2.

3.10.5.3 Lastkombinationer (exklusive utmattningsberäkningar)

SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.4.3.1, 6.4.3.2, 6.4.3.3 och 6.4.3.4 tillämpas såvida annat ej anges i kapitel 4, 5 och kapitel 7. SS-EN [20] avsnitt 6.4.3.3 kan, om annat ej anges i kapitel 4, tillämpas även för mycket osannolika dimensioneringssituationer.

3.10.5.4 Partialkoefficienter för laster och lastkombinationer

SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.4.4 tillämpas med de ändringar som anges i BFS 2011:10 – EKS 8 [8] avdelning B såvida annat ej anges i kapitel 4.

3.10.5.5 Partialkoefficienter för material och produkter

SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.4.5 tillämpas såvida annat ej anges i kapitel 5, 6 eller 7.

4. Laster och lastkombinationer

4.1 Allmänt

I avsnitt 4.2 beskrivs permanenta och variabla laster samt olyckslaster som har identifierats vara aktuella vid dimensionering av kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Andra typer av laster ska beaktas i de fall de ej har en försumbar inverkan. Laster gällande för en anläggning redovisas i anläggningens SAR och KFB⁸.

I avsnitt 4.3 redovisas lastkombinationer och lastfaktorer som enligt Eurokoderna ska tillämpas vid dimensionering i bruksgränstillstånd och brottgränstillstånd samt tillkommande lastkombinationer specifika för kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Vilka tillkommande lastkombinationer som ska tillämpas redovisas i anläggningens SAR och KFB. Vad gäller brottgränstillstånd behandlas varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer (förhållanden vid normal användning), exceptionella dimensioneringssituationer samt mycket osannolika dimensioneringssituationer.

4.2 Laster

4.2.1 Permanenta laster

Det karakteristiska värdet för en permanent last G kan bestämmas enligt följande:

- om variabiliteten hos G kan antas vara små kan ett enda värde G_k tillämpas
- om variabiliteten inte kan anses vara liten ska två värden tillämpas: ett övre värde $G_{k,sup}$ och ett undre värde $G_{k,inf}$.

Till kategorin permanenta laster hör:

D	Egentyngd
H_{gw}	Vattentryck vid normalt vattenstånd
H_{ge}	Jordtryck och jordlast
P_p	Spännkraft
ε_{cs}	Krympning
δ_s	Sättning

⁸ För laster som härrör från mekaniska system för vilka det har upprättats konstruktionsförutsättningar (KFM) kan dessa utgöra vägledning och referens vid upprättande av KFB vad gäller (jämför avsnitt 3.8.1):

- lasternas variation i tiden (permanent, variabel eller olyckslast),
- deras ursprung (direkta eller indirekta), variation i rummet (bundna eller fria) och natur (statiska eller dynamiska),
- deras position, utbredning och storlek, samt
- vilka laster som ska kombineras.

Vidare kan i KFM finnas information om till vilken händelseklass respektive last hör.

I vissa fall kan enligt i SS-EN 1991-3 avsnitt 3.2.2 statisk last från drift av maskiner (nyttig last, last av maskiner) kategoriseras som permanent last. Vidare kan delar av en processrelaterad last under vissa förutsättningar betraktas som permanent last. Detta beskrivs närmare under rubriken ”Processrelaterade laster – allmänna egenskaper” i avsnitt 4.2.2.

***D* Egentyngd**

Egentyngd av byggnadsdelar och i byggnaden fast monterade installationer ska antas vara permanent last och ska beräknas utgående från nominella mått och karakteristiska värden för tunghet enligt SS-EN 1991-1-1 [21].

***H_{gv}* Vattentryck vid normalt vattenstånd**

Som permanent last ska räknas vattentrycket vid grundvattnets medelnivå inkluderande eventuell inverkan av kontinuerligt verkande aktiva pump- och dräneringssystem eller havets medelvattenstånd, samt även det hydrostatiska vattentryck i bassänger som motsvarar normalt vattenstånd vid drift.

***H_{ge}* Jordlast och jordtryck**

Jordlast och jordtryck orsakat av jordens egentyngd eller av permanent last på markytan, ska antas vara permanent last och ska bestämmas enligt SS-EN 1997-1 [32].

***P_p* Spännkraft**

Spännkraft till följd av spännarmering antas vara permanent last. Spännkraftens värde beräknas med hänsyn tagen till uppkomna spännförluster vid betraktad tidpunkt enligt SS-EN 1992-1-1 [29].

- Karakteristiskt värde vid en given tidpunkt, övre värde $P_{pk,sup}(t)$ respektive undre värde $P_{pk,inf}(t)$.
- Medelvärde vid en given tidpunkt $P_m(t)$.

***ε_{cs}* Krympning**

Förväntad krympning hos betong bestäms enligt SS-EN 1992-1-1 [29] såvida annat ej visas vara riktigare.

***δ* Sättning**

Sättningskillnader bestäms på basis av bedömning av geotekniska förhållanden.

4.2.2 Variabla laster

Till kategorin variabla laster hör:

L	Nyttig last
M_n	Processrelaterade laster vid normal drift och avställning
M_d	Processrelaterade laster vid driftstörning
M_t	Processrelaterade laster vid provning av anläggningen
H_{qw}	Skillnad mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och vattentrycket vid normalt vattenstånd

H_{qe}	Jordtryck orsakad av rörlig ytlast
S	Snölast
W_q	Vindlast
ΔT	Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar

L Nyttig last

Nedan angivna typer av nyttig last ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta. I begreppet nyttig last ingår följande olika lasttyper:

a) Last av inredning, personer, massgods och styckegods

I SS-EN 1991-1-1 [21] anges lastvärden som kan användas som riktvärden för de fall då sådana inte speciellt anges i gällande lastförutsättningar.

b) Last av lyftanordningar

Laster baseras på SS-EN 1991-3 [26] när så är tillämpligt. Kranar och traverser förorsakar vertikala och horisontella laster. Lasternas storlek bestäms utifrån nominella värden som anges av kranleverantören, såvida inte andra värden kan påvisas vara riktigare. Sådana nominella värden betraktas som karakteristiska lastvärden om ej annat anges. Vid fastställande av karakteristiska lastvärden enligt SS-EN 1991-3 [26] ska i enlighet med ETC-C [12] avsnitt 1.3.3.5.2 tillämpas en lyftklass som är en klass strängare än för aktuell lyftanordning.

c) Last av maskiner

Laster baseras på SS-EN 1991-3 [26] när så är tillämpligt. Last av lätt flyttbara maskiner betraktas som fri, variabel last. Last från fast installerad maskin med säkert definierad egentyngd anses vara permanent last och ingår under D (Egentyngd), enligt ovan. Dynamiska laster kopplade till excentricitet i roterande maskiner samt krafter orsakade av till- och frånslagning eller andra tillfälliga effekter betraktas som variabla laster.

d) Laster orsakade av upplägning av demonterade enheter

Då tunga enheter, t.ex. delar av reaktorn eller strålskyddsblock av betong, demonteras och läggs upp på befintliga konstruktioner uppkommer laster som ska beaktas i de dimensioneringssituationer som gäller vid avställning. Lasternas storlek och läge ska baseras på gällande instruktioner beträffande upplägningen.

e) Tung transporter

Arten av transport och övriga erforderliga uppgifter preciseras i varje särskilt fall. Här avses både transporter inuti byggnaden och trafiklast och rörlig ytlast på anslutande mark. I SS-EN 1991-1-1 [21] anges lastvärden avseende fordon som kan användas som riktvärden för de fall sådana inte anges i gällande lastförutsättningar.

f) Utbyte av tunga komponenter

Laster som uppstår vid ingrepp i anläggningen vid utbyte av tunga komponenter.

Processrelaterade laster – allmänna egenskaper

I begreppet processrelaterade laster ingår processgenererade laster vid normal drift och avställning M_n , vid driftstörning M_d samt vid provning av anläggningen M_t .

I M_d ingår såväl laster vid aktuell driftstörning som samtidigt verkande andra processrelaterade laster. I M_t ingår såväl laster vid aktuell provning som samtidigt verkande andra processrelaterade laster.

Processrelaterade laster kan inte generellt betraktas som tidsvariabla på samma sätt som laster som t.ex. snö och vind, som är slumpmässiga i sin natur och där man kan uppskatta deras variabilitet på basis av historiska data. I vilken utsträckning som processlaster är osäkra beror ju på processen och vilket anläggningstillstånd man betraktar. Detta kan av naturliga skäl inte föreskrivas generellt.

Processrelaterade laster skall generellt definieras i form av specificerade maximivärden som ur säkerhetssynpunkt kan jämföras med karakteristiska lastvärden. Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden oavsett tecken. Specificerade maximivärden skall bestämmas utifrån vilket anläggningstillstånd som är aktuellt, t.ex. normal drift och avställning, driftstörning, provning eller exceptionell påverkan.

Som vägledning vid bestämning av dessa värden gäller att sannolikheten att maximivärdet överskrids skall vara så liten att den kan jämföras med t.ex. klimatrelaterade laster, vilka är definierade så att de i genomsnitt kan förväntas överskridas enbart en gång under 50 år.

I vissa fall kan det finnas en fysikalisk övre gräns för den aktuella lasten, exempelvis vad gäller vattennivån i en bassäng eller i en behållare med säkerhetsventiler som utlöser vid ett visst konservativt fastställt tryck. Denna övre gräns kan då tolkas som ett karakteristiskt värde.

Om inget av ovanstående alternativ är möjligt att utnyttja och om lasten har stor betydelse för en viss dimensioneringssituation måste ett specificerat maximivärde bestämmas efter en särskild utredning beaktande osäkerheten hos lasten.

Vissa typer av processrelaterade laster eller påverkningar kan ha en permanent karaktär, genom att de under normal drift är relativt konstanta i tiden. Exempel på sådana påverkningar är tryckdifferenser, temperaturdifferenser mellan olika delar i en konstruktion samt vattentryck i bassänger. För vattentryck anges också i avsnitt 4.2.1 ett permanent vattentryck som motsvarar normalt vattenstånd vid drift. Variationer i vattenstånd kring detta värde betraktas däremot som en tidsvariabel processrelaterad last. För vissa dimensioneringssituationer kan det vara motiverat att även andra processrelaterade laster som t.ex. tryck- och temperaturdifferenser beskrivs med en permanent del motsvarande medelvärde vid normal drift kombinerat med en variabel del, där den senare beskriver skillnaden mellan tidsvariabel påverkan och det permanenta värdet.

Om en processrelaterad tidsvariabel last är gynnsam i en lastkombination skall den normalt sättas till noll. Dock kan det finnas scenarier och dimensioneringssituationer där det kan vara motiverat att beakta en gynnsamt verkande processrelaterad last med en storlek skild från noll. I sådant fall skall man använda ett konservativt specificerat minimivärde. En förutsättning är att man kan vara säker på att lasten verkligen är aktiv i den dimensioneringssituation som studeras.

Processrelaterade laster vid normal drift och avställning M_n , vid driftstörning M_d samt vid provning av anläggningen M_t

Nedan angivna typer av processrelaterade laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta. I begreppet processrelaterad last ingår följande olika lasttyper:

a) Processrelaterade laster från rör- och processsystem, $M_{n,R}$, $M_{d,R}$ och $M_{t,R}$

Processrelaterade laster från rör- och processsystem avser t.ex. reaktionskrafter från rörsystem

mot byggnaden vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Egentyngd och masskrafter av mediet i rören ingår, däremot inte de fast installerade mekaniska systemdelarna som anses vara permanent last. Vid provning ingår reaktionskrafter från lyftanordningar mot byggnaden i samband med provning.

b) Processrelaterade över- eller undertryck, $M_{n,P}$, $M_{d,P}$ och $M_{t,P}$

Här avses differenstryck som orsakas av skillnader i tryck utanför och innanför utrymmen i byggnaden, exempelvis utanför och innanför reaktorinneslutningen eller mellan olika områden inom inneslutningen vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Här avses exempelvis de differenstryck som uppstår i samband med provtryckning och regelbundet återkommande täthetsprovningar av reaktorinneslutningen. Provtryckningslasten ska sättas till $1,15P_{aL}$ ⁹. P_{aL} redovisas i avsnitt 4.2.3.

Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden oavsett om det handlar om över- eller undertryck. Om gynnsamma värden på denna last används behandlas dessa på analogt sätt men som konservativa minimivärden.

c) Processrelaterade temperaturdifferenser och temperaturändringar, $M_{n,\Delta T}$, $M_{d,\Delta T}$ och $M_{t,\Delta T}$

Här avses både temperaturfördelning inom konstruktionens olika delar och förändring i temperatur över tid vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden oavsett tecken på temperaturdifferensen. Om gynnsamma värden på denna last används behandlas dessa på analogt sätt men då som konservativa minimivärden.

För konstruktioner som även exponeras för utomhusklimat bestäms maximi- och minimivärden för utomhustemperatur enligt SS-EN 1991-1-5 [25], se lasten ΔT – ”Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar”.

Referenstemperatur för bestämning av temperaturförändringar över tid uppskattas från fall till fall.

d) Processrelaterade skillnader mellan tidsvariabelt vattentryck och vattentryck vid normalt vattenstånd, $M_{n,HqW}$, $M_{d,HqW}$ och $M_{t,HqW}$

Tidsvariabelt vattenstånd för byggnader med bassänger bestäms på basis av vattenståndsändringar som förekommer vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Som variabel lastdel av vattentryck räknas skillnaden mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och permanent vattentryck. Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden. Om gynnsamma värden på denna last används behandlas dessa på analogt sätt men då som konservativa minimivärden.

Även laster på grund av svällning ingår.

e) Säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet, $M_{n,SRV}$, $M_{d,SRV}$ och $M_{t,SRV}$

Denna last avser resulterande laster på byggnadskonstruktioner till följd av säkerhets-

⁹ I enlighet med ASME Sect III Div 2 [6]. Provtryckningen genomförs med detta förhöjda värde med det huvudsakliga syftet att påvisa att inneslutningen är korrekt uppförd och att verifiera ett acceptabelt beteende hos de ingående delarna. Förhöjningsfaktorn tar bland annat hänsyn till att provtryckningen genomförs vid rumstemperatur medan vid olyckshändelser en förhöjd temperatur verkar samtidigt som det förhöjda differenstrycket.

ventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet vid olika anläggningstillstånd och vid provning.

H_{qw} Skillnad mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och vattentryck vid normalt vattenstånd

Denna last avser vattentrycksförhållanden relaterade till externa klimatrelaterade effekter och inte processrelaterade vattentrycksförhållanden såsom vattentryck i tankar och bassänger. Som variabel lastdel av vattentryck räknas skillnaden mellan vattentrycket vid tidsvariabelt vattenstånd och det permanenta vattentrycket. Tidsvariabelt vattenstånd för grundvatten baseras på högsta högvattenyta, HHW, respektive lägsta lågvattenyta, LLW, om ej annat anges. I de fall grundvattenyta regleras kontinuerligt genom aktiva pump- och dräneringssystem, behandlas grundvattentrycksförändringen enligt principerna som gäller vid processrelaterade förhållanden vid normal drift, M_n eller vid driftstörning M_d .

H_{qe} Jordtryck orsakad av rörlig ytlast

Rörlig last, exempelvis fordon, på markytan förorsakar ett horisontellt eller nära horisontellt jordtryck. Detta jordtryck betraktas som fri variabel last och kan bestämmas enligt SS-EN 1997-1 [32].

S Snölast

Snölast ska anges som tyngd per horisontal area. Snölasten bestäms enligt SS-EN 1991-1-3 [23] utifrån ett föreskrivet grundvärde för respektive snözon, samt en formfaktor som beror av takytans form och av risk för snöanhopningar.

W_q Vindlast

Vindlast bestäms enligt SS-EN 1991-1-4 [24].

ΔT Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar

Denna last avser klimatrelaterade temperaturförändringar i utomhusluft, i vattendrag och i sjö- och havsvatten. Maximi- och minimivärden för utomhustemperatur bestäms enligt SS-EN 1991-1-5 [25]. Referenstemperatur för bestämning av temperaturförändringar över tid uppskattas från fall till fall.

Observera att denna last inte avser processrelaterade temperaturlaster (se $M_{n,\Delta T}$, $M_{d,\Delta T}$ och $M_{t,\Delta T}$).

4.2.3 Olyckslaster - exceptionella

Olyckslaster är kopplade till händelser av olyckskaraktär och redovisas nedan under respektive händelse:

Händelse: Rörbrott

Nedan beskrivna laster ska beaktas i händelse av rörbrott. För kärnkraftverk avses i första hand rörbrott inne i inneslutningen, men i tillämpliga fall även påverkan till följd av rörbrott utanför inneslutningen. Vid dimensionering och analys ska både lokala och globala effekter beaktas, liksom lasternas tidsberoende verkan och dynamiska effekter.

P_a Transienta över- eller undertryck i samband med rörbrott

ΔT_a Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med P_a

P_{aL}	Specificerade tryck
ΔT_{aL}	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med P_{aL}
R	Direkta laster orsakade av rörbrott
F	Poolodynamisk last
H_{if}	Last till följd av exceptionella inre vattentryck vid rörbrott

Händelse: Övriga differenstryck

P_g	Differenstryck ej ingående i händelsen rörbrott
-------	---

Händelse: Säkerhetsventilblåsning

F_{SRVe}	Poolodynamisk last till följd av extrem säkerhetsventilblåsning
------------	---

Händelse: Exceptionellt inre vattentryck

H_{if}	Last till följd av exceptionellt inre vattentryck
----------	---

Händelse: Exceptionell yttre översvämning

H_{ef}	Last till följd av exceptionell yttre översvämning
----------	--

Händelse: Transportmissöde

Y	Last till följd av transportmissöde
-----	-------------------------------------

Händelse: Jordbävning

E_{DBE}	Last orsakad av dimensionerande jordbävning (DBE)
-----------	---

Händelse: Explosioner

X_e	Last till följd av explosioner
-------	--------------------------------

Händelse: Missiler

X_m	Missilgenererade laster
-------	-------------------------

Händelse: Påflygning

X_{APC}	Laster relaterade till påflygning
-----------	-----------------------------------

Händelse: Krigspåverkan och antagonistiska hot

X_{DBT}	Krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot
-----------	---

Händelse: Annan exceptionell påverkan

X	Last till följd av annan exceptionell påverkan
-----	--

Händelse: Extrem klimatpåverkan

W_a	Last till följd av extrem klimatpåverkan
-------	--

Händelse: Brand

B	Brandpåverkan
-----	---------------

Olyckslasterna ingående i de ovan identifierade händelserna beskrivs närmare nedan.

P_a Transienta över- eller undertryck i samband med rörbrott

P_a representerar transienta differenstryck som uppstår till följd av skillnader i tryck utanför och inom reaktorinneslutningen, mellan olika områden inom inneslutningen samt mellan olika utrymmen i övriga delar av anläggningen i händelse av rörbrott.

ΔT_a Temperaturdifferenser och temperaturförändringar associerade med P_a

Här avses både temperaturdifferenser inom konstruktionens olika delar och förändring i temperatur över tid, vilka uppstår samtidigt som trycket P_a . Vidare ingår de röstödsreaktionskrafter som uppstår på grund av temperaturändring hos rörsystemen. För konstruktioner som även exponeras för utomhusklimat bestäms maximi- och minimivärden för utomhusklimatet enligt SS-EN 1991-1-5 [25]. Referenstemperatur för bestämning av temperaturförändringar över tid uppskattas från fall till fall.

P_{aL} Specificerade tryck

P_{aL} är de för ett kärnkraftverk specificerade värdena på differenstrycket P_a , benämnda specificerade tryck. Denna last används normalt för global kontroll av reaktorinneslutningen. För befintliga anläggningar anges det specificerade trycket i SAR.

Vid nykonstruktion bestäms det specificerade trycket genom att från inneslutningsanalyser välja det olycksscenario som ger upphov till det största differenstrycket. Vid bestämning av P_{aL} ska en säkerhetsmarginal adderas till det beräknade största differenstrycket. Säkerhetsmarginalen bör minst utgöra 10 % av det tillhörande absoluttrycket, som adderas till det beräknade största differenstrycket¹⁰. Detta för att kompensera för osäkerheter associerade med beräkningsmetoder och analysfall.

ΔT_{aL} Temperaturdifferenser och temperaturförändringar associerade med P_{aL}

ΔT_{aL} betecknar temperaturer som uppstår i konstruktionen i samband med att trycket P_a uppnår värdet P_{aL} . I övrigt se beskrivning av ΔT_a .

R Direkta laster orsakade av rörbrott

Direkta laster i samband med rörbrott förutsätts vara specificerade i form av representativa olyckslastvärden. Nedan angivna typer av laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

a) Jetstrålkraft vid rörbrott, R_{rj}

Reaktionskrafter orsakade av utströmmande ånga eller vatten vid rörbrott.

b) Missillast till följd av rörbrott, R_{rm}

Krafter orsakade av missiler genererade vid rörbrott.

c) Röstödsreaktionskrafter till följd av rörbrott, R_{rr}

Röstödsreaktionskrafter orsakade av rörbrott.

¹⁰ I enlighet med YVL B.6 [36]

***F* Pooldynamisk last**

Laster orsakade av pooldynamiska effekter till följd av rörbrott ska beaktas vid dimensionering (gäller endast BWR-anläggningar). Nedan angivna typer av laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

a) Strömningskrafter och slagkrafter vid nivåhävning, F_{ps}

Laster orsakade av pooldynamiska effekter under inledningsskedet av blåsning till kondensationsbassängen i samband med ett rörbrott.

b) Laster till följd av kondensationsoscillationer, F_{CO}

Laster orsakade av pooldynamiska effekter under mellanskedet av blåsning till kondensationsbassängen i samband med ett rörbrott.

c) Laster till följd av chugging, F_{CH}

Laster orsakade av pooldynamiska effekter under slutskedet av blåsning till kondensationsbassängen i samband med ett rörbrott.

d) Säkerhetsventilblåsning i samband med rörbrott, F_{SRVa}

Laster orsakade av pooldynamiska effekter vid säkerhetsventilblåsning till kondensationsbassängen eller annan tryckavlastning av högenergienhet i samband med rörbrott.

***P_g* Differenstryck ej ingående i händelsen rörbrott**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnader dimensioneras för de över- eller undertryck som kan uppstå till följd av andra olyckshändelser än rörbrott.

***F_{SRVe}* Pooldynamisk last till följd av extrem säkerhetsventilblåsning**

Laster orsakade av pooldynamiska effekter vid extrem säkerhetsventilblåsning till kondensationsbassängen i inneslutningen eller annan extrem tryckavlastning av högenergienhet.

***H_{if}* Last till följd av exceptionellt inre vattentryck**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnader ska dimensioneras för exceptionellt vattentryck som uppkommer till följd av brott på rörledningar respektive till följd av haveri eller fel på processsystem, såsom exempelvis större läckage från rörledningar, tankar eller bassänger, pumpstopp (svallning) samt stigande vattennivåer i tankar eller bassänger.

***H_{ef}* Last till följd av exceptionell yttre översvämning**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnader ska dimensioneras för laster som uppkommer till följd av exceptionell yttre översvämning inkluderande effekter av högt vattenstånd och havsvattenvågor.

Vidare ska yttre översvämning på grund av att aktiva pump- och dräneringssystem felfungerar beaktas.

***Y* Last till följd av transportmissöde**

Vid dimensionering ska laster som uppstår till följd av olika typer av transportmissöde beaktas. Härvid avses exempelvis laster relaterade till lyftanordningar och lyft såsom ej förväntade in-

bromsnings-, buffert- och skevgångskrafter, stöt från svängande last i travers eller från fallande tunga föremål. Vidare avses laster till följd av påkörning med fordon.

E_{DBE} Last orsakad av dimensionerande jordbävning (DBE)

Reaktorinneslutningen och övriga byggnader för vilka krav ställs på beaktande av laster som orsakas av jordbävning ska dimensioneras för jordbävning – DBE enligt avsnitt 7.4.1.

X_e Last till följd av explosioner

Här avses olika typer av explosioner, såväl inom (vätgasexplosion etc.) som utanför anläggningen (annan verksamhet, transportolycka, brusten pipeline etc.).

Följande påverkan på byggnadskonstruktionerna kan behöva beaktas:

- a) Stötvåg (i luft, mark eller vatten)
- b) Värmestrålning
- c) Missiler
- d) Inverkan av kortvarigt eldklot
- e) Lasteffekt av brand med längre varaktighet

Ovan angivna typer av lastpåverkan ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

X_m Missilgenererade laster

Missiler kan genereras antingen av roterande komponenter (lös gjorda delar) eller av rännande högenergisystem.

Missiler kan även uppstå som en effekt av rörbrott, explosioner, påflygning respektive tromb, missilerna tillhör då dessa händelser. Fallande objekt hanteras inom händelsen transportmissöde.

X_{APC} Laster relaterade till påflygning

Ett antal olika typer av lastpåverkan relaterade till påflygning kan uppstå i enlighet med vad som anges i IAEA Safety Guide NS-G-1.5 [18]:

- a) Direktträff av flygplanskropp¹¹
- b) Missillast orsakad av lossbrutna motorer
- c) Stötvåg (i luft, mark eller vatten)
- d) Värmestrålning
- e) Missiler genererade av stötvågen
- f) Inverkan av kortvarigt eldklot
- g) Lasteffekt av brand med längre varaktighet

Lastpåverkan c) – g) kan uppstå som en följd av frigjort flygbränsle.

¹¹ Vanligtvis specificeras denna last såsom en last-tidshistoria.

Ovan angivna typer av lastpåverkan ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

X_{DBT} Krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot

Reaktorinneslutningar och övriga byggnader ska dimensioneras för den lastpåverkan som uppkommer på grund av krigspåverkan eller som följd av antagonistiska hot i den omfattning som specificeras av Strålsäkerhetsmyndigheten. Notera att denna information vanligtvis är hemlig.

X Last till följd av annan exceptionell påverkan

Byggnaderna ska dimensioneras för laster till följd av annan exceptionell påverkan orsakad av inre händelser eller yttre påverkan enligt SAR.

Exempel på annan exceptionell påverkan är:

- a) Förhöjda temperaturtillstånd
- Här avses laster som ej orsakas av rörbrott. Rörbrott behandlas separat, se ovan.
- b) Olyckslast från felfungerande maskiner
- c) Kortslutning i ställverk
- d) Brott i tankar tillhörande högtryckssystem
- e) Jordskred

W_a Extrem klimatpåverkan

Byggnaderna ska dimensioneras för laster till följd av extrema vindlaster, utomhustemperaturer och nederbörd enligt SAR. I extrema vindlaster inkluderas tromb och därav genererade missiler. Nederbörd inkluderar effekter av regn, snö, hagel och isbeläggning.

B Brandpåverkan

Här avses olika typer av bränder med ursprung inom eller utanför anläggningen. För vissa händelser såsom explosion och påflygning ingår värmestrålning och brand som en del av lastpåverkan på byggnaderna. I sådana fall hänförs brandpåverkan till dessa händelser.

Vid brand ska såväl erforderlig bärförmåga som begränsning av brandspridning påvisas i erforderlig omfattning. Brand ger upphov till temperaturrelaterade lasteffekter och en reduktion av byggnadskonstruktionens bärförmåga.

I SS-EN 1991-1-2 [22] ges riktlinjer och lastvärden som kan användas då sådana inte speciellt anges i gällande lastförutsättningar för anläggningen. Projekt- och rumsspecifika utredningar måste ibland tillgripas.

4.2.4 Olyckslaster – mycket osannolika händelser

Mycket osannolika händelser som ska postuleras för befintliga anläggningar respektive vid uppförandet av nya anläggningar fastställs av ansvarig myndighet, och framgår av SAR för respektive anläggning. Se även avsnitt 1.1.

Olyckslaster – mycket osannolika händelser är kopplade till händelser av olyckskaraktär och redovisas nedan under respektive händelse:

Händelse: Svåra haverier

Z_{SA} Lasteffekter relaterade till svåra haverier

Händelse: Mycket osannolik jordbävning

E_{DEE} Last orsakad av mycket osannolik jordbävning

Händelse: Mycket osannolik yttre översvämning

Z_{Hef} Last orsakad av mycket osannolik yttre översvämning

Händelse: Påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan

Z_{APC} Lasteffekter relaterade till påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan

Händelse: Annan mycket osannolik påverkan

Z Last till följd av annan mycket osannolik påverkan

Olyckslasterna ingående i de ovan identifierade händelserna beskrivs närmare nedan.

Z_{SA} Lasteffekter relaterade till svåra haverier

Analyser ska enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter genomföras för att beräkna möjliga tryck- och temperaturtillstånd i inneslutningen relaterade till svåra haverier.

Laster relaterade till svåra haverier förutsätts vara specificerade i form av representativa olyckslastvärden. Nedan angivna typer av laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

a) Över- och undertryck till följd av svåra haverier, $Z_{SA,P}$

För befintliga anläggningar finns i SAR fastställt vilket maximalt differenstryck $Z_{SA,P}$ som inneslutningens täthet ska påvisas vara uppfylld för. Specificerad inre övertrycksnivå varierar från block till block, men ligger vanligtvis någonstans mellan 1,5–2,0 gånger P_{aL} . P_{aL} redovisas i avsnitt 4.2.3.

Påvisande av inneslutningens täthet vid nykonstruktion ska baseras på det största framräknade differenstrycket. Vid bestämning av $Z_{SA,P}$ ska en marginal adderas till det beräknade största differenstrycket¹⁰. Detta för att kompensera för dels osäkerheter associerade med beräkningsmetoder vid bestämning av trycknivåer inuti inneslutningen för svåra haverier, dels för möjligheten att endast ett urval av analysfall studeras. Marginalen ska däremot ej ta hänsyn till osäkerheter relaterade till inneslutningens kapacitet. Storleken på marginalen fastställs från fall till fall beroende på anläggningstyp med hänsyn tagen till ovanstående osäkerheter. Härvid bör det inre dimensionerande differensövertrycket emellertid ej sättas lägre än

- 2,5 gånger P_{aL} vid kontroll av bärförmåga,
- 2,0 gånger P_{aL} vid kontroll av täthet,

oavsett framräknad trycknivå¹².

b) Temperaturdifferenser och temperaturändringar till följd av svåra haverier, $Z_{SA,\Delta T}$

c) Exceptionellt inre vattentryck till följd av svåra haverier, $Z_{SA,Hif}$

Här avses även hydrostatiska tryck till följd av kontrollerad vattenfyllning av inneslutningen.

¹² Dessa minimikrav tillförsäkrar att en tillräcklig robusthet hos inneslutningens barriärfunktion uppnås. Notera att Strålsäkerhetsmyndigheten kan ange tillkommande krav.

E_{DEE} Last orsakad av mycket osannolik jordbävning

Byggnader och byggnadsdelar som utgör, skyddar eller uppbär speciellt viktiga säkerhetsfunktioner ska i den omfattning som anges av ansvarig myndighet kontrolleras för mycket osannolik jordbävning – DEE enligt avsnitt 7.4.1 i syfte att säkerställa robusthet utöver den dimensionerande jordbävningen E_{DBE} .

Z_{Hef} Last orsakad av mycket osannolik yttre översvämning

Denna last inbegriper laster som uppkommer till följd av mycket osannolik yttre översvämning inkluderande effekter av högt vattenstånd och havsvattenvågor.

Z_{APC} Laster relaterade till påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan

Ansvarig myndighet specificerar dimensionerande lastförutsättningar. Notera att denna information vanligtvis är hemlig.

Ett antal olika typer av lastpåverkan relaterade till påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan kan uppstå, jämför beskrivningen för lasten X_{APC} .

Z Last till följd av annan mycket osannolik påverkan

Laster till följd av annan postulerad mycket osannolik påverkan ska beaktas i den omfattning som postuleras.

4.3 Lastkombinationer

4.3.1 Allmänt

Lastkombinationer i bruksgränstillståndet (SLS) kan enligt SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.5.3 vara av tre olika typer: Karakteristisk, frekvent eller kvasi-permanent. Se avsnitt 3.10.4.3.

I brottgränstillståndet anges lastkombinationer för respektive dimensioneringssituation, se SS-EN 1990 [20] avsnitt 6.4.3. Vidare anges för varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer i SS-EN 1990 [20] bilaga A1, med nationella ändringar i EKS [8], en uppsättning av dimensioneringsvärden för laster beroende på vilket brottgränstillstånd som studeras. I föreliggande rapport tillämpas härvid metod 2 enligt SS-EN 1990 [20] bilaga A1 avsnitt A1.3.1. Detta innebär att uppsättning A och uppsättning B nyttjas. Aktuella dimensioneringssituationer redovisas i avsnitt 3.10.5.1.

I Tabell 4.1 har sammanställts de principiella lastkombinationer som enligt Eurokoderna ska beaktas (exklusive utmattningsberäkningar). Laster som inte kan uppkomma samtidigt beroende på fysiska eller funktionella orsaker bör inte beaktas samtidigt i lastkombinationer.

Tabell 4.1 – Principiell sammanställning över vilka lastkombinationer som ska beaktas (exklusive utmattningsberäkningar).

Gränstillstånd	Dim.situation/ LK typ ¹⁾	Lastkombinationer (LK)
SLS	ch	Karakteristisk (ekv. 6.14 i SS-EN 1990)
	freq	Frekvent (ekv. 6.15 i SS-EN 1990)
	qp	Kvasi-permanent (ekv. 6.16 i SS-EN 1990)
ULS _{EQU}	per tran	Uppsättning A (tabell B-2 i EKS)
	exc exc,s	Tabell A1.3 i SS-EN 1990, ändring enligt EKS
	dec dec,s	
Övriga ULS (förutom ULS _{FAT})	per tran	Uppsättning B (tabell B-3 i EKS)
	exc exc,s	Tabell A1.3 i SS-EN 1990, ändring enligt EKS
	dec dec,s	

1) DNB specificerar ej några specifika dimensioneringssituationer i SLS. Istället används lastkombinationstyper enligt SS-EN 1990.

Värden på lastreduktionsfaktorerna ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 ges för vissa nyttiga laster, samt för snölast, vindlast och klimatrelaterad temperaturdifferens i SS-EN 1990 [20], Bilaga A1, med nationella val i EKS [8] (se Tabell 4.2). För övriga variabla laster sätts $\psi_0 = 1$ om inte annat kan visas vara riktigare.

Värden på ψ_1 och ψ_2 för den senare typen av variabla laster Q bedöms från fall till fall vid behov. Därvid gäller att

- frekvent lastvärde $\psi_1 Q_k$ är den last som överskrider 1 % av tiden
- kvasi-permanent lastvärde $\psi_2 Q_k$ är den last som överskrider 50 % av tiden alternativt lastens tidsmedelvärde.
- För olyckshändelser bör ovanstående definitioner av ψ_1 och ψ_2 endast betraktas som indikativa. Valet av lastvärden ska anpassas till vilka initiella anläggningstillstånd som ska ansättas för olika typer av olyckshändelser.

Ovanstående principer tillsammans med de ändringar och tillägg som införts i kapitel 3 ligger till grund för de lastkombineringsstabeller som redovisas i följande avsnitt.

Respektive lastkombination kan innehålla flera alternativa uppsättningar avseende storlek och läge av de ingående lasterna.

Tabell 4.2 – Lastreduktionsfaktorer för vissa laster ingående i Eurokoderna.

Referens	Last		ψ_0	ψ_1	ψ_2
SS-EN 1990, Bilaga A1, med nationella val i EKS	Nyttig last i byggnader:	L			
	Kat. A: Rum och utrymmen i bostäder		0,7	0,5	0,3
	Kat. B: Kontorslokaler		0,7	0,5	0,3
	Kat. C: Samlingslokaler		0,7	0,7	0,6
	Kat. D: Affärslokaler		0,7	0,7	0,6
	Kat. E: Lagerutrymmen		1,0	0,9	0,8
	Kat. F: Utrymmen med fordonstrafik < 30 kN		0,7	0,7	0,6
	Kat. G Utrymmen med fordonstrafik >30 kN		0,7	0,5	0,3
	Kat. H: Yttertak		0	0	0
	Snölast > 3 kN/m ²	S	0,8	0,6	0,2
	Snölast 2-3 kN/m ²	S	0,7	0,4	0,2
	Snölast 1-2 kN/m ²	S	0,6	0,3	0,1
	Vindlast	W_q	0,3	0,2	0
	Temperaturlast i byggnad	-	0,6	0,5	0

4.3.2 Lastkombinationer i bruksgränstillståndet

Lastkombinationer som enligt Eurokoderna ska tillämpas i bruksgränstillståndet redovisas i Tabell 4.3. Siffervärden och uttryck i tabellen anger den lastfaktor som respektive karakteristiska last ska multipliceras med i aktuell lastkombination.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnader där så är tillämpligt.

Tabell 4.3 – Lastkombinationer i bruksgränstillståndet.

Last	Lastkombination					
	gäller vid	normal drift eller av-ställning, irreversibelt gränstillstånd	normal drift eller av-ställning, reversibelt gränstillstånd	normal drift eller av-ställning, långtids-effekter	driftstörning	provning
Nummer	1	2	3	4	5	
Permanenta laster						
Egentyngd ¹⁾						
-ogynnsam $D_{k,sup}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
-gynnsam $D_{k,inf}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Vattentryck H_{gw}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Jordtryck H_{ge}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Spännkraft						
-ogynnsam $P_{pk,sup}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
-gynnsam $P_{pk,inf}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Krympning ε_{cs} ²⁾	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Sättning δ_s ²⁾	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Variabla laster⁵⁾						
Nyttig last L	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	
Snö S	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	
Vind W_q	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	
Klimatrel. temp. ΔT	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	
Vattenståndsvar. H_{qw}	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	
Jordtryck H_{qe}	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	
Processlast M_n ⁶⁾	$1,0\psi_0$ ³⁾	$1,0\psi_2$ ⁴⁾	$1,0\psi_2$			
Driftstörning M_d ⁶⁾				$1,0\psi_0$ ³⁾		
Provning M_t ⁶⁾					$1,0\psi_0$ ³⁾	
Händelseklass	H1, H2	H1, H2	H1	H2	H2	
Lastkomb.typ	Karakteristisk	Frekvent	Kvasi-permanent	Karakteristisk/ Frekvent	Karakteristisk/ Frekvent	

¹⁾ Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

²⁾ Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

³⁾ Om någon av dessa laster är huvudlast gäller 1,0 i stället för $1,0\psi_0$ för denna last.

⁴⁾ Om någon av dessa laster är huvudlast ska ψ_2 ersättas med ψ_1 för denna last.

⁵⁾ Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0

⁶⁾ Om flera olika processlaster är korrelerade så att de kan förväntas verka samtidigt ska de vid lastkombinering anses utgöra en och samma last. För okorrelerade processlaster ska endast en av dem utgöra huvudlast.

4.3.3 Lastkombinationer i brottgränstillståndet – varaktiga & tillfälliga dimensioneringssituationer

Differentierade säkerhetsnivåer i brottgränstillståndet beskrivs med faktorn γ_d med värden enligt Tabell 4.4, som beror på säkerhetsklass, se avsnitt 3.3. För konstruktioner vid kärnkraftverk gäller normalt säkerhetsklass B3. Detsamma gäller normalt även för säkerhetsrelaterade byggnader vid andra kärntekniska anläggningar.

Tabell 4.4 – Säkerhetsklasser vid dimensionering i brottgränstillståndet.

Säkerhetsklass	Konsekvenser	γ_d
B3	Stor risk för allvarliga skador	1,0
B2	Någon risk för allvarliga skador	0,91
B1	Liten risk för allvarliga skador	0,83

Lastkombinationer som enligt Eurokoderna ska tillämpas i brottgränstillståndet redovisas i Tabell 4.5. Siffervärden och uttryck i tabellen anger den lastfaktor som respektive karakteristiska last ska multipliceras med i aktuell lastkombination.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnader där så är tillämpligt.

Tabell 4.5 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – varaktiga & transienta.

Last		Lastkombination			
	gäller vid	normal drift eller avställning (permanent last dominerande)	normal drift eller avställning	driftstörning	provning
Nummer		6	7	8	9
Permanenta laster⁶⁾⁷⁾					
Egentyngd ¹⁾					
-ogynnsam $D_{k,sup}$		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck H_{gw}					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck H_{ge}					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft P_{pm}					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Krympning $\varepsilon_{cs}^2)$					
		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
Sättning $\delta_s^2)$					
		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
Variabla laster⁴⁾					
Nyttig last L		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)10)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)10)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$
Snö S		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$
Vind W_q		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$
Klimatrel. temp. ΔT		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$
Vattenståndsvar. H_{qw}					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$
Jordtrycksvariation H_{qe}					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$
Processlast $M_n^8)$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$		
Driftstörning $M_d^8)$					
-ogynnsam				$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^3)$	
Provning $M_t^8)$					
-ogynnsam					$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)9)10)}$
Händelseklass		H1, H2	H1, H2	H2	H2
Dim.situation		per	per	tran	tran

¹⁾ Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

²⁾ Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

³⁾ Om en av dessa laster är huvudlast ska ψ_0 ersättas med 1,0 för denna last.

⁴⁾ Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.

⁵⁾ $\gamma_{p,unfav}$ sätts till 1,2 för kontroll av lokala effekter och till 1,3 vid risk för instabilitet vid utvärdig förspänning, se vidare SS-EN 1992-1-1 avsnitt 2.4.2.2. För övriga fall sätts $\gamma_{p,unfav}$ till 1,0.

⁶⁾ Vid EQU-kontroll sätts den ogynnsamma faktorn till $\gamma_d \cdot 1,1$.

⁷⁾ Vid EQU-kontroll sätts den gynnsamma faktorn till 0,9.

⁸⁾ Angiven lastfaktor kan tillämpas för specificerade maximivärden för lasterna, se avsnitt 4.2.2. Om flera olika processlaster är korrelerade så att de kan förväntas verka samtidigt ska de vid lastkombinering anses utgöra en och samma last. För okorrelerade processlaster ska endast en av dem utgöra huvudlast.

9) För differenstryck vid provtryckning enligt ASME Sect III Div 2 [6] CC 6000 eller motsvarande provtryckningsprogram kan lastfaktorn reduceras från 1,5 till 1,35. Detta på grund av att lastens storlek är väldefinierad och att såväl lastens storlek som strukturens respons kontrolleras i samband med provtryckningen.

10) Vid last från kran på kranbana kan enligt SS-EN 1991-3 bilaga A lastfaktorn reduceras från 1,5 till 1,35.

4.3.4 Lastkombinationer i brottsgränstillståndet – exceptionella dimensioneringssituationer

Lastkombinationer för exceptionella dimensioneringssituationer (i brottsgränstillståndet), såsom de ska tillämpas i enlighet med Eurokoderna, redovisas i Tabell 4.6. Siffervärden och uttryck i tabellen anger den lastfaktor som karakteristiska eller nominella laster ska multipliceras med i respektive lastkombination.

Var och en av kombinationerna 10-25 är kopplad till en händelse av olyckskaraktär. Två eller flera sådana händelser anses inte kunna uppträda samtidigt.

För de exceptionella lasterna P_a , ΔT_a , R , F och H_{if} i lastkombination 12 medtas i varje dimensioneringsfall de laster som kan verka samtidigt vid en förutsatt händelse. Därvid ska tidsförloppen för ingående lastdelar beaktas. Lastkombinering av de olika lasternas samtidiga verkan kan exempelvis beaktas enligt de principer som anges för motsvarande lastfall i konstruktionsförutsättningar för mekaniska system (KFM) monterade i anläggningen.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnader där så är tillämpligt.

Tabell 4.6 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – exceptionella.

Last		Lastkombination							
	gäller vid	haveri till följd av rörbrott ¹⁾	haveri+stora vattenståndsvariationer	rörbrott	differenstryck ej relaterat till rörbrott	säkerhetsventil-blåsning	exceptionellt inre vattentryck	exceptionellt yttre översvämning	transportmissöde
Nummer		10	11	12	13	14	15	16	17
Permanenta laster									
Egentyngd ²⁾									
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck H_{gw}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck H_{ge}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft P_{pm}		$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾	$\gamma_{p,unfav}$ ⁶⁾
Krympning ϵ_{cs} ³⁾		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning δ_s ³⁾		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Variabla laster⁴⁾									
Nyttig last L		$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Snö S		$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Vind W_q		$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Klimatrel. temp. ΔT		$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Vattenståndsvär. H_{qw}		$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Jordtryck H_{qe}		$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Processlast M_n ⁷⁾					$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Driftstörning M_d ⁷⁾				$1,0\psi_2^{5)8)}$					
Olyckslaster									
P_a				1,0					
ΔT_a				1,0					
P_{aL}		1,5	1,0						
ΔT_{aL}		1,0	1,0						
R				1,0					
F				1,0					
H_{if}			1,0	1,0			1,0		
P_g					1,0				
F_{SRVe}						1,0			
H_{ef}								1,0	
Y									1,0
E_{DBE}									
X_e									
X_m									
X_{APC}									
X_{DBT}									
X									
W_a									
B									
Händelseklass		H4	H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4
Dim. situation		exc	exc	exc	exc	exc	exc	exc	exc

Last		Lastkombination							
	gäller vid	dimensionerande jordbävning (DBE)	explosioner	missiler	påflygning	krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot	annan exceptionell påverkan	extrem klimatpåverkan	brand
Nummer		18	19	20	21	22	23	24	25
Permanenta laster									
Egentyngd ²⁾									
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck H_{gw}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck H_{ge}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft P_{pm}		$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$
Krympning $\epsilon_{cs}^{3)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning $\delta_s^{3)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Variabla laster⁴⁾									
Nyttig last L		$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Snö S		$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Vind W_q		$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Klimatrel. temp. ΔT		$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Vattenståndsvär. H_{qw}		$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Jordtryck H_{qe}		$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Processlast $M_n^{7)}$			$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$	$1,0\psi_2^{5)}$
Driftstörning $M_d^{7)}$		$1,0\psi_2^{8)}$							
Olyckslaster									
P_a									
ΔT_a									
P_{aL}									
ΔT_{aL}									
R									
F									
H_{if}									
P_g									
F_{SRVe}									
H_{ef}									
Y									
E_{DBE}		1,0							
X_e			1,0						
X_m				1,0					
X_{APC}					1,0				
X_{DBT}						1,0			
X							1,0		
W_a								1,0	
B									1,0
Händelseklass		H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4
Dim.situation		exc,s	exc	exc	exc	exc	exc	exc	exc

- 1) Denna lastkombination används för primär verifiering av inneslutningens barriärfunktion vid tänkt haveri.
- 2) Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.
- 3) Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.
- 4) Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.
- 5) För den dominerande av dessa laster ska ψ_2 ersättas med ψ_1 .
- 6) $\gamma_{p,unfav}$ sätts till 1,2 för kontroll av lokala effekter och till 1,3 vid risk för instabilitet vid utvändigt förspänning, se vidare SS-EN 1992-1-1 avsnitt 2.4.2.2. För övriga fall sätts $\gamma_{p,unfav}$ till 1,0.
- 7) Om flera olika processlaster är korrelerade så att de kan förväntas verka samtidigt ska de vid lastkombinering anses utgöra en och samma last. För okorrelerade processlaster ska endast en av dem utgöra dominerande last.
- 8) För BWR-anläggningar ska för lasten $M_{d,SRV} 1,0\psi_2$ ersättas med 1,0.

4.3.5 Lastkombinationer i brottgränstillståndet – mycket osannolika dimensioneringssituationer

Lastkombinationer som vid tillämpning av principerna i Eurokoderna för olyckslaster ska tillämpas för postulerade mycket osannolika dimensioneringssituationer (i brottgränstillståndet) redovisas i Tabell 4.7. Siffervärden och uttryck i tabellen anger lastfaktor som karakteristiska eller nominella laster ska multipliceras med i respektive lastkombination.

Var och en av kombinationerna 26-30 är kopplad till en händelse av olyckskaraktär. Två eller flera sådana händelser anses inte kunna uppträda samtidigt.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnader där så är tillämpligt.

Tabell 4.7 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – mycket osannolika.

Last	Lastkombinationer					
	gäller vid	svåra haverier	mycket osannolik jordbävning (DEE)	mycket osannolik översvämning	påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan	annan mycket osannolik händelse
Nummer		26	27	28	29	30
Permanent laster						
Egentyngd ¹⁾						
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck H_{gw}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck H_{ge}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft P_{pm}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Krympning ϵ_{cs} ^{2) 4)}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning δ_s ^{2) 4)}		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Variabla laster³⁾						
Nyttig last L		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Snö S		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Vind W_q		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Klimatrel. temp. ΔT ⁴⁾		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Vattenståndsvär. H_{qw}		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Jordtryck H_{qe}		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Processlast M_n		1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2
Olyckslaster						
Z_{SA}		1,0				
E_{DEE}			1,0			
Z_{Hef}				1,0		
Z_{APC}					1,0	
Z						1,0
Händelseklass		H5	H5	H5	H5	H5
Dim.situation		dec	dec,s	dec	dec	dec

¹⁾ Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

²⁾ Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

³⁾ Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.

⁴⁾ Inverkan av krympning, sättning och klimatrelaterade temperaturdifferenser behöver för mycket osannolika dimensioneringssituationer endast beaktas om den är av väsentlig betydelse, t.ex. för konstruktioners täthet eller i stabilitetsfall där andra ordningens effekter är betydande. I övriga fall behöver den inte beaktas, förutsatt att bärværksdelarnas duktilitet och rotationsförmåga är tillräckliga.

5. Dimensionering av reaktorinneslutningen

5.1 Allmänt

Detta kapitel avser dimensionering och analys av reaktorinneslutningens inneslutningskärl bestående av i första hand en bottenplatta, en cylindervägg, samt en takplatta och/eller kupol. Vidare ingår de konstruktionsdelar som utgör tryckbarriär mellan primär- och sekundärutrymna i BWR-anläggningar för upprätthållande av PS-funktionen, under förutsättning att delarna utgörs av en bärande betongkonstruktion med eller utan en icke kraftupptagande tätplåt. Dimensioneringsanvisningarna avser reaktorinneslutningar av armerad betong med eller utan spännarmering, samt med en invändig tätplåt av stål. För spännarmerade delar behandlas endast efterspänd spännarmering med kablar.

Reaktorinneslutningens täthet behandlas i detta kapitel för de delar av inneslutningens tätplåt som stöds av den bärande betongkonstruktionen, se exempel i Figur 2.1. Stålkonstruktioner som utgör tätbarriär men som ej stöds av betong behandlas ej i DNB.

Dimensionering av reaktorinneslutningen följer upplägget med gränstillstånd och dimensioneringssituationer i enlighet med Eurokoderna. Därmed erhålls ett konsistent system med laster, lastfaktorer, lastreduktionsfaktorer och lastkombinationer i enlighet med Eurokoderna för såväl reaktorinneslutningen som övriga byggnader.

Reaktorinneslutningen ska enligt förutsättningarna redovisade i kapitel 1 visas uppfylla de krav som ställs på konventionella byggnader i enlighet med Eurokoderna för såväl bruksgränstillståndet som brottgränstillståndet. I bruksgränstillståndet införs dessutom tilläggskrav för att tillförsäkra att inneslutningens framtida barriärfunktion vid en olyckshändelse ej äventyras, eller att dess livslängd inte förkortas, på grund av laster vid normal användning såsom till exempel den initiella provtryckningen samt återkommande täthetsprovningar. Dessa tilläggskrav baseras på ASME Sect III Div 2 [6].

För lastkombinationer i brottgränstillståndet åberopas kompletterande krav avseende inneslutningens bärförmåga. För varaktiga, tillfälliga och exceptionella dimensioneringssituationer baseras dessa på ASME Sect III Div 2 [6] medan krav baserade på Eurokoderna används för mycket osannolika dimensioneringssituationer. Detta beroende på att ASME Sect III Div 2 [6] ej behandlar mycket osannolika dimensioneringssituationer.

Ovanstående dimensioneringsregler för inneslutningens betongkonstruktion innebär i många fall att kontroller för lasteffekter eller annan påverkan, måste genomföras för såväl Eurokoderna som ASME Sect III Div 2 [6]. Härvid är avgörande det regelverk som föreskriver den mest konservativa konstruktionslösningen.

Täthetskrav för inneslutningen följer för samtliga gränstillstånd de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [6]. Eurokoderna har inga tillämpliga anvisningar för detta krav. För mycket osannolika dimensioneringssituationer har kompletterande acceptanskriterier införts.

Detaljutformningen följer anvisningarna i Eurokoderna. Vidare ska tillses att krav enligt ASME Sect III Div 2 [6] uppfylls. Material väljs enligt Eurokoderna med vissa tilläggskrav enligt ASME Sect III Div 2 [6].

Ändringar och tillägg har införts för såväl Eurokoderna som ASME Sect III Div 2 [6].

Avsnitt 5.3 ger generella anvisningar avseende nyttjandet av SS-EN 1992-1-1 [29] respektive ASME Sect III Div 2 [6] vid dimensionering av inneslutningen, medan avsnitten 5.8 och 5.9 ger detaljerade dimensioneringsanvisningar för respektive av dessa båda regelverk. Här anges de ändringar och tillägg som införts.

Krav för att uppfylla i avsnitt 5.1 redovisade dimensioneringsanvisningar i bruksgränstillståndet respektive de olika brottgränstillstånden redovisas i avsnitt 5.4 – 5.7.

Detaljutförning och material avhandlas i avsnitt 5.10 respektive 5.11.

Allmänna regler enligt SS-EN 1990 [20] med de ändringar och tillägg som beskrivs i kapitel 3 ska uppfyllas, för att anvisningarna i detta kapitel ska kunna tillämpas. Vidare ska laster, lastkombinationer och lastfaktorer angivna i kapitel 4 tillämpas vid dimensionering och analys.

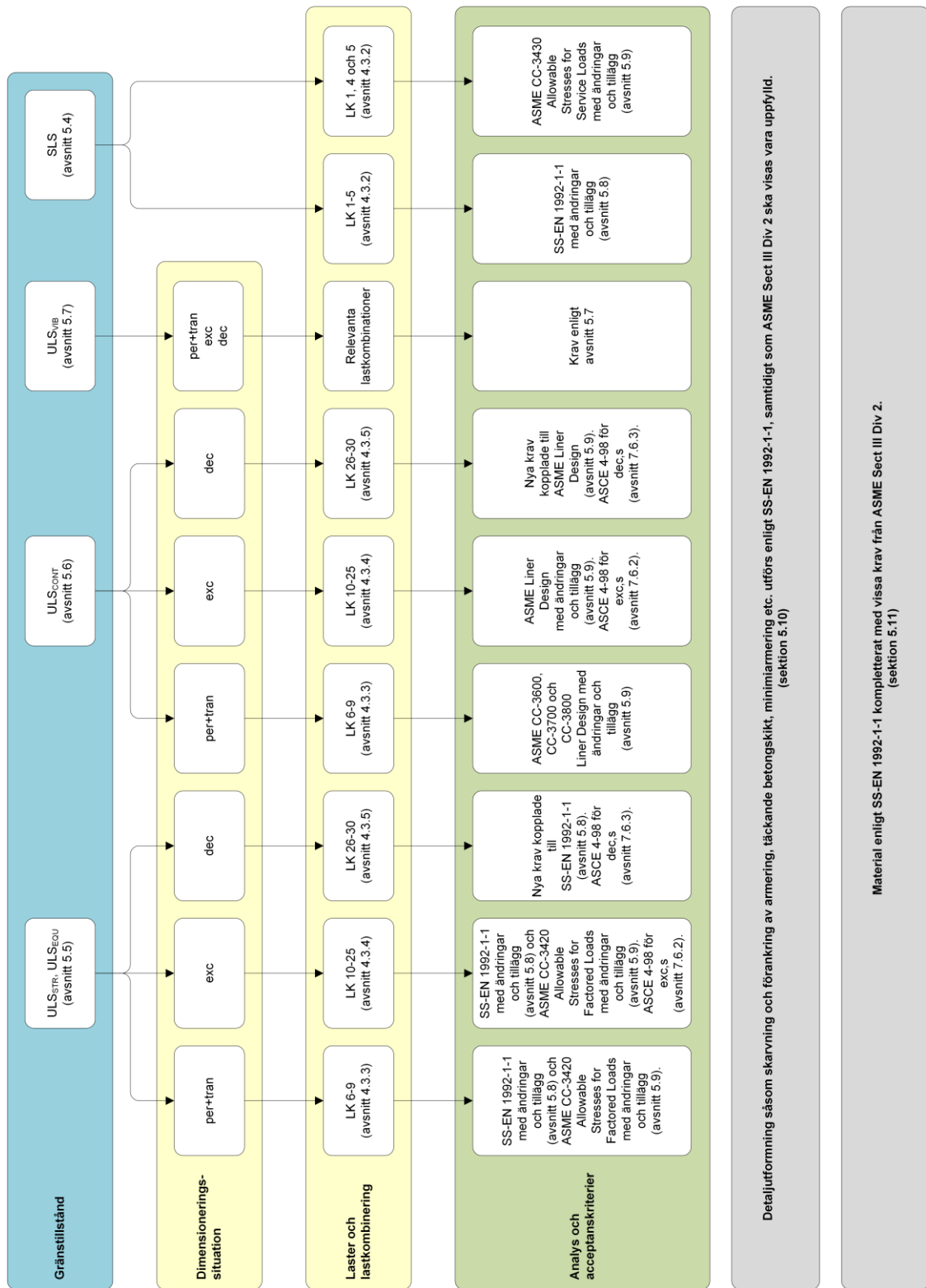
Laster och analyser gällande jordbävning behandlas i kapitel 7.

En jämförelse av kravbild redovisas i avsnitt 5.2.

SS-EN 1992-1-1 [29] kapitel 11 och 12 utgår. Dessa kapitel behandlar bärverk av lättballastbetong samt bärverk av oarmerad och lätt armerad betong. Dessa konstruktionstyper bör ej användas för reaktorinneslutningskärl vid kärnkraftverk. Även SS-EN 1992-1-1 [29] kapitel 10 utgår. Förtillverkade betongelement behandlas ej i DNB.

Krav gällande brandmotstånd behandlas ej.

En schematisk sammanfattning av dimensioneringsanvisningarna ges i Figur 5.1.



Figur 5.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för reaktorinneslutningen.

5.2 Jämförelse av kravbild

De dimensioneringsanvisningar som redovisas i DNB uppfyller de strukturella kraven i ASME Sect III Div 2 [6] förutom för vissa undantag. Dessa undantag redovisas i Tabell 5.1.

Tabell 5.1 – Identifierade avsteg där de strukturella kraven i ASME Sect III Div 2 ej uppfylls.

Nr	Beskrivning
1	Följande lastkombinationer i ASME Sect III Div 2 tabell CC-3230-1 beaktas ej: <ul style="list-style-type: none"> - Alla lastkombinationer innehållande E_o (Operating Basis Earthquake) - Lastkombination Abnormal med $1,25R_a$ (rörstödsreaktionskrafter orsakade av termisk olyckslast) - Lastkombination Abnormal med samtidigt verkande $1,25G$ (säkerhetsventilblåsning) och $1,25 P_a$ (DBA-övertryck) - Lastkombination Abnormal/Severe environmental med samtidigt verkande $1,25W$ (dimensionerande vindlast) och $1,25 P_a$ (DBA-övertryck) - Lastkombination Abnormal/Extreme environmental med samtidigt verkande DBA-övertryck och SSE-jordbävning - På grund av att lastreduktionsfaktorer enligt Eurokoderna för vissa laster bestäms från fall till fall kan för dessa nyttiga laster (L, live loads, i ASME Sect III Div 2) den sammanlagda lastfaktorn bli mindre än 1,3 som anges i ASME Sect III Div 2.
2	Material för betong, armering och spännarmering samt armerings- och spännarmeringsdetaljer väljs i första hand enligt Eurokoderna, med vissa tilläggskrav enligt ASME Sect III Div 2. Detta kan medföra att avsteg görs från strukturella krav i ASME Sect III Div 2 såsom exempelvis duktilitetskrav.
3	Spännkraftsförluster beräknas enligt anvisningar i Eurokoderna. De beräknade förlusterna kan skilja sig mot vad som fås vid beräkning enligt i ASME Sect III Div 2.

Om man vill påvisa en fullständig överensstämmelse med article CC-3000 Design i ASME Sect III Div 2 [6] måste således ytterligare krav utöver de som redovisas i DNB införas.

Traditionellt har följande tre övergripande dimensioneringskrav ställts på spännarmerade reaktorinneslutningskärl i Sverige, se DRB:2001 [19]:

1. $1,0P_{al}$: Det ska visas att inga resulterande normaldragpåkänningar över tvärsnittet uppstår. Endast lokala böjdragpåkänningar kan accepteras. Vidare accepteras endast lokal uppsprickning av betonginneslutningen vid sektionsövergångar och runt genomföringar. Sprickorna ska härvid vara små och ytliga.
2. $1,5P_{al}$: Det ska visas att spänningarna i tätplåten ej uppnår sträckgränsen. Vidare ska konstruktionen uppvisa ett elastiskt beteende vilket innebär att spänningar i spännstål och slakarmering ska befinna sig i det elastiska området.

3. $2,0P_{al}$: Det ska visas att okontrollerbart läckage ej uppstår (gällde endast för vissa av de befintliga inneslutningarna).

De dimensioneringsanvisningar som ges i DNB innebär vissa avsteg från de traditionella kraven. Uppenbarligen är det ej möjligt att uppfylla kravet under punkt 1 ovan (inga resulterande normaldragpåkänningar) för inneslutningar utan spännarmering. Vidare är det ej möjligt att uppfylla kravet i punkt 2 på att spänningsnivåerna i tätplåten ska underskrida sträckgränsen för följande fall: För tätplåt som är i direkt kontakt med inneslutningens atmosfär medför den transienta temperaturhöjningen vid olyckslast normalt att tryckspänningarna i tätplåten blir så stor att plasticering uppstår på grund av tvång.

5.3 Generella dimensioneringsanvisningar

Huvudprincipen för dimensionering av inneslutningskärlets armerade betongkonstruktion är enligt ASME Sect III Div 2 [6] ett elastisk beteende ("basically elastic") för lastkombinationer i bruksgränstillståndet, och att dragarmeringen ej uppnår generell plasticering för primära laster i lastkombinationer tillhörande brottgränstillståndet. De krav som anges i följande avsnitt säkerställer att ovanstående huvudprincip innehålls. Vid mycket osannolika händelser, förutom vid seismisk belastning (se kapitel 7), accepteras emellertid plasticering av armeringen under förutsättning att gällande täthetskrav kan visas vara uppfyllda.

I avsnitt 5.4 – 5.7 åberopas delar av SS-EN 1992-1-1 [29] respektive ASME Sect III Div 2 [6] som krav i såväl bruks- som brottgränstillståndet.

I de fall SS-EN 1992-1-1 [29] åberopas som krav ska den följas med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 5.8.

I de fall avsnitt av ASME Sect III Div 2 [6] åberopas som krav ska såväl de åberopade avsnitten som de avsnitt i ASME Sect III Div 2 [6] som anges i avsnitt 5.9 följas med de ändringar och tillägg som anges.

5.4 Krav i bruksgränstillståndet

För lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.2 (SLS-ch, SLS-freq och SLS-qp) ska krav i bruksgränstillståndet enligt SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8 visas vara uppfyllda. Vidare ska för samma lastkombinationer subsubarticle CC-3430 Allowable Stresses for Service Loads i ASME Sect III Div 2 [6] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. Slutligen ska de brukbarhetskriterier som uppställts enligt avsnitt 3.7.3 och 3.10.4 visas vara uppfyllda.

5.5 Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet

5.5.1 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-per}$, $ULS_{STR-tran}$, $ULS_{EQU-per}$ och $ULS_{EQU-tran}$) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3 ska såväl SS-EN 1992-1-1 [29], med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8, som subsubarticle CC-3420 Allowable Stresses for Factored Loads i ASME Sect III Div 2 [6], med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9, visas vara uppfyllda.

5.5.2 Exceptionella dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-exc}$ och $ULS_{EQU-exc}$) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4 ska SS-EN 1992-1-1 [29] med änd-

ringar och tillägg enligt avsnitt 5.8 såväl som subsubarticle CC- 3430 Allowable Stresses for Factored Loads i ASME Sect III Div 2 [6] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. För seismiska dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-exc,s}$ och $ULS_{EQU-exc,s}$) tillkommer krav enligt kapitel 7.

5.5.3 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-dec}$, och $ULS_{EQU-dec}$) med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5 är det tillfyllest om SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8 visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt kan vara tillämpliga. För seismiska dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-dec,s}$ och $ULS_{EQU-dec,s}$) tillkommer krav enligt kapitel 7. Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade ”cliff edge”-effekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet.

I tillägg till ovan ska, enligt USNRC Reg. Guide 1.136 [45] och 1.216 [47], en olinjär finit elementanalys genomföras för att bestämma den yttersta gränslastkapaciteten för inneslutningen. Härvid ska effekten av den förhöjda temperatur som kan förväntas uppkomma vid svåra haverier beaktas för de fall effekten ej kan påvisas vara försumbar. Notera att de töjningskriterier som anges i USNRC Reg. Guide 1.136 [45] och 1.216 [47] avser helt ostört område (”free field”). Om mer detaljerade analysmodeller och utvärderingsmetoder tillämpas kan andra kriterier för brott uppställas. Vidare kan även andra brottmoder behöva beaktas. De acceptanskriterier som uppställs ska vara förenliga med den analysmodell och de utvärderingsmetoder som används, och med de resultat som utnyttjas. Samtliga möjliga brottmoder bör identifieras och utvärderas.

5.6 Krav i brottgränstillståndet, barriärfunktion

5.6.1 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ($ULS_{CONT-per}$ och $ULS_{CONT-tran}$) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3 ska subsubarticles CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [6] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda.

5.6.2 Exceptionella dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ($ULS_{CONT-exc}$) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4 ska subsubarticles CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [6] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. Vidare ska tilläggskrav för betongkonstruktionen enligt nedan visas vara uppfyllda.

För spännarmerade inneslutningar ska det för lastkombination 12 visas att inga resulterande normaldragpåkänningar över tvärsnitten uppstår. Endast lokala böjdragpåkänningar kan accepteras. Vidare accepteras endast lokal uppsprickning av betonginneslutningen vid sekt-

ionsövergångar och runt genomföringar. Sprickorna ska härvid vara små och ytliga. Lasten ΔT_a behöver ej beaktas vid genomförandet av kontrollerna ovan.¹³

För seismiska dimensioneringssituationer (ULS_{CONT-exc,s}) tillkommer krav enligt kapitel 7.

5.6.3 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer (ULS_{CONT-dec}) med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5 är det tillfyllest om subsubarticles CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [6] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt kan vara tillämpliga. För seismiska dimensioneringssituationer (ULS_{CONT-dec,s}) tillkommer krav enligt kapitel 7. Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade ”cliff edge”-effekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet.

Kontrollerad tryckavlastning av inneslutningen ska kunna ske i enlighet med avsnitt 3.6.2.

På motsvarande sätt som för gränslastkapaciteten (se avsnitt 5.5.3) ska de tryck- och temperaturlägen fastställas för vilka inneslutningens maximala täthetskapacitet uppnås.

5.7 Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer

Det ska visas att konstruktiva rörelsefogar vars funktion förutsätts vid dimensioneringen av byggnadskonstruktionerna ej sluts till följd av den sammanlagda effekten av deformationer och vibrationer, se vidare subsubarticle CC-3550 i ASME Sect III Div 2 [6].

Komponenter installerade i byggnaden kan vara känsliga för byggnadsdeformationer inkluderande relativdeformationer mellan olika infästningspunkter. Krav på begränsning av byggnadsdeformationer anges i anläggningsspecifika dokument.

Verifiering av i byggnaden installerade komponenter för uppkomna vibrationer utförs i den omfattning som är nödvändig enligt anvisningar i SAR. Denna utvärdering behandlas ej i DNB. Emellertid ger kapitel 7 anvisningar vad gäller dynamisk analys i samband med jordbävning. Kapitel 7 kan även utgöra vägledning vid dynamisk analys för andra globala dynamiska laster.

5.8 Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1

När SS-EN 1992-1-1 [29] åberopas i dimensioneringsanvisningarna ska den tillämpas i sin helhet med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 6.6.

¹³ I avsnitt 5.2 redovisas i punktform de tre övergripande dimensioneringskrav som traditionellt har ställts på spännarmerade reaktorinneslutningskärl i Sverige. Krav motsvarande vad som anges i punkt 2 och punkt 3 fås via införandet av tilläggskravet i DNB att uppfylla ASME Sect III Div 2 [6] och av DNBs tilläggskrav i avsnitt 4.2.4 avseende påvisande av täthet för 2 gånger P_{aL} . För att säkerställa att nya spännarmerade reaktorinneslutningar ej får en lägre säkerhetsnivå mot läckage än de befintliga inneslutningarna i Sverige, har punkt 1 från avsnitt 5.2 här införts som ett tilläggskrav, eftersom punkten ej täcks in av övriga DNB-krav.

5.9 Dimensionering baserad på ASME Sect III Div 2

5.9.1 Inledning

När ASME Sect III Div 2 [6] åberopas i dimensioneringsanvisningarna ska Article CC-3000 Design tillämpas i sin helhet med de ändringar och tillägg som anges nedan.

I följande avsnitt ges först en kortfattad sammanfattning av aktuell subarticle i ASME Sect III Div 2 [6]. Därefter redovisas för berörda subsubarticles införda ändringar och tillägg.

5.9.2 General Design (CC-3100)

Generella dimensioneringsförutsättningar för den bärande betongkonstruktionen såväl som för tätplåten redovisas i detta avsnitt. I tätplåten ingår de delar av tätbarriären som stöds av bärande betong, övriga delar av stålkonstruktionen som samtidigt utgör en tryckupptagande (bärande) konstruktion täcks ej in av CC-3000 Design.

Viktigare termer redovisas. Här bör noteras indelningen av laster i primära respektive sekundära laster/lasteffekter. Denna indelning, som sammanställs i tabell CC-3136.6-1, styr i sin tur vilka acceptanskriterier som ska visas vara uppfyllda.

Det ska tillses att de toleranser som gäller för utförandet av anläggningen också beaktas vid dimensioneringen.

Subarticle CC-3100 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.2.1 Definition of terms

Subsubarticle CC-3130, ASME Sect III Div 2 [6]

”Service Load Category” och ”Factored Load Category” ersätts med den lastindelning som redovisas i kapitel 4.

5.9.3 Load Criteria (CC-3200)

Laster och lastkombinering redovisas i detta avsnitt. Generellt ersätts anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [6] vad gäller laster och lastkombinering med kapitel 4. Därmed är hanteringen av laster i överensstämmelse med det upplägg som gäller för Eurokoderna.

En beskrivning av lastkategorierna statisk och seismisk last (”static and seismic loads”), impulslast (”impulse loads”) och stötlast (”impact effects”) ges.

Subarticle CC-3200 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.3.1 General

Subsubarticle CC-3210, ASME Sect III Div 2 [6]

Detta avsnitt ersätts i sin helhet med tillämpliga delar av kapitel 4.

5.9.3.2 Load Categories

Subsubarticle CC-3220, ASME Sect III Div 2 [6]

Detta avsnitt ersätts i sin helhet med tillämpliga delar av kapitel 4.

5.9.3.3 Load Combinations

Subsubarticle CC-3230, ASME Sect III Div 2 [6]

Detta avsnitt ersätts i sin helhet med tillämpliga delar av kapitel 4.

5.9.4 Containment Design Analysis Procedures (CC-3300)

Analysmetoder gällande för inneslutningskärl redovisas i detta avsnitt.

Subarticle CC-3300 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.4.1 Shells

Subsubarticle CC-3320, ASME Sect III Div 2 [6]

Det är ej tillåtet att ersätta dimensioneringsberäkningar av inneslutningen med provning ("model tests"). Däremot kan provning vara ett möjligt eller nödvändigt komplement till beräkningar.

5.9.5 Concrete Containment Structural Design Allowables (CC-3400)

Acceptanskriterier för de lastkategorier som används i ASME Sect III Div 2 [6] ("factored loads" respektive "service loads") redovisas i detta avsnitt. Vilka lastkombinationer enligt kapitel 4 som klassas som "factored" respektive "service" anges i avsnitt 5.4 – 5.6.

Huvudprincipen för dimensionering av inneslutningskärl är ett elastisk beteende ("basically elastic") för "service loads", och att generell plasticering ej uppstår i dragarmeringen för lastkombinationer tillhörande primära "factored loads"¹⁴.

Acceptanskriterier för påkänningar i betong, armering respektive spännarmering specificeras.

Nedan redovisas hur relevanta karakteristiska hållfasthetsvärden enligt Eurokoderna översätts till hållfasthetsvärden att användas i de dimensioneringsekvationer som anges i ASME Sect III Div 2 [6].

ASME Sect III Div 2 [6] begränsar tillåten sträckgräns för armeringen till 400 MPa. Via ett normärende (av typen "Code Case"), se nedan, har ASME infört armeringskvaliteter med högre hållfasthet. Detta "Code Case" tillämpas i DNB.

Vidare har krav från USNRC Reg. Guide 1.136 [45] införts avseende tangentiell skjuvkapacitet (skjuvspänning i skalets plan).

Subarticle CC-3400 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.5.1 General

Subsubarticle CC-3410, ASME Sect III Div 2 [6]

Avsnittet ska tillämpas i sin helhet förutom vad gäller hänvisningen till laster och lastkombinationer, jämför ändring av CC-3200 i avsnitt 5.9.3 ovan.

¹⁴ "General yield state", se subsubarticle CC-3110 i ASME Sect III Div 2 [6].

5.9.5.2 Allowable stress for factored loads

Subsubarticle CC-3420, ASME Sect III Div 2 [6]

f_c (dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet enligt ASME Sect III Div 2 [6], ”specified compressive strength of concrete”) kan sättas lika med f_{ck} (karakteristiskt värde för betongens cylindertryckhållfasthet (28 dagar)) enligt SS-EN 1992-1-1 [29] under förutsättning att provningsresultat visar att betongen även uppfyller hållfasthetskraven i [6]¹⁵.

f_y (dimensioneringsvärde för armeringens draghållfasthet enligt ASME Sect III Div 2 [6], ”specified tensile yield strength of reinforcing steel”) kan sättas lika med f_{yk} (karakteristiskt värde för armeringens sträckgräns) enligt SS-EN 1992-1-1 [29].

f_{py} (dimensioneringsvärde för spännstålets draghållfasthet enligt ASME Sect III Div 2 [6], ”specified tensile yield strength of prestressing steel”) kan sättas lika med $f_{p0.1k}$ (karakteristiskt värde för spänningen i spännarmeringen vid 0.1%) enligt SS-EN 1992-1-1 [29].

I avsteg från vad som anges i subsubarticle CC-3422.1 tillåts armering med en karakteristisk sträckgräns på upp till och med 500 MPa vid dimensionering för membran- och böjspänningar.^{16,17}

Armeringens tangentiella skjuvkapacitet avseende skjuvspänningar i skalets plan (”tangential shear strength”) ska begränsas till att ej överstiga

$$0,833\sqrt{f_{ck}} \text{ MPa.}^{18}$$

För spännarmerade inneslutningar ska betongens huvuddragsspänning (”principal tensile stress”) ej överskrida

$$0,333\sqrt{f_{ck}} \text{ MPa.}^{19}$$

5.9.5.3 Allowable stresses for service loads

Subsubarticle CC-3430, ASME Sect III Div 2 [6]

Se avsnitt 5.9.5.2.

5.9.6 Containment Design Details (CC-3500)

Dimensioneringsmetoder för bland annat normalkraft, böjande moment och tvärkraft redovisas i detta avsnitt för såväl ”service loads” som ”factored loads”. Det ges regler för förankring och

¹⁵ Om provningsresultat, som visar att hållfasthetskraven i ASME Sect III Div 2 [6] uppfylls, ej finns tillgängliga kan en försiktig ansats vara att sätta $f_c = 0,85 f_{ck}$.

¹⁶ Enligt Code Case N-807 [7]

¹⁷ Ytterligare utredning krävs avseende armeringsstångens duktilitetsegenskaper innan seghärdade armeringsstål med en sträckgräns av 500 MPa kan utnyttjas. Denna typ av armering är mycket vanlig i Skandinavien (armering med beteckningen T för termiskt framställt stål). Duktiliteten ska påvisas vara minst lika stor som för armeringsstål tillåtet enligt ASME Sect III Div 2 [6].

¹⁸ I enlighet med USNRC Reg. Guide 1.136 [45]. Detta dokument anger bland annat vissa tilläggskrav till ASME Sect III Div 2 [6] för uppförande av kärnreaktorer i USA. Kraven har ansetts även tillämpliga för svenska förhållanden.

¹⁹ Se föregående fotnot.

skarvning av armering respektive spännarmering samt för hur spännkraftsförluster ska beräknas. Vidare behandlas täckande betongskikt, avstånd mellan armeringsenheter samt begränsning av sprickvidder.

Slutligen ges anvisningar avseende krav på separation av strukturer, krav på undergrunden samt hanteringen av inverkan av infästningar monterade på utsidan av inneslutningskärlet.

Vid beräkning av spännkraftsförluster tillämpas de anvisningar som ges i Eurokoderna.

Krav på radiell armering även för spännarmerade enkelkrökta ytor (dvs. inneslutningens cylindervägg) har införts för att minimera skadliga effekter av eventuell tendens till delaminering av betongen, speciellt under skeden då spännkablar spänns upp eller spänns av.

Subarticle CC-3500 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.6.1 Reinforcing steel requirements

Subsubarticle CC-3530, ASME Sect III Div 2 [6]

Förankrings- och skarvlängder angivna i ASME Sect III Div 2 [6] ska ökas med 20 % för armering med sträckgräns över 420 MPa.²⁰

5.9.6.2 Loss of Prestress

Subsubarticle CC-3542, ASME Sect III Div 2 [6]

Vid beräkning av spännkraftsförluster ersätts ASMEs ekvationer med motsvarande i SS-EN 1992-1-1 [29] med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 6.6.

5.9.6.3 Radial tension reinforcement

Subsubarticle CC-3545, ASME Sect III Div 2 [6]

För de delar av en spännarmerad inneslutning som är krökt ska skjuvarmering (radial ties) anbringas som tar upp hela den dragande avlänkningskraften från spännkablarna. Notera att uppspanning alternativt avspänning av spännkablarna kan vara dimensionerande lastsituation.

Avståndet mellan skjuvarmeringsbyglarna (radial ties) ska ej överstiga det minsta av halva skaltjockleken eller 600 mm.

5.9.7 Liner Design Analysis Procedures (CC-3600)

Analysprocedurer för dimensionering av tätplåten och dess förankringar redovisas i detta avsnitt. Förtydligande avseende analysprocedurerna har införts i detta och nästkommande avsnitt.

Vidare har en förenklad metod för att fastställa en övre gräns för de obalanskrafter som kan verka på tätplåtens infästningar införts.

Subarticle CC-3600 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

²⁰ Enligt Code Case N-807 [7]. Anledningen till ökningen av längden är främst att tillförsäkra en motsvarande duktilitet hos konstruktionen som för en utformning med armering med en sträckgräns av högst 420 MPa.

5.9.7.1 Liner

Subsubarticle CC-3620, ASME Sect III Div 2 [6]

Tätplåtens imperfektioner samt dess formändring under byggskedet ska beaktas vid dimensionering av såväl tätplåten som dess förankringar.

5.9.7.2 Liner anchors

Subsubarticle CC-3630, ASME Sect III Div 2 [6]

Som alternativ till genomförandet av biaxiella tryckprovsversök för att fastställa en övre gräns för pådrivande obalanskraft verkande på tätplåtsförankringarna kan man utgå ifrån stålets enaxiella sträckgränsvärde enligt följande: Under förutsättning att det kan säkerställas att överstarkt stål²¹ inte levereras kan en ekvivalent sträckgräns fastställas såsom 1,25 gånger f_{yk} där f_{yk} är det övre karakteristiska sträckgränsvärdet (95-procentsfraktilen) enligt SS-EN 1993-1-1 [31].

5.9.7.3 Brackets and attachments

Subsubarticle CC-3650, ASME Sect III Div 2 [6]

Detta avsnitt utgår eftersom det avser dimensionering av anslutande stålkonstruktioner som ej är en del av tätplåtskonstruktionen.

5.9.8 Liner Design (CC-3700)

Acceptanskriterier för dimensionering av tätplåten och dess förankringar redovisas i detta avsnitt. En koppling mellan lastkombinationer enligt kapitel 4 och de lastkategorier som anges i ASME Sect III Div 2 [6] har införts.

Vidare redovisas hur hållfasthetsvärden att användas i de dimensioneringsekvationer som anges i ASME Sect III Div 2 [6] kan bestämmas. Acceptanskriterier för mycket osannolika händelser har införts.

Notera att lastfaktorerna för dimensionering av tätplåten och dess förankringar skiljer sig åt från vad som används för den bärande betongstrukturen.

Subarticle CC-3700 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.8.1 Liner

Subsubarticle CC-3720, ASME Sect III Div 2 [6]

Kategori Service i tabell CC-3720-1 motsvarar bruksgränstillståndet och brottgränstillståndet – varaktiga och tillfälliga. Kategori Factored motsvarar brottgränstillståndet – exceptionella.

Fotnoten (1) i tabell CC-3720-1 innebär att tätplåten kan förutsättas vara spännings- och töjningsfri innan lastpåläggning för dimensionering i kategori Service och Factored, men att tätplåtens imperfektioner samt dess formändring under byggskedet ska beaktas såsom initialimperfektioner i de fall detta är ogynnsamt. Böjdeformationer som uppkommer vid påläggning av Service och Factored loads ska beaktas.

²¹ Med angiven faktor på 1,25 definieras överstarkt stål som stål som har en uppmätt övre sträckgräns som är maximalt 5% högre än det specificerade övre karakteristiska sträckgränsvärdet.

f_{py} (specified tensile yield strength of liner steel) sätts lika med f_y (sträckgräns) enligt SS-EN 1993-1-1 [31].

Lastkombinationer enligt kapitel 4 ska tillämpas. Lastfaktorerna ska härvid sättas till 1,0.

Följande kapaciteter kan tillämpas för brottgränstillstånd – mycket osannolika händelser:

Tillåten töjning (strain allowable), membran²²: $\varepsilon_{sc} = 0,007$; $\varepsilon_{st} = 0,004$

Tillåten töjning, kombinerad membran- och böjning²³: $\varepsilon_{sc} = 0,018$; $\varepsilon_{st} = 0,012$

5.9.8.2 Liner anchors

Subsubarticle CC-3730, ASME Sect III Div 2 [6]

Kategori Test, normal, severe environmental, extreme environmental i tabell CC-3730-1 motsvarar lastkombinationerna 6-9, 18 och 24 i kapitel 4. Kategori Abnormal, abnormal/severe environmental, abnormal/extreme environmental motsvarar lastkombinationerna för brottgränstillståndet – exceptionella förutom lastkombination 18 och 24.

Värdena på F_y (liner anchor yield force capacity), F_u (liner anchor ultimate force capacity) och δ_u (ultimate displacement capacity for liner anchors) som ingår vid bestämning av tätplåtsförankringarnas bärförmåga motsvarar karakteristiska bärförmågevärden enligt definitionen i SS-EN 1990 [20] avsnitt 4.2. Provningar kan vara nödvändiga att genomföra för att bestämma värdena på F_y , F_u och δ_u .

Lastkombinationer enligt kapitel 4 ska tillämpas. Lastfaktorerna ska härvid sättas till 1,0.

Kapaciteten för normalkraft respektive tvärkraft ska kontrolleras var för sig. Vidare ska kombinerade brottmoder för samtidigt verkande normal- och tvärkraft kontrolleras.

Följande värden på bärförmåga kan tillämpas för brottgränstillstånd – mycket osannolika:

Mekanisk last (mechanical loads)²⁴: $F_a = \min. \{1,0F_y; 0,8F_u\}$

Deformationsstyrt förlopp (displacement limited loads)²⁵: $\delta_a = 0,6\delta_u$

5.9.8.3 Penetration assemblies

Subsubarticle CC-3740, ASME Sect III Div 2 [6]

Dimensionering av tätplåten i anslutning till genomföringar ska för mekaniska laster (mechanical loads) följa dimensioneringsanvisningar för stålkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk.

För betongförankringar påverkade av mekaniska laster gäller ACI 349 [2]²⁶.

²² De värden på tillåtna acceptanskriterier som anges i ETC-C [12] för upp till och med osannolika händelser är i princip identiska med de som anges i ASME Sect III Div 2 [6]. Vidare tillämpas likadana lastfaktorer i de båda regelverken. Därför hämtas angivna värden från tabell 1.5.1-3 i ETC-C [12]. Syftet är att tillförsäkra täthet hos inneslutningskonstruktionen i de fall tätheten ska upprätthållas vid mycket osannolika händelser.

²³ Se fotnot 22.

²⁴ Se fotnot 22.

²⁵ Se fotnot 22.

5.9.8.4 Brackets and attachments

Subsubarticle CC-3750, ASME Sect III Div 2 [6]

Dimensionering av tätplåten i anslutning till konsoler och anslutningar ska för mekaniska laster (mechanical loads) följa dimensioneringsanvisningar för stålkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk.

För betongförankringar påverkade av mekaniska laster gäller ACI 349 [2]²⁷.

5.9.9 Liner Design Details (CC-3800)

Detaljer avseende dimensionering av tätplåten och dess förankringar redovisas i detta avsnitt.

Subarticle CC-3800 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.9.1 Liner anchors

Subsubarticle CC-3810, ASME Sect III Div 2 [6]

Avseende kravet på biaxiell provning, se avsnitt 5.9.7.2.

5.9.10 Design Criteria For Impulse Loadings and Missile Impact (CC-3900)

Hur stöt- och impulslaster ska hanteras redovisas i detta avsnitt. ACI 349 [2] har införts som en giltig referens eftersom ASME Sect III Div 2 [6] ej ger detaljerade anvisningar.

Subarticle CC-3900 i ASME Sect III Div 2 [6] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

5.9.10.1 Penetration formulas and impulse and impactive effects

Subsubarticle CC-3923, ASME Sect III Div 2 [6]

För att fastställa konstruktionens duktilitet vid brott ("ductility determined at failure"), som är en indataparameter för att beräkna gällande acceptanskriterier, kan provning behöva genomföras.

Subsubarticle CC-3931, ASME Sect III Div 2 [6]

Vid val av ekvationer för bestämning av penetrationsdjupet kan anvisningar i ACI 349 [2] Appendix F tillämpas²⁸.

5.10 Detaljutformning

5.10.1 Inledning

Detaljutformningen av armerade betongkonstruktioner ska generellt utföras enligt SS-EN 1992-1-1 [29], men även uppfylla anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [6]. Se vidare nedan.

²⁶ ASME Sect III Div 2 [6] saknar praktiska dimensioneringsanvisningar i detta fall. Dimensioneringsanvisningar från ACI 349 [2] har därför införts eftersom detta regelverk är konsistent med ASME Sect III Div 2 [6].

²⁷ Se fotnot 26.

²⁸ Se fotnot 26.

För detaljutformningen av tätplåten, dess förankringar samt dess anslutningar mot genomföringar, luckor och slussar etc. ska anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [6] uppfyllas.

5.10.2 Täckande betongskikt och minimiavstånd

Täckande betongskikt ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29], men även anvisningarna som ges i ASME Sect III Div 2 [6].

Minimiavstånd mellan armeringsenheter ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [6].

5.10.3 Minimiarmering och sprickbredds begränsning

Minimiarmeringen ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] avsnitt 7.3.2 samt de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [6].

I SS-EN 1992-1-1 [29] ges anvisningar avseende maximalt tillåtna sprickbredder baserat på beständighets- och utseendekrav. Sprickbredden bör emellertid begränsas för sprickor som uppstår i inneslutningskärlet respektive andra betongkonstruktioner som dimensioneras enligt föreliggande kapitel även om inga formella krav ges i Eurokoderna. Tillåtna sprickvidder får då fastställas från fall till fall. Se även avsnitt 6.6.7.2.

5.10.4 Förankring och skarvning av armeringsstänger

Förankring via vidhäftning och omlottskarvning ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [6] med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 5.9.

Mekanisk förankring ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [6].

Mekanisk armeringsskarv ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [6]. I tillägg ska följande krav uppfyllas²⁹: I områden där maximalt beräknad dragspänning ger en dragkraft som är större än eller lika med $0,5F_y$ ska de mekaniska armeringsskarvarna för intilliggande armeringsstänger vara förskjutna i förhållande till varandra.

Svetsad armeringsskarv ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [6].

5.10.5 Förankrings- och skarvanordningar för buntad armering

Förankring och skarvning ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [6].

5.10.6 Förankrings- och skarvanordningar för spännarmring

Förankring och skarvning ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [6].

²⁹ I enlighet med US NRC Reg. Guide 1.136 [45]. Detta dokument anger bland annat vissa tilläggskrav till ASME Sect III Div 2 [6] för uppförande av kärnreaktorer i USA. Kraven har ansetts även tillämpliga för svenska förhållanden.

5.11 Materialkvaliteter och produkter

Betong-, armerings- och spännstålskvaliteter samt armerings- och spännstålsdetaljer ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [29] och BFS 2011:10 – EKS 8 [8], med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 5.8. För vissa material och produkter kan det härvid vara nödvändigt att genomföra ett godkännandeförfarande innan de kan accepteras för användning. Ett sådant godkännandeförfarande kan innebära att provning måste genomföras och utvärderas av ackrediterad provningsanstalt. Material och produkter som ej uppfyller ovanstående krav kan om så erfordras endast tillåtas efter särskild prövning. Vidare ska krav enligt ASME Sect III Div 2 [6] påvisas bli uppfyllda i den omfattning som framgår av tidigare avsnitt i detta kapitel.

Materialkvaliteter för tätplåten och dess förankringar ska uppfylla anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [6].

6. Dimensionering av övriga byggnader

6.1 Allmänt

Detta kapitel avser dimensionering och analys av betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Undantag görs för reaktorinneslutningens inneslutningskärl samt de delar som utgör tryckbarriär mellan primär och sekundärutrymmet i BWR-anläggningar. Dessa konstruktionsdelar behandlas i kapitel 5.

Dimensionering och analys av betongkonstruktioner ska enligt förutsättningarna redovisade i kapitel 1 uppfylla regler och anvisningar enligt SS-EN 1992-1-1 [29] tillsammans med ändringar och tillägg angivna i detta kapitel.

I avsnitt 6.6 anges de kapitel i SS-EN 1992-1-1 [29] som åberopas tillsammans med eventuella ändringar och tillägg.

Allmänna regler enligt SS-EN 1990 [20] med de ändringar och tillägg som beskrivs i kapitel 3 ska uppfyllas, för att anvisningarna i detta kapitel ska kunna tillämpas. Vidare ska laster, lastkombinationer och partialkoefficienter angivna i kapitel 4 tillämpas vid dimensionering och analys.

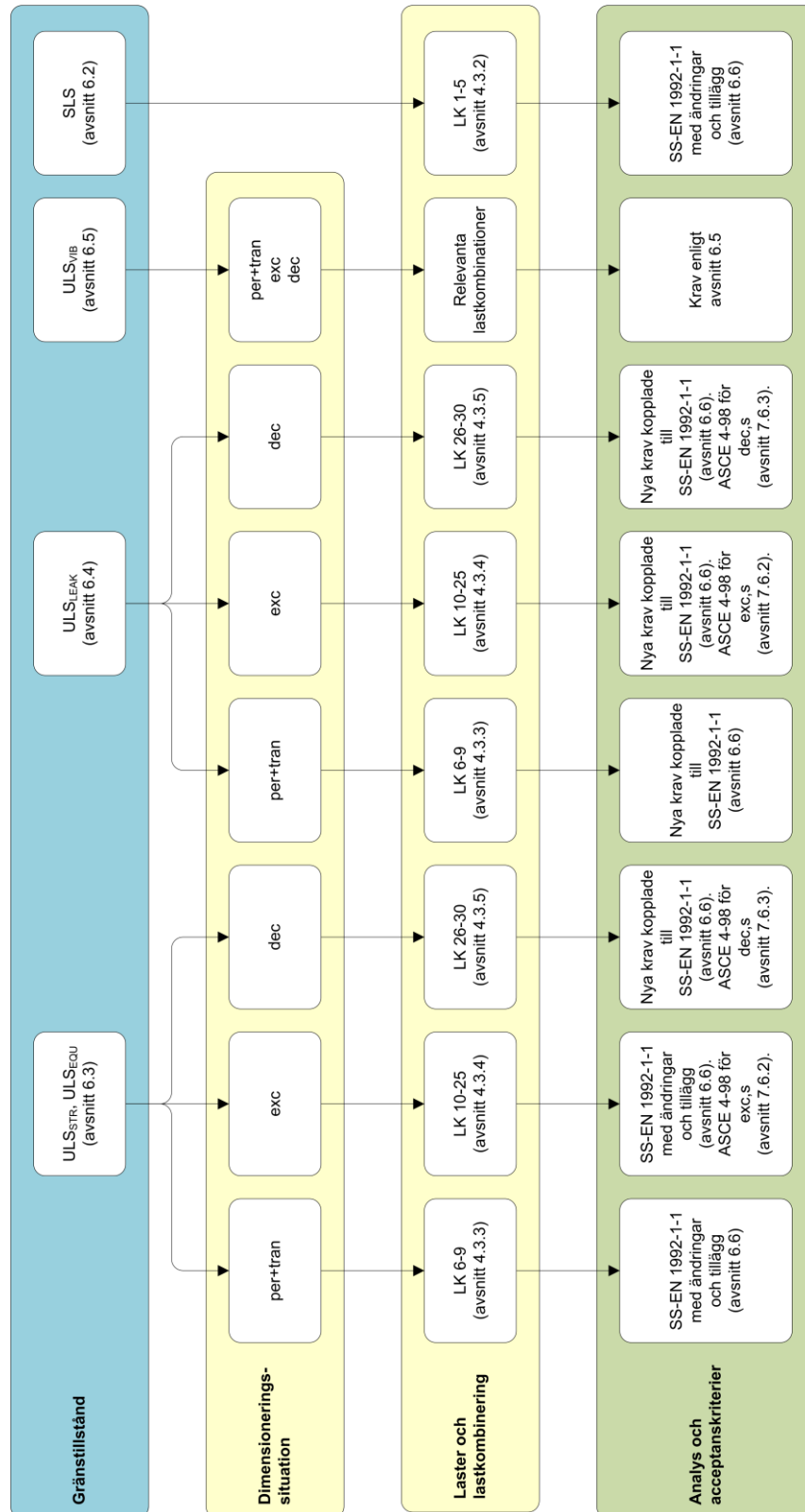
Laster och analyser gällande jordbävning behandlas i kapitel 7.

SS-EN 1992-1-1 [29] kapitel 11 och 12 utgår. Dessa kapitel behandlar bärverk av lättballastbetong samt bärverk av oarmerad och lätt armerad betong. Dessa konstruktionstyper bör ej användas för kärnkraftverksbyggnader eller säkerhetsrelaterade byggnader vid andra kärntekniska anläggningar³⁰. Även SS-EN 1992-1-1 [29] kapitel 10 utgår. Förtillverkade betongelement behandlas ej i DNB.

Krav gällande brandmotstånd behandlas ej.

En schematisk sammanfattning av dimensioneringsanvisningarna ges i Figur 6.1.

³⁰ Befintliga strålskydd, som även har en bärande funktion, kan på grund av att dimensionerna bestäms av strålskydds krav och ej av bärförmågekrav formellt komma att klassas som lätt armerad betong.



Figur 6.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för övriga byggnader.

6.2 Krav i bruksgränstillståndet

För lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.2 (SLS-ch, SLS-freq och SLS-qp) ska krav i bruksgränstillståndet enligt SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. Vidare ska de funktionskrav och brukbarhetskriterier som uppställts enligt avsnitt 3.7.3 och 3.10.4 visas vara uppfyllda, till exempel vad gäller krav på täthet.

6.3 Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet

6.3.1 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-per}$, $ULS_{STR-tran}$, $ULS_{EQU-per}$ och $ULS_{EQU-tran}$) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3 ska krav i SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda.

6.3.2 Exceptionella dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-exc}$ och $ULS_{EQU-exc}$) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4 ska krav i SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. För seismiska dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-exc,s}$ och $ULS_{EQU-exc,s}$) tillkommer krav enligt kapitel 7.

6.3.3 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För byggnadskonstruktioner som utgör, skyddar eller uppbär speciellt viktiga säkerhetsfunktioner och konsekvenslindrande system ska, om så anges i SAR, laster och lasteffekter till följd av postulerade mycket osannolika händelser beaktas.

För bärförmågekontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-dec}$ och $ULS_{EQU-dec}$), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5, är det tillfyllest om krav i SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt kan vara tillämpliga. För seismiska dimensioneringssituationer ($ULS_{STR-dec,s}$ och $ULS_{EQU-dec,s}$) tillkommer krav enligt kapitel 7. Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade ”cliff edge”-effekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet.

6.4 Krav i brottgränstillståndet, täthetsfunktion

6.4.1 Allmänt

För icke säkerhetsrelaterade byggnadsdelar kan SS-EN 1992-3 [30] tillämpas. Utvärderingen sker då i bruksgränstillståndet, se vidare avsnitt 6.2. För säkerhetsrelaterade byggnadsdelar får täthetskrav och acceptanskriterier uppställas från fall till fall. För säkerhetsrelaterade bassänger med tätplåt bör plåten vara av rostfritt stål samt bör svetsar i tätplåten förses med ett system för dränering och indikering av läckage³¹. Vid dimensionering av bassängers tätplåt och förankringar kan avsnitt 5.9.7 till 5.9.9 gällande inneslutningens tätplåt användas som vägledning. För bassänger med tätplåt bör även den bakomliggande betongkonstruktionen påvisas vara

³¹ Se t. ex. YVL E.6 [37]

vattentät vid normal användning³² (bruksgränskontroll enligt avsnitt 6.2). Detta för att säkerställa att inget otillåtet läckage från bassängen uppstår även om tätplåten skulle visa sig vara otät.

6.4.2 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ($U_{LEAK-per}$ och $U_{LEAK-tran}$), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3, ska krav i SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.4.1 och avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda.

6.4.3 Exceptionella dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ($U_{LEAK-exc}$), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4, ska krav i SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.4.1 och avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. För seismiska dimensioneringssituationer ($U_{LEAK-exc,s}$) tillkommer krav enligt kapitel 7.

6.4.4 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer ($U_{LEAK-dec}$), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5, är det tillfyllest om krav i SS-EN 1992-1-1 [29] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.4.1 och avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt kan vara tillämpliga. För seismiska dimensioneringssituationer ($U_{LEAK-dec,s}$) tillkommer krav enligt kapitel 7. Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade ”cliff edge”-effekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet.

6.5 Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer

Det ska visas att konstruktiva rörelsefogar vars funktion förutsätts vid dimensioneringen av byggnadskonstruktionerna ej sluts till följd av den sammanlagda effekten av deformationer och vibrationer.

Komponenter installerade i byggnaden kan vara känsliga för byggnadsdeformationer inkluderande relativdeformationer mellan olika infästningspunkter. Krav på begränsning av byggnadsdeformationer anges i anläggningsspecifika dokument.

Verifiering av i byggnaden installerade komponenter för uppkomna vibrationer utförs i den omfattning som är nödvändig enligt anvisningar i SAR. Denna utvärdering behandlas ej i DNB. Emellertid ger kapitel 7 anvisningar vad gäller dynamisk analys i samband med jordbävning, vilka även kan utgöra vägledning vid dynamisk analys för andra globala vibrationslaster.

³² Som vägledning kan användas de krav som anges i SS-EN 1992-3 [30] för täthetsklass 1

6.6 Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1

6.6.1 Inledning

När SS-EN 1992-1-1 [29] åberopas i dimensioneringsanvisningarna ska den tillämpas i sin helhet med de ändringar och tillägg som anges nedan.

Notera att detta avsnitt som redovisar dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1 [29] även åberopas vid dimensionering av reaktorinneslutningen. Ändringar och tillägg som endast avser reaktorinneslutningen markeras speciellt.

6.6.2 Allmänt

Kapitel 1 i SS-EN 1992-1-1 [29], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.2.1 Omfattning

Avsnitt 1.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Modifieras enligt avsnitt 2.2 och 2.3.

Oarmerade betongkonstruktioner ingår ej.

SS-EN 1990 [20], SS-EN 1991, SS-EN 1997 [32] och SS-EN 1998 [33] tillämpas i den omfattning som anges i föreliggande rapport.

Lättballastbetongkonstruktioner ingår ej.

6.6.2.2 Normativa hänvisningar

Avsnitt 1.2, SS-EN 1992-1-1 [29]

Modifieras enligt avsnitt 2.4.

För armering åberopas SS 212540 [40]. För spännarmering planeras att åberopa SS 212551 [13], SS 212552 [14], SS 212553 [15] och SS 212554 [16], när dessa har utkommit i gällande utgåva.

6.6.2.3 Förutsättningar

Avsnitt 1.3, SS-EN 1992-1-1 [29]

Modifieras enligt avsnitt 2.5.

6.6.2.4 Skillnaden mellan principer och råd

Avsnitt 1.4, SS-EN 1992-1-1 [29]

Modifieras enligt avsnitt 2.6.

6.6.3 Grundläggande dimensioneringsregler

Kapitel 2 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.3.1 Krav

Avsnitt 2.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Utöver de hänvisningar som görs till SS-EN 1990 [20] gäller anläggnings specifika krav enligt hänvisningar angivna i avsnitt 3.5. För laster och lastkombinationer hänvisas till kapitel 4.

6.6.3.2 Principer för dimensionering i gränstillstånd

Avsnitt 2.2, SS-EN 1992-1-1 [29]

Modifieras enligt avsnitt 3.7.

6.6.3.3 Grundvariabler

Avsnitt 2.3, SS-EN 1992-1-1 [29]

Avsnitt 2.3.1: För laster, lastkombinationer och tillhörande partialkoefficienter hänvisas generellt till kapitel 4.

Avsnitt 2.3.1: SS-EN 1991-1-1 [21], SS-EN 1991-1-2 [22], SS-EN 1991-1-3 [23], SS-EN 1991-1-4 [24], SS-EN 1991-1-5 [25], SS-EN 1991-3 [26] och SS-EN 1997 [32] tillämpas i den omfattning som anges i föreliggande dokument.

Avsnitt 2.3.1: Temperaturpåverkan, inverkan av sättning samt inverkan av krympning och krypning ska för säkerhetsrelaterade byggnader förutom för bruksgränstillståndet även beaktas i brottgränstillståndet för varaktiga, tillfälliga och exceptionella dimensioneringssituationer. Inverkan av ovanstående effekter behöver för mycket osannolika dimensioneringssituationer samt för ej säkerhetsrelaterade byggnader endast beaktas om de är av väsentlig betydelse, t.ex. för konstruktioners täthet eller i stabilitetsfall där andra ordningens effekter är betydande. I övriga fall behöver effekterna inte beaktas, förutsatt att bärverksdelarnas duktilitet och rotationsförmåga är tillräckliga.

Avsnitt 2.3.1.2 (2), 2.3.1.3 (3) och 2.3.2.2 (2): Utnyttjande av plastisk duktilitet bör begränsas för byggnader, gränstillstånd och dimensioneringssituationer där huvudsakligen elastiskt strukturbeteende förutsätts. Se avsnitt 6.6.6.1.

6.6.3.4 Verifiering med partialkoefficientmetoden

Avsnitt 2.4, SS-EN 1992-1-1 [29]

Modifieras enligt avsnitt 3.10.

Avsnitt 2.4.2.4 (1): För mycket osannolika dimensioneringssituationer, se avsnitt 3.7.2, sätts partialkoefficienten för material till samma värden som för exceptionella dimensioneringssituationer (dvs. 1,2 för betong samt 1,0 för ospänd och spänd armering).

Avsnitt 2.4.2: Lastfaktorer för krympning och förspänning (spännkraft) väljes enligt kapitel 4.

Avsnitt 2.4.2: Lägre värde på γ_c och γ_s får ej användas.

Avsnitt 2.4.3: Laster och lastkombinationer väljes enligt kapitel 4.

6.6.3.5 Tilläggskrav för grundkonstruktioner

Avsnitt 2.6, SS-EN 1992-1-1 [29]

Anm. 2 utgår vid kontroll av reaktorinneslutningen eftersom stycket är i strid med vad som anges i motsvarande avsnitt i ASME Sect III Div 2 [6].

6.6.3.6 Krav på infästningar

Avsnitt 2.7, SS-EN 1992-1-1 [29]

För infästningar i betong gäller CEN/TS 1992-4.1 [9], CEN/TS 1992-4.2 [10] och CEN/TS 1992-4.4 [11] med de ändringar och tillägg som anges i bilaga 6. Vidhäftande ankare och betongskruv är ej tillåtna för säkerhetsrelaterade betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar³³.

6.6.4 Material

Kapitel 3 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.4.1 Betong

Avsnitt 3.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Avsnitt 3.1.1 (2): Lättballastbetong utgår, se avsnitt 6.1.

Avsnitt 3.1.2: Lägsta tillåtna hållfasthetsklass för övriga byggnader bör ej väljas lägre än C25/30. För reaktorinneslutningen bör tillåten hållfasthetsklass vara minst C40/50, men ej högre än C70/85.

Avsnitt 3.1.2 (6): Utnyttjande av ökad tryckhållfasthet vid tidpunkter senare än 28 dagar ska i första hand bestämmas utifrån provning utförd vid aktuell tidpunkt. Vägledning ges i bilaga 7. Formel 3.1 ska först tillämpas efter särskild provning, där inverkan av miljöaspekter samt osäkerhet i den tidsberoende extrapoleringen beaktas.

Avsnitt 3.1.2 (9): Utnyttjande av ökad draghållfasthet vid tidpunkter senare än 28 dagar ska i första hand bestämmas utifrån provning utförd vid aktuell tidpunkt. Vägledning ges i bilaga 7. Formel 3.4 ska först tillämpas efter särskild provning, där inverkan av miljöaspekter samt osäkerhet i den tidsberoende extrapoleringen beaktas.

Avsnitt 3.1.4: Avsnitt gällande krypning och krympning tillämpas så länge något annat ej visas vara riktigare.

6.6.4.2 Armeringsstål

Avsnitt 3.2, SS-EN 1992-1-1 [29]

För armering åberopas SS 212540 [40].

Avsnitt 3.2.2 (3): Högsta tillåtna flytgräns är $f_{yk} = 500$ MPa.

Avsnitt 3.2.4: Armeringsstålets duktilitet ska minst uppfylla klass B med minsta brottöjning och seghetskvot enligt bilaga C. För strukturdelen som dimensioneras för dynamisk last utöver seismisk påverkan, där ett duktilt strukturbeteende tillgodoses, kan armering med högre duktilitet behöva utnyttjas. Stötbelastning eller impulslaster av betydande storlek är exempel på när användande av armering med högre duktilitet bör utredas. För reaktorinneslutningar bör armering tillhörande klass C användas.

Armeringsstångens diameter bör begränsas till maximalt 40 mm. Vid ett eventuellt införande av armeringsstänger med större diameter än 40 mm bör särskilda utredningar och provningar genomföras som bland annat inkluderar studier av armeringsstångens vidhäftning till betongen,

³³ I enlighet med ACI 349 [2].

betongens uppsprickning med tillhörande sprickvidder, armeringsskarvning samt förankring av armeringen.

Avsnitt 3.2.7: Värdet på dimensionerande gränstjöjning ε_{ud} begränsas för varmvalsad armering till det minsta av $\varepsilon_{uk} - 0,02$ eller $0,9\varepsilon_{uk}$. För mycket osannolik dimensioneringssituation (dec) tillåts det högsta av $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ eller $\varepsilon_{uk} - 0,02$.

6.6.4.3 Spännarmering

Avsnitt 3.3, SS-EN 1992-1-1 [29]

För spännarmering planeras att åberopa SS 212551 [13], SS 212552 [14], SS 212553 [15] och SS 212554 [16], när dessa har utkommit i gällande utgåva.

Avsnitt 3.3.2 (4): Lina eller tråd med låg relaxation (klass 2) ska användas.

Avsnitt 3.3.2 (6): För reaktorinneslutningens spännkablar krävs enligt Subarticle CC-2424 i ASME Sect III Div 2 [6] att relaxationsegenskaperna fastställs genom provning.

Avsnitt 3.3.2 (9): Temperaturen har stor påvisad effekt på relaxationsförlusterna. Om stålets medeltemperatur över tid förväntas överstiga 35°C bör därför relaxationsförlusterna särskilt utredas.

6.6.5 Beständighet och täckande betongskikt

Kapitel 4 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.5.1 Allmänt

Avsnitt 4.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Utöver vad som anges i avsnitt 4.1 (5) i SS-EN 1992-1-1 [29] kan tillkommande anläggnings-specifika krav finnas på när infästningar ska utföras av korrosionsresistent material.

6.6.5.2 Täckande betongskikt

Avsnitt 4.4.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Täckande betongskikt för spännkabelrör ska för reaktorinneslutningen ökas till $c_{\text{nom}} = 100$ mm.

6.6.6 Bärverksanalys

Kapitel 5 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.6.1 Allmänt

Avsnitt 5.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Avsnitt 5.1.1 (6): För säkerhetsrelaterade byggnadskonstruktioner bör i allmänhet eftersträvas ett huvudsakligen elastiskt strukturbeteende i bruksgränstillståndet samt i brottgränstillståndet för dimensioneringssituationerna tillfällig/varaktig och exceptionell, för lastpåverkan som ej inbegriper stöt- eller impulslaster. Endast viss plastisk omlagring vid bestämmande av snittkraftsfördelningen kan därför accepteras, om inte annat speciellt påvisas vara acceptabelt. Notera att en sådan omfördelning emellertid ej är tillåten för reaktorinneslutningen.

För samtliga seismiska dimensioneringssituationer bör emellertid endast linjärelastisk idealisering av strukturen tillämpas. För bassänger, tankar etc. med säkerhetsrelaterade täthetskrav (ULS_{LEAK}) där tätheten primärt upprätthålls med hjälp av en invändig tätplåt, rekommenderas

för dimensioneringssituationerna tillfällig/varaktig och exceptionell att en linjärelastisk idealisering tillämpas. Om viss plastisk omlagring ändå utnyttjas bör det tillses att armeringen närmast tätplåten ej plasticerar för fall då tätplåten är dragbelastad. Motsvarande rekommendationer som för bassånger med tätplåt ovan kan även användas när begränsning av sprickvidden är avgörande för att påvisa att konstruktionens täthetskrav uppfylls.

För temperaturlaster och andra typer av tvångskrafter kan emellertid hänsyn behöva tas till betongens uppsprickning, se avsnitt 3.9.1.2.

Rekommendationer i DNB vad gäller bärverksanalys sammanfattas i bilaga 8.

Avsnitt 5.1.3: För laster och lastkombinationer hänvisas till kapitel 4.

6.6.6.2 Linjärelastisk analys med begränsad omfördelning

Avsnitt 5.5, SS-EN 1992-1-1 [29]

Vissa begränsningar har införts vad gäller tillämpningen av detta avsnitt, se vidare avsnitt 6.6.6.1.

6.6.6.3 Plastisk analys

Avsnitt 5.6, SS-EN 1992-1-1 [29]

Vissa begränsningar har införts vad gäller tillämpningen av detta avsnitt, se vidare avsnitt 6.6.6.1.

6.6.6.4 Förspända bärverksdelar och bärverk

Avsnitt 5.10, SS-EN 1992-1-1 [29]

Schablonvärdet för $\Delta\sigma_{p,ULS}$ tillämpas ej.

6.6.7 Bruksgränstillstånd (SLS)

Kapitel 7 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.7.1 Begränsning av spänningar

Avsnitt 7.2, SS-EN 1992-1-1 [29]

Spänningar i armering och spännarmering ska ej överskrida de rekommenderade värdena.

6.6.7.2 Begränsning av sprickbredd

Avsnitt 7.3, SS-EN 1992-1-1 [29]

För reaktorinneslutningen bör betongsprickornas bredd begränsas oberoende av om aktuell exponeringsklass kräver det eller ej. Detta för att förhindra att oacceptabla töjningsnivåer uppstår lokalt i tätplåten, och för att säkerställa tätplåtsförankringarnas antagna kapacitet (bärförmåga respektive deformation). Härvid bör acceptabla sprickbredder närmast tätplåten fastställas för aktuell tätplåtskonfiguration. Kontroll att maximalt tillåtna sprickbredder enligt ovan ej överskrids kan då göras för LK 5 med M_t motsvarande tryck- och temperaturnivåer gällande för provtryckningen.

6.6.7.3 Begränsning av deformationer

Avsnitt 7.4, SS-EN 1992-1-1 [29]

7.4.1 (3): Anläggnings specifika krav på deformationer ska tillämpas i förekommande fall, se SAR och KFB samt projektspecifika dokument.

6.6.8 Brottgränstillstånd (ULS)

Kapitel 6 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.8.1 Lokalt tryck

Avsnitt 6.7, SS-EN 1992-1-1 [29]

Vid dimensionering av reaktorinneslutningar och andra byggnadskonstruktioner med viktiga säkerhetsfunktioner begränsas F_{Rdu} till $2,0f_{cd}A_{c0}$ ³⁴.

6.6.9 Detaljutformning av armering och spännarmering – allmänt

Kapitel 8 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.9.1 Allmänt

Avsnitt 8.1, SS-EN 1992-1-1 [29]

Avsnitt 8.1 (1): Enligt avsnitt 6.6.6.1 ställs krav på ett huvudsakligen elastiskt strukturbeteende vid seismiska dimensioneringssituationer. Regler angivna i kapitel 8 i SS-EN 1992-1-1 [29] anses därför tillämpliga även för seismiska effekter.

För andra typer av dynamiska laster kan reglerna som återges i kapitel 8 i SS-EN 1992-1-1 [29] vara otillräckliga. För strukturdelen som dimensioneras för stötbelastning eller impulslaster, där duktilt strukturbeteende tillgodoses, skall placering och utformning av armeringsskarvar samt förankring av armering särskilt utredas. Vidare rekommenderas att konstruktionen om så är möjligt utförs dubbelarmerad med samma armeringsmängd på båda sidor, samt att armeringen ej avkortas.

Avsnitt 8.1 (3): Lättballastbetong ej tillämplig, se avsnitt 6.1.

6.6.10 Detaljutformning av bärverksdelar samt särskilda regler

Kapitel 9 i SS-EN 1992-1-1 [29] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

6.6.10.1 Grundkonstruktioner

Avsnitt 9.8, SS-EN 1992-1-1 [29]

Avsnitt 9.8.2.1 (2): Oarmerad betong är ej tillämplig, se avsnitt 6.1. Runda grundplattor armeras i sin helhet, se anvisningar i SS-EN 1992-1-1 [29] kapitel 8 och 9.3.

6.6.11 Kompletterande regler för förtillverkade betongelement och betongkonstruktioner

Kapitel 10 i SS-EN 1992-1-1 [29]. DNB behandlar ej förtillverkade betongelement.

³⁴ I enlighet med ACI 349 [2] och ASME Sect III Div 2 [6].

6.6.12 Bärverk av lättballastbetong

Kapitel 11 i SS-EN 1992-1-1 [29]. Tillämpas ej.

6.6.13 Bärverk av oarmerad och lätt armerad betong

Kapitel 12 i SS-EN 1992-1-1 [29]. Tillämpas ej.

6.6.14 Bilagor i SS-EN 1992-1-1

6.6.14.1 Modifiering av partialkoefficienter för materialegenskaper

Bilaga A i SS-EN 1992-1-1 [29], tillämpas ej.

6.6.14.2 Krympning och krypning

Bilaga B i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

6.6.14.3 Armeringsegenskaper lämpliga att använda vid tillämpning av denna Eurocode

Bilaga C i SS-EN 1992-1-1 [29], tillämpas i sin helhet.

6.6.14.4 Detaljerad metod för beräkning av relaxationsförluster i spännarmering

Bilaga D i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

6.6.14.5 Rekommenderade hållfastheter med hänsyn till beständighet

Bilaga E i SS-EN 1992-1-1 [29], ej tillämplig enligt EKS [8].

6.6.14.6 Formler för dragen armering vid plana spänningstillstånd

Bilaga F i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

6.6.14.7 Samverkan mellan byggnadsverk och undergrund

Bilaga G i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

6.6.14.8 Globala andra ordningens effekter i bärverk

Bilaga H i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

6.6.14.9 Analys av pelardäck och stabiliserande väggskivor

Bilaga I i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

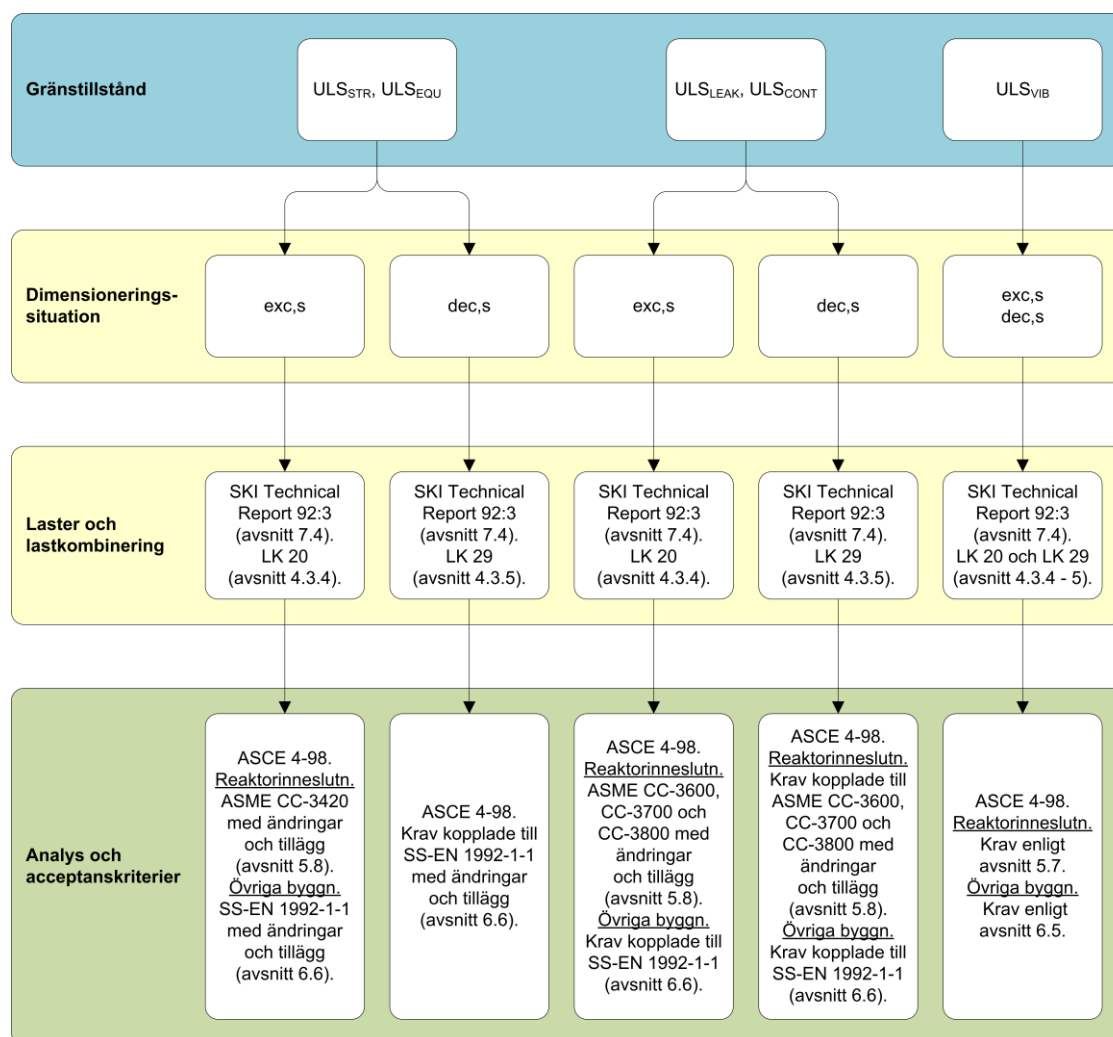
6.6.14.10 Detaljutformning i speciella fall

Bilaga J i SS-EN 1992-1-1 [29], kan tillämpas.

7. Dimensionering med avseende på jordbävning

7.1 Allmänt

En schematisk sammanfattning av dimensioneringsanvisningarna med avseende på jordbävning ges i Figur 7.1.



Figur 7.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar med avseende på jordbävning.

Övergripande dimensioneringsprinciper och generella krav för dimensionering med avseende på jordbävning redovisas i avsnitt 7.2 och avsnitt 7.3. Seismiska indata samt krav som ställs på jordbävningsanalyser redovisas därefter i avsnitt 7.4 och avsnitt 7.5.

Genomförandet av en säkerhetsverifiering beskrivs i avsnitt 7.6 medan huvuddelen av de detaljerade dimensioneringsanvisningarna för reaktorinneslutningen och för övriga byggnader följer vad som anges i kapitel 5 respektive kapitel 6.

7.2 Övergripande dimensioneringsprinciper

7.2.1 Inledning

Skandinavien är ett område med låg seismisk aktivitet. Historiskt sett finns det endast några enstaka jordbävningar registrerade som skulle kunna medföra skador på en modern byggnad eller industriell anläggning. Den påverkan på byggnader som skulle kunna uppstå till följd av en jordbävning har därför ansetts vara försumbar i förhållande till andra laster som kan förväntas uppträda under en byggnads livstid. När konstruktionsförutsättningarna togs fram för de äldsta svenska kärnkraftsanläggningarna innehöll dessa därför följaktligen inga krav på bärförmåga eller upprätthållande av säkerhetsfunktioner med avseende på jordbävningens påverkan.

Utvecklingen av säkerhetsmedvetandet inom kärnkraftsindustrin medförde efter hand en ökad förståelse för att seismisk påverkan måste hanteras inom kravbilderna för anläggningar med kärnteknisk verksamhet i Sverige. Vid dimensioneringen av de senast uppförda kärnkraftsanläggningarna, Oskarshamn 3 och Forsmark 3 i slutet av 1970-talet, ingick därför krav på beaktande av jordbävning. I brist på statistiskt underlag avseende större inträffade jordbävningar i Skandinavien dimensionerades dessa anläggningar för en maximal markacceleration av 0,15g horisontellt och 0,10g vertikalt med markresponsspektra enligt USNRC RG 1.60 [42].

I syfte att ta fram markskakningsförlopp att användas vid säkerhetsanalys av de svenska kärnkraftsanläggningarna, inleddes i mitten av 1980-talet ett samarbetsprojekt mellan Statens kärnkraftsinspektion (SKI) och de svenska kraftbolagen. Resultatet av detta arbete presenterades i SKI Technical Report 92:3 [35]. I denna rapport redovisas markresponsspektra för typiska svenska bergförhållanden vid olika överskridandenivåer uttryckt i antal händelser/år (10^{-5} , 10^{-6} och 10^{-7}).

I SKIFS 2004:2 (nuvarande beteckning SSMFS 2008:17 [39]) som trädde i kraft 2005 infördes jordbävning såsom ett av flera naturfenomen som de svenska anläggningarna ska ha tålighet mot.

Inom ramen för senare års genomförda moderniseringsprogram vid de svenska kärnkraftverken, har omfattande modifieringar genomförts för att anläggningarna ska kunna upprätthålla erforderliga säkerhetsfunktioner i händelse av en jordbävning. Härvid har anläggningarna analyserats med avseende på säker avställning för en jordbävning motsvarande en sannolikhet för överskridande av en gång på 100 000 år (10^{-5}) enligt SKI Technical Report 92:3 [35].

7.2.2 Tillämpliga normer för jordbävningsdimensionering

7.2.2.1 Eurokod 8

SS-EN 1998-1:2004; Eurokod 8 [33] gäller vid dimensionering och konstruktion av byggnader och byggnadsanläggningar i seismiska områden i Europa. Huvudsyftet med denna standard är enligt SS-EN 1998 [33], avsnitt 1.1.1 att säkerställa att människoliv skyddas, skador begränsas och att byggnader viktiga för allmänhetens säkerhet förblir driftsmässiga.

Det ska observeras att SS-EN 1998 [33] endast innehåller tilläggskrav för seismiska områden utöver de krav som anges i övriga tillämpliga delar av Eurokoderna. SS-EN 1998 [33] är alltså att betrakta som ett kompletterande regelverk till de övriga Eurokoderna.

En viktig begränsning av SS-EN 1998 [33] är att den, på samma sätt som för övriga delar av Eurokoderna, formellt inte gäller för kärnkraftverk, offshore-anläggningar och stora dammkonstruktioner.

Enligt SS-EN-1998 [33], Bilaga NA avsnitt 2.1 har Boverket inte funnit det nödvändigt att utge några föreskrifter eller allmänna råd avseende reglerna för seismisk påverkan i SS-EN 1998 [33], eftersom denna Europastandard endast torde komma till användning i Sverige i mycket särskilda fall och då fordras specialkompetens. Vägverket anger sin ståndpunkt i SS-EN-1998 [33], Bilaga NA avsnitt 2.2. Man anser att vid dimensionering av bärverk i Sverige behöver jordbävning inte beaktas eftersom övriga delar av Eurokoderna normalt säkerställer bärverkets bärförmåga, stadga och beständighet för de nivåer på jordbävning som skulle kunna uppkomma i Sverige.

Enligt SS-EN-1998 [33] rekommenderas att byggnader i seismiska regioner dimensioneras för en seismisk last med en sannolikhet för överskridande av 10 % under 50 år och med en genomsnittlig återkomsttid av 475 år. Med en så kort återkomsttid skulle den dimensionerande markaccelerationen, a_g , för svenska förhållanden sannolikt ge som resultat att Sverige som helhet skulle bli definierat såsom ett lågseismiskt eller mycket lågseismiskt område enligt nomenklaturen i SS-EN-1998 [33] och att effekterna av de seismiska lasterna med god marginal skulle täckas in av konventionella laster som exempelvis vindlasten. Därav riktlinjerna från Boverket och Vägverket enligt ovan, d.v.s. att SS-EN 1998 [33] normalt inte behöver tillämpas och att övriga delar av Eurokoderna är tillräckliga för att säkerställa bärverkets bärförmåga.

Förutsättningarna för byggnadskonstruktioner vid kärnkraftsanläggningar i Sverige avviker emellertid från vad som gäller för broar och konventionella anläggningar och industribyggnader. Exempelvis inrymmer byggnader vid kärnkraftverk utrustning med viktiga säkerhetsfunktioner för förhindrande av skadlig omgivningspåverkan och för skydd av människors liv och hälsa med avseende på olyckshändelser med mycket lägre sannolikhet för inträffande än vad som behöver beaktas för vanliga byggnadsverk i Sverige. En sådan osannolik händelse är jordbävning. SSM anger också specifikt i SSMFS 2008:17 [39] att kärnkraftsreaktorer i Sverige ska vara dimensionerade för att motstå effekterna av en jordbävning.

Dimensioneringsfilosofin i SS-EN-1998 [33] baseras på att byggnadskonstruktionerna ska uppta energi genom olinjär materialrespons i svängningsförloppet. Detta möjliggörs av en duktil design med detaljerade krav på armeringsutformning i betongkonstruktioner. Dock tillåts enligt SS-EN-1998 [33], avsnitt 5.2.1(2) att betongkonstruktioner under vissa förutsättningar dimensioneras såsom s.k. icke-dissipativa bärverk, d.v.s. utan beaktande av materialets icke-linjära egenskaper. Därvid kan man bortse från specifika krav på duktil armeringsutformning och dimensioneringen kan i övrigt genomföras utifrån de vanliga bestämmelserna för betongkonstruktioner enligt SS-EN 1992-1-1 [29].

Sammanfattningsvis kan det konstateras att SS-EN-1998 [33] formellt sett inte är tvingande för användning i Sverige och att det inte heller finns specificerat nationella parametrar som möjliggör framtagning av dimensionerande markresponsspektra för design. Vidare är SS-EN-1998 [33] otillräcklig för verifiering av de speciella byggnadsrelaterade säkerhetsfunktioner som gäller vid kärntekniska anläggningar.

7.2.2.2 ACI 318 och ACI 349

ACI 318 [1] föreskriver minimikrav för alla typer av ordinära byggnader i USA. Dessa byggnader består företrädesvis av momentupptagande ramkonstruktioner som är dimensionerade för ett elastiskt strukturbeteende för alla laster och lastkombinationer utom för jordbävning, då olinjär analys accepteras vid dimensionering. För att möjliggöra att konstruktionerna kan ta upp inelastiska effekter under lastväxlingsförloppet vid en jordbävning, ställs det i ACI 318 [1], kapitel 21 speciella detaljkrav på armeringsutformningen. I ACI 318 [1] avsnitt 21.1.1.1 anges explicit att kraven i kapitel 21 endast behöver uppfyllas om de dimensionerande jordbävningslasterna har bestämts under antagande om energiupptagning via olinjär strukturre-

spons. För lågseismiska områden behöver kraven i kapitel 21 inte tillämpas utan de vanliga kraven i övriga kapitel av ACI 318 [1] anses ge tillräcklig robusthet hos konstruktionen.

ACI 349 [2] är framtagen för dimensionering av säkerhetsrelaterade byggnader vid kärntekniska anläggningar. Dessa byggnader består till största del av bärande konstruktioner av typ skivväggar och grova bjälklagskonstruktioner. Byggnadskonstruktionerna är dimensionerade för ett elastiskt strukturbeteende för samtliga laster och lastkombinationer (utom för speciella missil- eller impulslaster) inklusive kombinationer som innehåller den dimensionerande jordbävningen (DBE). Huvudanledningen till valet av typ av bärande system och den elastiska dimensioneringsprincipen är förstås att tillförsäkra kärntekniska byggnadskonstruktioner en robust design med höga säkerhetsmarginaler.

Trots att de flesta byggnader vid kärntekniska anläggningar alltså är dimensionerade för huvudsakligen elastiskt strukturbeteende, har i ACI 349 [2], kapitel 21 ändå minimikraven på armeringsutformning för områden med hög seismisk risk enligt ACI 318 [1], kapitel 21 införts. Den viktigaste anledningen till detta är, utöver att få ett så konsistent regelverk som möjligt mellan ACI 318 [1] och ACI 349 [2], att tillförsäkra en ytterligare säkerhetsmarginal för den osannolika händelsen att en jordbävning större än den dimensionerande DBE inträffar.

7.2.2.3 ASCE 4-98

Det finns ett stort antal olika handböcker som behandlar olika aspekter kring dynamisk bärverksmodellering och analys. ASCE 4-98 [4] är en standard som anger minimikrav och acceptabla metoder för jordbävningsanalys av kärntekniska anläggningar. Denna standard ger en heltäckande kravbild av beräkningsprocessen vid seismisk bärverksanalys inklusive hur indata ska tas fram för verifiering av säkerhetssystem monterade i byggnaden. ASCE 4-98 [4] täcker i princip in alla tillämpliga krav i Regulatory Guides och Standard Review Plan utgivna av USNRC tidigare än 1998, exempelvis RG 1.61 [43], RG 1.92 [44], SRP 3.7.1 [48] och SRP 3.7.2 [49] och ger en mer omfattande bakgrundsinformation till kravbilden, jämfört med vad som anges i de officiella USNRC dokumenten.

7.2.3 Övergripande metodik för seismisk dimensionering

Den seismiska dimensioneringen av säkerhetsrelaterade byggnader, system och komponenter kan genomföras utgående ifrån följande tre delsteg:

1. Definiera den dimensionerande jordbävningen
2. Identifiera de säkerhetsfunktioner som måste upprätthållas vid denna jordbävning
3. Verifiera att dessa säkerhetsfunktioner upprätthålls under och efter en jordbävning

Grundprinciperna för dessa tre delsteg beskrivs översiktligt i följande avsnitt.

7.2.3.1 Dimensionerande jordbävning

Den övergripande säkerhetsprincipen för hantering av seismisk påverkan vid kärnkraftverk är att de byggnader, system och komponenter som behövs för att ställa av reaktorn och hålla den kvar i ett säkert läge ska tåla en dimensionerande jordbävning, en så kallad Safe Shutdown Earthquake (SSE). Ur djupförsvarssynpunkt³⁵ ska även inneslutningsfunktionen och de konsekvenslindrande systemen kunna fullgöra sin funktion vid en SSE.

³⁵ Begreppet ”djupförsvar”, se 1 kap i SSMFS 2008:1 [38].

I syfte att kunna inkludera även byggnader som visserligen inte ombesörjer en säker avställning av reaktorn, men som innehar andra säkerhetssystem vars funktion bedöms som viktiga att säkerställa vid en jordbävning, används i DNB den mer generella beteckningen DBE istället för SSE, för den dimensionerande jordbävningen.

I avsnitt 2 av SKI Technical Report 92:3 [35] anges att vissa speciellt viktiga säkerhetsfunktioner ska kvalificeras för en jordbävning med en styrka utöver den dimensionerande DBE, i det följande benämnd Design Extension Earthquake (DEE).

7.2.3.2 Identifiering av erforderliga säkerhetsfunktioner

För respektive seismisk dimensioneringssituation identifieras de byggnader, system och komponenter vilkas säkerhetsfunktion erfordras under och efter en jordbävning, samt även byggnader, system och komponenter som visserligen inte upprätthåller säkerhetsfunktioner men vilka vars bortfall eller förlust av bärförmåga skulle kunna skada säkerhetsrelaterad utrustning.

Detta genomförs med stöd av en seismisk klassningsprocedur. Det finns tre olika klasser (1, P och N), utifrån vilken typ av säkerhetsfunktion som måste upprätthållas, se Tabell 7.1.

Tabell 7.1 - Seismisk klassning för byggnader, system och komponenter

Seismisk klass	Byggnader	Rörsystem	Pump/ventil	Elutrustning
1	Täthet	Passiv funktion ¹⁾	Aktiv funktion	Aktiv funktion
P	Bärande funktion	Mekanisk integritet	Mekanisk integritet	-
N	Inga krav ²⁾	Inga krav ²⁾	Inga krav ²⁾	Inga krav ²⁾

1) Avser exempelvis förmåga att släppa fram vatten eller ånga.

2) Inga krav avseende täthet eller bärande funktion, dock gäller vedervågningsprincipen: Byggnader, system eller systemdelar i seismisk klass N får inte äventyra funktionen hos byggnader, system eller systemdelar i seismisk klass 1 eller P.

För specifikt byggnadskonstruktionerna kan kraven för respektive seismisk klass beskrivas utförligare enligt Tabell 7.2.

Tabell 7.2 - Exempel på olika typer av krav på byggnadskonstruktionerna

Seismisk klass	Säkerhetsfunktion	Krav (exempel)
1	Täthet	Täthet över inneslutningens tätplåt, inklusive bassängbottenplåt.
		Täthet över inneslutninglock (BWR).
		Täthet över slussar och andra serviceöppningar genom inneslutningskärlet.
		Täthet över foderrör vid rörgenomföringar i inneslutningskärlet.
		Täthet mellan primär- och sekundärutrymmen (BWR).
		Täthet över tätplåt i bränsle- och hanteringsbassänger.
		Täthet över byggnadselement för skydd mot läckage från tankar i avfallsbyggnader.
		Täthet i kulvertar mot läckage från omslutna rörsystem som innehåller vätskeformigt aktivt avfall.
P	Bärande funktion	Upprätthållen integritet hos den lastbärande byggnadsstommen.
		Bära upp och skydda system och komponenter med säkerhetsfunktion.
N	Inga krav	Inga krav avseende täthet eller bärande funktion, dock gäller vedervågningsprincipen: Byggnader eller byggnadsdelar i seismisk klass N får inte äventyra funktionen hos byggnader, system eller systemdelar i seismisk klass 1 eller P.

7.2.3.3 Säkerhetsverifiering

Verifiering av en anläggnings förmåga att stå emot en jordbävning kan ske genom användning av endera av följande metoder eller en kombination av dem:

- erfarenhetsbaserade metoder
- provning
- beräkningar och strukturanalyser

De erfarenhetsbaserade metoderna används huvudsakligen för att utvärdera befintliga anläggningars förmåga att tåla jordbävningar. Dessa metoder kan användas på anläggningar som från början inte dimensionerats för att klara en jordbävning så väl som på anläggningar som konstruerats för en viss jordbävningmagnitud, men där man senare vill verifiera anläggningen för en högre magnitud. De mest kända av dessa metoder är SMA och SPSA.

Provning av komponenter sker på skakbord enligt fastställda rutiner och för utrustning som är svår att verifiera med andra metoder. Vanligtvis gäller detta elkompontener samt komponenter och enheter till styrsystem.

Den helt dominerande metoden för säkerhetsverifiering av byggnadskonstruktioner är numerisk simulering med användning av dynamiska strukturanalyser. I avsnitt 7.5 behandlas krav och förutsättningar för denna typ av verifieringsmetoder.

7.3 Grundläggande krav

7.3.1 Allmänt

Laster på byggnader som uppkommer till följd av jordbävning rörelser i marken betecknas som olyckslaster (E_{DBE} respektive E_{DEE}) i avsnitt 4.2.3 och 4.2.4. Dimensionerande lastkombinationer med avseende på seismisk last i kombination med andra samverkande laster behandlas i avsnitt 4.3.4 och 4.3.5.

Det finns två dimensioneringssituationer:

- Exceptionell seismisk dimensioneringssituation (jordbävning DBE)
- Mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation (jordbävning DEE)

Dessa kan för byggnadsdimensioneringen kategoriseras enligt Tabell 7.3.

Tabell 7.3 - Kategorisering av dimensioneringssituationerna

Händelse	Dimensioneringssituation	Händelseklass	Gränstillstånd
Jordbävning - DBE	Exceptionell, seismisk	H4	ULS-exc,s
Jordbävning - DEE	Mycket osannolik, seismisk	H5	ULS-dec,s

7.3.2 Grundläggande krav

Enligt vad som redovisats i avsnitt 7.2.2.2, kan ACI 349 [2] tillämpas vid dimensionering av säkerhetsrelaterade byggnader vid kärntekniska anläggningar. En grundläggande dimensioneringsprincip i ACI 349 [2] är att tillförsäkra konstruktionen elastisk respons för samtliga lastkombinationer inklusive de där jordbävning ingår. Kapitel 21 i ACI 349 [2] är hämtat från motsvarande kapitel i ACI 318 [1] och ställer krav på detaljutformning av armering.

Kraven i kapitel 21 i ACI 318 [1] och ACI 349 [2] har likartat syfte som motsvarande krav i avsnitt 5 av SS-EN-1998 [33], nämligen att säkerställa en duktil armeringsutformning. Emellertid rekommenderar SS-EN-1998 [33] s.k. icke-dissipativa bärverk för lågseismiska områden, som exempelvis Sverige. Detta innebär att bärverk då dimensioneras för jordbävning på samma sätt som för andra laster enligt SS-EN 1992-1-1 [29] och att duktilitet med tillhörande komplicerad armeringsutformning inte utnyttjas.

Mot bakgrund av vad som beskrivits ovan är det rimligt att ansätta en dimensioneringsstrategi för byggnader vid svenska kärntekniska anläggningar enligt följande.

För reaktorinneslutningar gäller dimensionering enligt ASME Section III, Div 2 [6], enligt vad som anges i kapitel 5. Därmed tillförsäkras reaktorinneslutningen en elastisk design för jordbävninglast och även en duktil armeringsutformning som säkerställer robusthet för en osannolik jordbävning utanför dimensioneringsförutsättningarna.

För övriga byggnader i seismisk klass 1 och P gäller att dessa dimensioneras så att elastiskt strukturbeteende erhålls vid DBE. De seismiska lasterna hanteras på konventionellt sätt i enlighet med principerna för exceptionella dimensioneringssituationer enligt SS-EN 1992-1-1 [29] och i kapitel 6. Ingen speciell armeringsutformning enligt principerna i ACI 349 [2] eller SS-EN-1998 [33] erfordras, förutsatt att det med linjärelastiska analyser kan visas att inga ”cliff-edge” effekter uppstår för en jordbävning med en högre magnitud än (DBE), i enlighet med avsnitt 2.39 i IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [17].

Hela SS-EN-1998 [33] utgår och tillämpas endast då den speciellt åberopas.

7.4 Seismisk indata

7.4.1 Dimensionerande markresponspektra

Dimensionerande jordbävning för att påvisa säker avställning av reaktorn (jordbävning-DBE) definieras för de svenska kärntekniska anläggningarna i Forsmark, Oskarshamn och Ringhals som en jordbävning med en årlig överskridandefrekvens motsvarande 10^{-5} , med markresponspektra för en typisk ”hard rock site” enligt SKI Technical Report 92:3 [35], Appendix 1.

Jordbävningarnivån för de byggnader och byggnadsdelar för vilka robusthet behöver visas för en mycket osannolik jordbävning (jordbävning-DEE) bestäms av Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM).

I vissa fall kan det vara lämpligt att ta fram accelerations-tidshistorier som matchar dimensionerande markresponspektra. Krav på sådana artificiella tidshistorier finns i ASCE 4-98 [4], avsnitt 2.3 och 2.4.

7.5 Krav på analysmetoder

7.5.1 Strukturmodellering

7.5.1.1 Inledning

Till skillnad mot vid statiska lastfall då lastvärdena är bestämda oberoende av den matematiska modellen av bärverket, beror storleken på de seismiska lasterna av bärverkets dynamiska egenskaper. Detta innebär att kraven på den använda bärverksmodellen med tillhörande beräkningsanalyser måste vara betydligt större vid seismisk påverkan än vid konventionella statiska beräkningar.

Kraven på strukturmodellering och analys i ASCE 4-98 [4] ger sammantaget mer stringenta och rigorösa regler än motsvarande i SS-EN-1998 [33]. ASCE 4-98 [4] används därför i det följande som huvudreferens för krav på modellering och analys.

7.5.1.2 Allmänna krav

ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.1.1. anger några allmänna grundläggande krav på bärverksmodellering.

7.5.1.3 Materialvärden

Vid linjärelastiska jordbävningberäkningar, för beräkning av egenfrekvenser såväl som för beräkning av snittkrafter och deformationer i strukturen, används medelvärden av elasticitetsmodulen (E_{cm}) enligt principerna i SS-EN 1992-1-1 [29], avsnitt 5.4. Värden på elasticitetsmodulen (E_{cm}) beräknas enligt SS-EN 1992-1-1 [29], Tabell 3.1.

Rekommenderat värde på tvärkontraktionstalet (ν) är 0,2 för osprucken och 0 för sprucken betong, enligt SS-EN 1992-1-1 [29], avsnitt 3.1.3.

För eventuella olinjära beräkningar kan generella spännings-töjningssamband enligt SS-EN 1992-1-1 [29], avsnitt 3.1.5 tillämpas.

7.5.1.4 Modellering av styvhet

Vid beräkning kan man i normalfallet anta styvheter i strukturen motsvarande ospruckna tvärsnitt och medelvärden av elasticitetsmodulen (E_{cm}). Detta innebär att strukturmodellen kan baseras på nominella dimensioner av de olika byggnadsdelarna.

Om en linjärelastisk analys tyder på omfattande uppsprickning måste detta beaktas. Härvid fordras en kvalificerad bedömning av styvhetsreduktionen vid en uppdaterad linjärelastisk beräkning, varvid ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.1.3 kan ge vägledning. En acceptabel metod att beakta egenskaperna hos uppsprucken betong är att reducera styvheten hos uppspruckna konstruktionsdelar med en reduktionsfaktor enligt ASCE 43-05 [5], Section 3.4.1.

7.5.1.5 Modellering av massfördelning

Den generella massfördelningen i den bärande byggnadskonstruktionen kan definieras direkt i strukturmodellen via de geometriska storheterna av de bärande elementen och materialets tunghet. I tillägg till massan av den bärande byggnadskonstruktionen kan en jämnt utbredd massa på respektive bjälklag av storleksordningen 250 kg/m^2 inkluderas. Denna tilläggs massa representerar diverse permanent monterad utrustning, rörsystem och kabelrännor enligt SRP 3.7.2 [49]. Enskilda tyngre installationer i anläggningen kan beskrivas som jämnt utbredda massor, alternativt som diskreta punktmassor.

Bärverksmodellen som används för beräkning av de seismiska lasteffekterna ska dessutom innehålla massan av de kvasipermanenta delarna av den variabla lasten ($\psi_2 Q_k$). Tillämpliga värden på ψ_2 för olika variabla laster kan erhållas från SS-EN 1990 [20] + EKS [8], tabell A1.1 som också visas i Tabell 4.2. Vad gäller den medverkande massan från den nyttiga lasten på bjälklagsplan i byggnaden bör valt värde tas fram utifrån en bästa bedömning, men bör inte underskrida 25 % ($\psi_2 \geq 0,25$) av massan av den dimensionerande nyttiga lasten, enligt ASCE 43-05 [5], avsnitt 3.4.2.

7.5.1.6 Modellering av dämpning

Dämpning är ett mått på konstruktionens förmåga att absorbera energi vid dynamisk påverkan. Dämpningen är beroende av olika faktorer såsom typ av fogar och förbindningar mellan olika konstruktionsdelar, typ av material, betongens eventuella uppsprickning, samt storleken på spänningen som uppstår i konstruktionen.

Lasteffekter vid jordbävningpåverkan beräknas vanligtvis med modaldynamisk analysmetod eller med hjälp av direkt integrationsmetod. Dämpningsvärden att använda vid dessa analysmetoder kan erhållas från ASCE 4-98 [4], tabell 3.1-1 för olika typer av material. I ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.1.2.2 anges vidare de principer som är tillämpliga för dimensionering och strukturell verifiering av byggnadskonstruktioner respektive vid framtagning av sekundärresponspektra för analys av säkerhetsrelaterade installationer i byggnaden.

Det ska emellertid observeras att USNRC i sin senaste version av Reg. Guide 1.61 [43] från mars 2007 har justerat de dämpningsvärden som gäller för låga spänningsvärden i byggnadsstrukturen, tillämpliga vid verifiering av säkerhetssystem i byggnaden. Därför kan dämpningsvärden för byggnadskonstruktioner av betong bestämmas i enlighet med Tabell 7.4. Principerna för definition av spänningsnivå 1 respektive 2 framgår av ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.1.2.2 och är i allt väsentligt kompatibla med motsvarande principer i Reg. Guide 1.61 [43]. I praktiken kan spänningsnivå 2 alltid användas vid seismisk dimensionering, medan spänningsnivå 1 som regel måste användas vid framtagning av sekundärresponspektra i byggnaden.

Tabell 7.4 - Dämpningsvärden (% av kritisk dämpning) enligt RG 1.61 [43], med definition av spänningsnivå enligt ASCE 4-98 [4].

Konstruktionsmaterial	Spänningsnivå 1	Spänningsnivå 2
Slakarmerad betong	4 %	7 %
Spännarmerad betong	3 %	5 %

7.5.1.7 Modellering av hydrodynamiska effekter

Hydrodynamiska effekter av stora vattenvolymer i exempelvis bränsle- och hanteringsbassänger och kondensationsbassänger kan beaktas enligt ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.5.4. Härvid avses både den påverkan som erhålls på byggnadens dynamiska egenskaper (egenfrekvenser) såväl som direkta resulterande dynamiska lasteffekter mot bassängernas ytterväggar och golv samt avskiljande väggar mellan olika bassängdelar.

Avsnitt 3.1.6 i ASCE 4-98 [4] anger acceptabla metoder för modellering av hydrodynamiska effekter av vatten i bassänger. Specifikt anges i avsnitt 3.1.6.3 i ASCE 4-98 [4] exempel på metoder för beskrivning av de konvektiva och impulsiva effekterna av vattnet.

7.5.2 Krav på strukturanalys

7.5.2.1 Allmänna krav

Följande metoder är acceptabla att använda vid seismisk responsanalys av säkerhetsrelaterade byggnader vid kärntekniska anläggningar:

1. Tidshistoriemetod
2. Resonsspektrummetod
3. Ekvivalent statisk metod

Krav vid användning av dessa metoder anges i följande avsnitt.

7.5.2.2 Tidshistoriemetod

Tidshistorieanalys kan genomföras med linjära eller olinjära analysmetoder.

Modal dynamisk tidshistorieanalys är den vanligaste linjära analysmetoden. Jordbävningen beskrivs då i form av accelerations-tidshistorier som indata. Krav på analysmetoden anges i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.2.1. Det ska observeras att USNRC inte stödjer de principer som anges i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.2.1(f) beträffande hur många moder som måste inkluderas vid modal superponering. USNRC anser att ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.2.1(f) är icke-konservativt och rekommenderar istället Regulatory Guide 1.92 [44] för modal superponering och hantering av den massa som inte exciterats inom den modala basen ("missing mass"). Därför bör ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.2.1(f) användas med försiktighet och om inte all massa har inkluderats i analysen, bör det visas att effekten av detta kan anses vara försumbart.

Som alternativ till modal dynamisk analys kan direkt numerisk integrationsmetod användas, se ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.2.2.

För fall där geometriska icke-lineariteter, som exempelvis glapp mellan konstruktionsdelar, har en signifikant inverkan på resultatet eller där materiella icke-lineariteter som exempelvis plas-

ticering eller friktion uppstår kan olinjära tidshistoriemetoder användas. Krav på dessa metoder anges i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.3.

7.5.2.3 Responsspektrummetod

Med stöd av responsspektrummetoden kan man beräkna den maximala responsen hos byggnaden då den exciteras med en jordbävning som definieras i form av ett markresponsspektrum. Beräkningen av maxvärdena görs genom att kombinera de maximala responserna för de medverkande moderna. I ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.3 redovisas krav på användning av responsspektrummetoden. Beträffande tillämpningen av ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.2.2.1(f), se avsnitt 7.5.2.2.

7.5.2.4 Ekvivalent statisk metod

Ekvivalenta statiska metoder för beräkning av lasteffekter i byggnader vid jordbävningpåverkan tillåts ofta i nationella normer för enklare bärverk med huvudsakligen symmetrisk utformning och massfördelning. För mer komplexa byggnadsutformningar är metoden olämplig, liksom så finns stora restriktioner för metodens tillämpning vid kärntekniska anläggningar. Generellt sett har de ekvivalenta statiska metoderna sitt huvudsakliga värde i enklare överslag och rimlighetsbedömningar av resultat från mer rigorösa dynamiska analyser. Kraven på användning av ekvivalenta statiska metoder för säkerhetsrelaterade byggnader finns redovisade i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.5.

7.5.2.5 Multipla supportsystem

För byggnadsdelar eller säkerhetssystem som är upplagda på olika byggnader eller på olika våningsplan inom byggnaden, måste effekten av att olika insignaler belastar strukturen beaktas, enligt krav beskrivna i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.6.

7.5.2.6 Kombination av moder och komponentriktningar

Krav på hur moder och excitationsriktningar ska kombineras vid användning av responsspektrummetoden och hur excitationsriktningar ska kombineras vid användning av tidshistoriemetoden redovisas i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.7. I detta sammanhang är det viktigt att understryka att tidshistorierna för de tre vinkelräta excitationsriktningarna måste kunna visas vara inbördes statistiskt oberoende, för att dessa ska kunna hanteras simultant i en numerisk modell vid en tidshistorieanalys. Om de tre riktningarna har ett statistiskt beroende måste varje riktning hanteras separat och strukturens respons ska då kombineras som beskrivs i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.2.7.2.

7.5.2.7 Mark-struktur samverkan

I jämförelse med andra typer av dynamisk påverkan på byggnadskonstruktioner så utgörs jordbävningens lasten av rörelser i undergrunden snarare än en pålagd yttre last. Den effektiva lasten på byggnaden måste därför uttryckas i denna rörelse. Framtagna jordbävningens laster i form av frekvens-responsspektra alternativt syntetiska tidshistorier för svenska kärntekniska anläggningar i SKI Technical Report 92:3 [35] beskriver markens rörelse i fritt fält utan påverkan av byggnadens närvaro.

Beroende på jordbävningens lastens karakteristik, grundläggningsförhållande och strukturens dynamiska egenskaper kommer den verkliga rörelsen av byggnadsgrunden att avvika från rörelsen i fritt fält. För en lätt byggnad med böjvek grundkonstruktion placerad på berg eller på jordlager med hög styvhet blir avvikelserna försumbara, eftersom denna byggnad transmittar en

liten andel energi till omgivningen via grunden. En tung byggnad med relativt sett styvare bottenplatta grundlagd på lösare jordlager har däremot en större förmåga att stråla ut energi till sin omgivning, vilket medför att rörelsen i byggnadens grundkonstruktion kan avvika kraftigt från rörelsen i fritt fält.

I det fall en väsentlig skillnad kan förväntas mellan markrörelsen i fritt fält och markrörelsen under påverkan från byggnaden, anges i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.3 att hänsyn ska tas i analysen till den samverkan som sker mellan struktur och mark, så kallad mark-struktur interaktion.

I avsnitt 3.3.1 av ASCE 4-98 [4] anges att mark-struktur interaktion ska beaktas för alla strukturer som inte är grundlagda på berg eller på fasta (berg-lika) marklager. Fast uppläggning (fixed-base) mot marken kan generellt antas då byggnaden är grundlagd på berg eller berg-lika förhållanden, vilket ungefär motsvaras av skjuvvågshastigheter > 1100 m/s. Därutöver bör även kontrolleras att den resulterande egenfrekvensen för en modell med en helt styv överbyggnad i kombination med diskreta fjädrar enligt ASCE 4-98 [4], tabell 3.3-1 för cirkulär bottenplatta respektive tabell 3.3-3 för rektangulär bottenplatta, överskrider den dominerande frekvensen i en modell med flexibel överbyggnad och grundlagd på fast grund (fixed-base) med en faktor två (2), för att en okopplad, fixed-base beräkning ska vara tillåten. Om skjuvvågshastigheten > 2400 m/s kan en fixed-base beräkning antas utan ytterligare verifieringar, enligt SRP 3.7.2 [49].

Det ska observeras att ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.3.1.10 avseende reduktion av markresponspektra med hänsyn till konservatism i samband med SSI-analyser, inte accepterats av USNRC.

7.5.3 Krav på indata till subsystem analys

7.5.3.1 Allmänna krav

Dimensionering av konventionella byggnader med avseende på seismisk påverkan omfattar i första hand beräkning av lasteffekter och kontroll av att den bärande konstruktionen har erforderlig bärförmåga. Vid kärntekniska anläggningar tillkommer även att ta fram indata för dimensionering och verifiering av säkerhetssystem och komponenter i byggnaden, i form av sekundärresponspektra eller sekundära tidshistorier i utvalda positioner i byggnaden, vanligtvis åtminstone på varje bjälklagsnivå. Detta ställer speciella krav på modelleringen av byggnaden som oftast är högre än vad som krävs vid byggnadsdimensioneringen. Vidare finns även krav på de procedurer som måste genomföras för att skapa belastningsunderlagen för de sekundära systemen. Sådana krav finns redovisade i ASCE 4-98 [4], avsnitt 3.4.

7.6 Säkerhetsverifiering

7.6.1 Allmänt

Grundläggande krav vid seismisk dimensionering finns redovisade i avsnitt 7.3.

Seismisk indata i form av dimensionerande markresponspektra finns i avsnitt 7.4.

Krav på bärverksmodellering och analys framgår av avsnitt 7.5.

Säkerhetsverifiering genomförs för exceptionell seismisk och eventuellt också för mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation i gränstillstånd enligt Tabell 7.3. Verifiering genomförs i enlighet med ASME Sect III Div 2 [6] med tillägg och ändringar enligt kapitel 5 för

reaktorinneslutningar och Eurokod 2 [29] med tillägg och ändringar enligt kapitel 6 för övriga byggnader.

Förutsättningar och acceptanskriterier för respektive dimensioneringssituation framgår av avsnitt 7.6.2 och 7.6.3.

7.6.2 Exceptionell seismisk dimensioneringssituation (Jordbävning-DBE)

Dimensionering av byggnadskonstruktioner i seismisk klass 1 och P genomförs för jordbävning-DBE i brottgränstillståndet ULS-exc enligt lastkombination för exceptionella seismiska dimensioneringssituationer i avsnitt 4.3.4. Dimensioneringen bör säkerställa ett elastiskt strukturbeteende i enlighet med tillämpliga delar av kapitel 5 för reaktorinneslutningen, respektive i kapitel 6 för övriga byggnader. Med ”elastiskt strukturbeteende” avses här att bärverksanalysen genomförs utifrån en linjärelastisk idealisering av strukturen enligt avsnitt 6.6.6.1. Eventuell omfattande uppsprickning av betongen hanteras linjärelastiskt enligt principerna för styvhetsreduktion i avsnitt 7.5.1.4.

Under beaktande av att de befintliga svenska kärntekniska anläggningarna saknar duktil armeringsutformning är det rimligt att tillämpa den elastiska dimensioneringsprincipen för befintliga såväl som för nya byggnader. Emellertid kan, som det anges i RG 1.208 [46], den elastiska dimensioneringsprincipen lindras något för byggnadsdelar i seismisk klass P, genom att lokala olinjäriteter accepteras vid spänningskoncentrationer, såvitt den generella seismiska respon- sen är huvudsakligen elastisk.

Vidare kan, i samband med kontrollberäkning av befintliga byggnader som inte ursprungligen dimensionerats för jordbävning, lokala olinjära effekter i byggnadsdelar med seismisk klass P accepteras enligt vad som anges på sidan 3.7.2-7 i SRP 3.7.2 [49], givet att det kan visas att erforderliga säkerhetsfunktioner upprätthålls och att andra byggnader, system och komponenter i seismisk klass 1 och P inte vedervågas.

För byggnader i seismisk klass N gäller formellt inga krav avseende täthet eller bärande funktion. Dock gäller att byggnader och byggnadsdelar i seismisk klass N inte får äventyra funktionen hos byggnader, system eller systemdelar i seismisk klass 1 eller P.

7.6.3 Mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation (Jordbävning-DEE)

Byggnader och byggnadsdelar i seismisk klass 1 och P, för vilka robusthet ska visas för en jordbävning utöver DBE enligt vad som anges i avsnitt 7.4.1, kontrolleras för jordbävning-DEE i brottgränstillståndet ULS-dec,s enligt lastkombination för mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation i avsnitt 4.3.5. Dimensioneringen bör säkerställa ett elastiskt strukturbeteende i enlighet med tillämpliga delar av kapitel 5 för reaktorinneslutningen och kapitel 6 för övriga byggnader. För reaktorinneslutningen visas indirekt erforderlig robusthet för en jordbävning utöver DBE, via den dimensionering som görs enligt ASME Sect III Div 2 [6] för jordbävning – DBE, enligt vad som anges i avsnitt 7.3.2. Eventuell kontroll för jordbävning – DEE erfordras därför inte, såvitt inte den seismiska marginalen ska kvantifieras.

För befintliga byggnader i seismisk klass P, för vilka seismisk last inte beaktats i den ursprungliga dimensioneringen, kan lokala olinjäriteter accepteras enligt vad som beskrivs i avsnitt 7.6.2.

8. Dimensionering med avseende på byggrelaterade laster

8.1 Allmänt

Detta kapitel avser dimensionering och analys av betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar relaterade till byggskedet.

8.2 Laster och lastkombinationer

Laster under byggskedet, Q_c , ska beaktas. Dessa kan utgöras av exempelvis laster relaterade till materialupplag, personal och utrustning, kranar, lyft och transporter, horisontella bygglaster, reaktionskrafter från maskiner, laster uppkomna vid montering och inpassning av byggnadsdelar, byggavfall och gjuttryck. Laster under byggskedet fastställs enligt SS-EN 1991-1-6 [28]. Eftersom anläggningen inte är i drift under byggskedet och per definition därmed i avställt läge, behöver seismisk last ej beaktas. Lastreduktionsfaktorer bestäms enligt SS-EN 1991-1-6 [28] bilaga A1, avsnitt A1.1 (brottgränstillståndet) och A1.2 (bruksgränstillståndet). Begreppet bygglaster inbegriper följande laster enligt SS-EN 1991-1-6 [28]:

- Q_{ca} Personer och handverktyg
- Q_{cb} Lagring av flyttbara föremål
- Q_{cc} Icke permanent utrustning
- Q_{cd} Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning
- Q_{ce} Anhopning av byggavfall
- Q_{cf} Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium

Utöver dessa laster ska horisontell last enligt SS-EN 1991-1-6 [28] bilaga A1, avsnitt A1.3 beaktas.

Lastkombinationer för laster som uppträder under byggskedet uppställs i enlighet med anvisningar i SS-EN 1991-1-6 [28]. Normalt ska följande lastkombinationer och dimensioneringssituationer beaktas:

- Bruksgränstillståndet, karakteristiska lastkombinationer
- Bruksgränstillståndet, kvasi-permanenta lastkombinationer
- Brottgränstillståndet, tillfälliga dimensioneringssituationer
- Brottgränstillståndet, exceptionella dimensioneringssituationer

Lastkombinationer som ska tillämpas i byggskedet redovisas i Tabell 8.1.

Karakteristiska värden på naturlaster som vind och snö kan bestämmas speciellt för byggskedet baserat på byggskedets varaktighet, se tabell 3.1 i SS-EN 1991-1-6 [28].

Tabell 8.1 – Lastkombinationer i byggskedet.

Last		Lastkombinationer			
	gäller vid	bruksgränstillståndet, karakteristisk	bruksgränstillståndet, kvasipermanent	brottgränstillståndet, tillfällig	brottgränstillståndet, exceptionell
Nummer		C1	C2	C3	C4
Permanenta laster					
Egentyngd ¹⁾					
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0
Markrörelse		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
Jordtryck					
-ogynnsam		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Förspänning					
-ogynnsam		$1,0 P_{pk,sup}$	$1,0 P_{pk,sup}$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav} \cdot P_{pm}$ ⁸⁾	$\gamma_{p,unfav} \cdot P_{pm}$ ⁸⁾
-gynnsam		$1,0 P_{pk,inf}$	$1,0 P_{pk,inf}$	$1,0 P_{pm}$	$1,0 P_{pm}$
För-deformationer ²⁾		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
Krympning/hydratisering ²⁾		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
Laster orsakade av vatten					
-ogynnsam		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Variabla laster³⁾					
Bygglaster Q_c ⁴⁾		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Jordtryck		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Förspänning		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
För-deformationer		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Krympning/hydratisering		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Laster orsakade av vatten		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Vindlast		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Snölast		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Nedisning		$1,0 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$ ⁷⁾	$1,0 \psi_2$ ⁵⁾
Olyckslaster					
Vindlast					$1,0$ ⁶⁾
Snölast					$1,0$ ⁶⁾
Laster orsakade av vatten					$1,0$ ⁶⁾
Olyckslast					$1,0$ ⁶⁾
Gränstillstånd		SLS	SLS	ULS	ULS
Lastkomb./Dim.sit.		Karakteristisk	Kvasi-perm.	Transient	Exceptionell

¹⁾ Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

²⁾ Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

³⁾ Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.

⁴⁾ Begreppet bygglaster inbegriper ett antal olika laster.

⁵⁾ Om någon av dessa laster är dominerande ska ψ_2 ersättas med ψ_1 för denna last.

⁶⁾ Endast en av dessa laster medtages åt gången.

⁷⁾ Om en av dessa laster är huvudlast ska ψ_0 ersättas med 1,0 för denna last.

⁸⁾ $\gamma_{p,unfav}$ sätts till 1,2 för kontroll av lokala effekter och till 1,3 vid risk för instabilitet vid utvändigt förspänning, se vidare SS-EN 1992-1-1 avsnitt 2.4.2.2. För övriga fall sätts $\gamma_{p,unfav}$ till 1,0.

8.3 Krav i byggskedet

I byggskedet med lastkombinationer enligt avsnitt 8.2 ska SS-EN 1991-1-6 [28] visas vara uppfylld.

Vidare ska för reaktorinneslutningen med karakteristiska lastkombinationer i bruksgränstillståndet visas att subsubarticle CC-3430 Allowable Stresses for Service Loads i ASME Sect III Div 2 [6] samt krav gällande för byggskedet i CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [6] visas vara uppfyllda.

Vid ändring eller renovering ska i tillägg till ovan, övriga delar av DNB visas vara uppfyllda för de delar av byggnadskonstruktionen som ej direkt utgör ombyggnadsområde, men som kan komma att påverkas av bygglasterna.

9. Referenser

- [1] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) with Commentary, augusti 2011
- [2] American Concrete Institute, Code Requirements for Nuclear Safety-Related Structural Concrete Structures (ACI 349-06) with Commentary, september 2007
- [3] American Nuclear Society, ANSI/ANS-2.26-2004 Categorization of Nuclear Facility Structures, Systems, and Components for Seismic Design
- [4] American Society of Civil Engineers, ASCE 4-98 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary
- [5] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 43-05 Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities
- [6] American Society of Mechanical Engineers, ASME Boiler and Pressure Vessel Code Section III Division 2 Code for Concrete Containments, 2010
- [7] American Society of Mechanical Engineers, ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Code Cases: Nuclear Components Supplement 7, oktober 2011
- [8] Boverket, BFS 2011:10 - EKS 8 Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), april 2011
- [9] European Committee for Standardization, Technical Specification CEN/TS 1992-4-1 Design of fastenings for use in concrete - Part 4-1: General, maj 2009
- [10] European Committee for Standardization, Technical Specification CEN/TS 1992-4-2 Design of fastenings for use in concrete - Part 4-2: Headed Fasteners, maj 2009
- [11] European Committee for Standardization, Technical Specification CEN/TS 1992-4-4 Design of fastenings for use in concrete - Part 4-4: Post-installed fasteners - Mechanical systems, maj 2009
- [12] French Association for Design, Construction, and In-Service Inspection Rules for Nuclear Island Components, afcen, ETC-C EPR Technical Code for Civil Works, 2010 edition
- [13] FÖRSLAG Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212551:2011 Spännarmering – Allmänna krav, Utgåva 1, förslag 2011-10-04
- [14] FÖRSLAG Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212552:2011 Spännarmering – Tråd, Utgåva 1, förslag 2011-06-30
- [15] FÖRSLAG Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212553:2011 Spännarmering – Lina, Utgåva 1, förslag 2011-06-30

- [16] FÖRSLAG Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212554:2011 Spännarmering – Stång, Utgåva 1, förslag 2011-06-30
- [17] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-1.6 Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants, november 2003
- [18] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-1.5 External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plants, november 2003
- [19] Scanscot Technology AB, Dimensioneringsregler för byggnader (DRB:2001), mars 2002.
- [20] SS-EN 1990; Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, utgåva 1, december 2010.
- [21] SS-EN 1991-1-1; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentvingd, nyttig last för byggnader, utgåva 1, januari 2011.
- [22] SS-EN 1991-1-2; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-2: Allmänna laster – termisk och mekanisk verkan av brand, utgåva 1, juni 2007
- [23] SS-EN 1991-1-3; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster - snölast, utgåva 1, oktober 2005
- [24] SS-EN 1991-1-4; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster - vindlast, utgåva 1, oktober 2008
- [25] SS-EN 1991-1-5; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-5: Allmänna laster - temperaturpåverkan, utgåva 1, oktober 2005
- [26] SS-EN 1991-3:2006; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 3: Laster av kranar och maskiner, utgåva 1, januari 2011
- [27] SS-EN 1991-4:2006; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 4: Silor och behållare, utgåva 1, mars 2009
- [28] SS-EN 1991-1-6:2005; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-6: Allmänna laster – laster under byggskedet, utgåva 1, december 2008
- [29] SS-EN 1992-1-1:2005; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, utgåva 1, november 2008.
- [30] SS-EN 1992-3:2006; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 3: Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material, mars 2009.
- [31] SS-EN 1993-1-1:2005; Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, utgåva 1, augusti 2008
- [32] SS-EN 1997-1:2005; Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler, utgåva 1, april 2010

- [33] SS-EN 1998-1:2004; Eurokod 8: Dimensionering av bärverk med avseende på jordbävning, utgåva 1, mars 2009
- [34] SSMFS 2011:3 Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2011:3 Föreskrifter om ändring i Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter (SSMFS 2008:1) om säkerhet i kärntekniska anläggningar, november 2011
- [35] Statens kärnkraftsinspektion, SKI Technical Report 92.3 Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden, april 1992.
- [36] Strålsäkerhetscentralen (Finland), YVL B.6, Containment of a nuclear power plant, november 2013.
- [37] Strålsäkerhetscentralen (Finland), YVL E.6, Buildings and structures of a nuclear facility, november 2013.
- [38] Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:1 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter om säkerhet i kärntekniska anläggningar, december 2008.
- [39] Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:17 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter om konstruktion och utförande av kärnkraftsreaktorer, december 2008.
- [40] Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212540:2011 Produktspecifikation för SS-EN 10080:2005 - Armeringsstål - Svetsbart armeringsstål - Tekniska leveransbestämmelser för stång, coils, svetsat nät och armeringsbalk
- [41] US Code of Federal Regulations 10CFR Part 50, General Design Criteria for Nuclear Power Plants.
- [42] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.60, Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants. Rev 1, december 1973.
- [43] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.61, Damping values for Seismic Design of Nuclear Power Plants. Rev 1, mars 2007.
- [44] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.92, Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis. Rev 2, juli 2006.
- [45] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.136, Design Limits, Loading Conditions, Materials, Construction, and Testing of Concrete Containments. Rev 3, mars 2007.
- [46] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.208, A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion. March 2007.
- [47] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.216, Containment Structural Integrity Evaluation for Internal Pressure Loadings Above Design-Basis Pressure. Rev 0, augusti 2010.
- [48] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Standard Review Plan 3.7.1, Seismic Design Parameters, Rev 3, mars 2007.

[49] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Standard Review Plan 3.7.2, Seismic System Analysis, Rev 4 september 2013.

Bilaga 1: Lista på figurer

	Sid.
Figur 1.1 – Principfigur visande dimensioneringsanvisningarnas upplägg.	11
Figur 2.1 – Exempel på gränsdragning för de delar av reaktorinneslutningens tätplåt som täcks in av DNB.	14
Figur 5.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för reaktorinneslutningen.	59
Figur 6.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för övriga byggnader.	74
Figur 7.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar med avseende på jordbävning.	85

Bilaga 2: Lista på tabeller

	Sid.
Tabell 1.1 – Koppling mellan kapitelindelning i DNB och specifika regelverksdelar.	12
Tabell 3.1 – Händelseklasser i enlighet med SSMFS 2008:17 2 §.	19
Tabell 3.2 – Koppling mellan händelseklasser, klassificering av laster, dimensioneringssituationer samt gränstillstånd.	20
Tabell 3.3 – Säkerhetsrelaterade funktionskrav.	22
Tabell 3.4 – Dimensioneringssituationer som tillämpas i DNB.	26
Tabell 3.5 – Brottgränstillstånd som beaktas i DNB.	31
Tabell 4.1 – Principiell sammanställning över vilka lastkombinationer som ska beaktas (exklusive utmattningsberäkningar).	46
Tabell 4.2 – Lastreduktionsfaktorer för vissa laster ingående i Eurokoderna.	47
Tabell 4.3 – Lastkombinationer i bruksgränstillståndet.	48
Tabell 4.4 – Säkerhetsklasser vid dimensionering i brottgränstillståndet.	49
Tabell 4.5 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – varaktiga & transienta.	50
Tabell 4.6 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – exceptionella.	52
Tabell 4.7 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – mycket osannolika.	55
Tabell 5.1 – Identifierade avsteg där de strukturella kraven i ASME Sect III Div 2 ej uppfylls.	60
Tabell 7.1 - Seismisk klassning för byggnader, system och komponenter	89
Tabell 7.2 - Exempel på olika typer av krav på byggnadskonstruktionerna	90
Tabell 7.3 - Kategorisering av dimensioneringssituationerna	91
Tabell 7.4 - Dämpningsvärden (% av kritisk dämpning)	94
Tabell 8.1 – Lastkombinationer i byggskedet.	100

Bilaga 3: Förkortningar

ACI 349	American Concrete Institute, Code Requirements for Nuclear Safety-Related Structural Concrete Structures (ACI 349-06) with Commentary
ACI 318	American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) with Commentary
ASCE 4-98	American Society of Civil Engineers, ASCE 4-98 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary
ASCE 43-05	American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 43-05 Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities
ASME Sect III Div 2	American Society of Mechanical Engineers, ASME Boiler and Pressure Vessel Code Section III Division 2 Code for Concrete Containments
cont	Containment
DRB DRB:2001	Scanscot Technology AB, Dimensioneringsregler för byggnader (DRB:2001)
BFS 2011:10 – EKS 8	Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)
BWR	Kokvattenreaktor (från engelskans ”Boiling Water Reactor”)
ch	SLS-lastkombinationstyp karakteristisk
dec	Design Extension Condition
dec,s	Design Extension Condition, seismic
DBE	Design Basis Earthquake
DEE	Design Extension Earthquake
EKS	Se BFS 2011:10 – EKS 8
env	Environmental
ETC-C	French Association for Design, Construction, and In-Service Inspection Rules for Nuclear Island Components, afcen, ETC-C EPR Technical Code for Civil Works
exc	Exceptional
exc,s	Exceptional, seismic
FKA	Forsmark Kraft AB
freq	SLS-lastkombinationstyp frekvent
FSAR	Säkerhetsredovisning (från engelskans ”Final Safety Analysis Report”)
DNB	Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (föreliggande rapport)
IAEA	International Atomic Energy Agency

int	Integrity
KFB	Konstruktionsförutsättningar för byggnader
KFM	Konstruktionsförutsättningar för mekaniska system
leak	Leak-tightness
LK	Lastkombination
OKG	OKG Aktiebolag
per	Persistent
PS	Pressure Suppression
PSA	Probability Safety Analysis
PSAR	Preliminär säkerhetsredovisning (från engelskans "Preliminary Safety Analysis Report")
PWR	Tryckvattenreaktor (från engelskans "Pressure Water Reactor")
qp	SLS-lastkombinationstyp kvasipermanent
RAB	Ringhals AB
SAR	Säkerhetsredovisning (från engelskans "Safety Analysis Report")
SCTE	Scanscot Technology AB
sec	Physical Security
SKB	Svensk Kärnbränslehantering
SKI	Statens Kärnkraftsinspektion (numera SSM)
SKIFS	Författningssamling utgiven av SKI
SKI Technical Report 92.3	Statens kärnkraftsinspektion, SKI Technical Report 92.3 Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden
SLS	Bruksgränstillståndet (från engelskans "Servicability Limit State")
SMA	Seismic Margin Assessment
SPSA	Seismic Probabilistic Safety Assessment
SSE	Safe Shutdown Earthquake
SS-EN	Svenska Eurokoder i allmänhet
SS-EN 199x	Svensk Eurokod x
SS-EN 199x-1-2	Specifik del av svensk Eurokod x
SSI	Soil – Structure Interaction
SSM	Strålsäkerhetsmyndigheten
SSMFS yyyy:nr	Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter år:nr
STR	Strength
tran	Transient

ULS	Brottgränstillståndet (från engelskans ”Ultimate Limit State”)
USNRC	United States Nuclear Regulatory Commission
vib	Vibrations
YVL-direktiv	Direktiv utgivna av finska Strålsäkerhetscentralen

Bilaga 4: Termer och definitioner

Befintlig anläggning	Med begreppet befintlig anläggning avses anläggningar uppförda före upprättandet av DNB, dvs anläggningar uppförda före år 2013.
”Cliff edge” effekt	Med ”cliff edge” effekt avses att en liten ändring av en parameter vid dimensionering ger upphov till ett abrupt försämrat tillstånd för anläggningen.
Elastiskt beteende	Med elastiskt beteende avses att slak- eller spännarmering inte uppnår flytgränsen. Betongen får emellertid spricka upp.
Elastiskt strukturbeteende	Med ett elastiskt strukturbeteende avses att snittkraftsfördelningen i konstruktionen baseras på en linjärelastisk bärverksanalys.
Explosion	Med explosion avses en process som ger upphov till en stötvåg.
Kärnteknisk anläggning	Formellt kärnkraftverk och annan kärnteknisk anläggning i enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens författningssamlingar. I föreliggande rapport tillämpas emellertid en vidare definition som också inkluderar andra anläggningar som vid en olycka kan ge upphov till betydande radiologisk omgivningspåverkan.
Missil	Med missil avses föremål som på grund av en inledande händelse slungas iväg igenom luften.
Normal användning	Begreppet ”normal användning” täcker in alla tillstånd och händelser vid normal drift, avställning och driftstörning. Vidare ingår alla händelser tillhörande händelseklasserna H1 (normal drift) och H2 (förväntade händelser).
Säkerhetsredovisning	<p>En säkerhetsredovisning ska sammantaget visa hur anläggningens säkerhet är anordnad för att skydda människors hälsa och miljön mot radiologiska olyckor. Redovisningen ska avspegla anläggningen som den är byggd, analyserad och verifierad samt visa hur gällande krav på dess konstruktion, funktion, organisation och verksamhet är uppfyllda. Gällande krav framgår av tillämpliga föreskrifter och tillståndsvillkor samt de regler, exempelvis industristandarder, som tillståndshavaren därutöver tillämpar för anläggningen. Säkerhetsredovisningen motsvarar Safety Analysis Report (SAR) enligt IAEAs terminologi. För de olika kärnkraftblocken i Sverige benämns säkerhetsredovisningen antingen SAR eller FSAR, där F står för ”Final”. I föreliggande rapport används benämningen SAR.</p> <p>Innan en anläggning får uppföras och innan större ombyggnader eller större ändringar av en befintlig anläggning genomförs ska en preliminär säkerhetsredovisning sammanställas, vanligen då benämnd PSAR, där P står för ”Preliminary”.</p>
Säkerhetsrelaterad byggnad	Byggnad i säkerhetsklass 1-3 med avseende på radiologisk omgivningssäkerhet, eller byggnad som skadligt kan påverka andra strukturer, system eller komponenter i säkerhetsklass 1-3.

Regel	<p>Formellt en fastlagd bestämmelse för hur en viss handling ska utföras. I denna betydelse är regler tvingande. Här tillämpas emellertid en vidare definition enligt följande.</p> <p>Regler har olika status och tillämpning. Vissa regler är bindande föreskrifter, fastställda av myndigheter; andra beskriver tekniska lösningar godkända men inte obligatoriska. Andra regler har fastställts av branschorganisationer.</p> <p>Många regler blir gällande genom att de återopas i kontraktshandling.</p> <p>En del regler är varken fastställda av myndighet eller avsedda att ingå i kontraktshandlingar. Till denna kategori hör bland annat handböcker och andra publikationer av rådgivande eller rekommenderande karaktär.</p>
Regelverk	En uppsättning regler, se vidare ordet regel.
Stråk ("subar")	Med stråk avses att byggnadskonstruktionen är indelad i olika zoner som i någon aspekt är separerade från varandra.

Bilaga 5: Beteckningar

δ_s	Sättning
δ_u	Ultimate displacement capacity for liner anchors enligt ASME Sect III Div 2 (maximal förskjutningskapacitet hos tätplåtens infästning)
ϵ_{cs}	Krympning
ϵ_{sc}	Liner strain allowable, compression enligt ASME Sect III Div 2 (maximalt tillåten töjning hos tätplåten, tryck)
ϵ_{st}	Liner strain allowable, tension enligt ASME Sect III Div 2 (maximalt tillåten töjning hos tätplåten, drag)
\emptyset	Diameter hos armeringsstång eller foderrör
\emptyset_n	Ekvivalent diameter för buntad armering
B	Brandpåverkan
D	Egentyngd
d_g	Betongballastens maximala storlek
E_{DEE}	Last orsakad av mycket osannolik jordbävning
E_{DBE}	Last orsakad av dimensionerande jordbävning (DBE)
F	Poolodynamisk last
f_c	Specified compressive strength of concrete enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad tryckhållfasthet för betong)
F_{CH}	Laster till följd av chugging
F_{CO}	Laster till följd av kondensationsoscillationer
F_{ps}	Strömningskrafter och slagkrafter vid nivåhävning
f_{py}	Specified tensile yield strength of prestressing steel enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad sträckgräns för spännstål, drag)
f_{py}	Specified tensile yield strength of liner steel enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad sträckgräns för tätplåt, drag)
F_{SRVa}	Säkerhetsventilblåsning i samband med rörbrott
F_{SRVe}	Poolodynamisk last till följd av extrem säkerhetsventilblåsning
F_u	Liner anchor ultimate force capacity enligt ASME Sect III Div 2 (maximal kapacitet hos tätplåtens förankring för yttre last)
f_y	Specified tensile yield strength of reinforcing steel enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad sträckgräns för armeringsstål, drag)
F_y	Liner anchor yield force capacity enligt ASME Sect III Div 2 (sträckgränskapacitet hos tätplåtens förankring)

H_{ef}	Last till följd av exceptionell yttre översvämning
H_{ge}	Jordtryck och jordlast
H_{gw}	Vattentryck vid normalt vattenstånd
H_{if}	Last till följd av exceptionella inre vattentryck
H_{qe}	Jordtryck orsakad av rörlig ytlast
H_{qw}	Skillnad mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och vattentrycket vid normalt vattenstånd
L	Nyttig last
l_d	Minimum length of lap for tension splices enligt ASME Sect III Div 2 (minimiskarvlängd för armering utsatt för dragbelastning)
M_d	Processrelaterade laster vid driftstörning
$M_{d,\Delta T}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar vid driftstörning
$M_{d,Hqw}$	Skillnader mellan tidsvariabelt vattentryck och vattentryck vid normalt vattenstånd i samband med driftstörning
$M_{d,P}$	Över- eller undertryck vid driftstörning
$M_{d,R}$	Laster från rör- och processsystem vid driftstörning
$M_{d,SRV}$	Säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet i händelseklass H2
M_n	Processrelaterade laster vid normal drift och avställning
$M_{n,\Delta T}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar vid normal drift och avställning
$M_{n,Hqw}$	Processrelaterade skillnader mellan tidsvariabelt vattentryck och vattentryck vid normalt vattenstånd
$M_{n,P}$	Processrelaterade över- eller undertryck vid normal drift och avställning
$M_{n,R}$	Processrelaterade laster från rör- och processsystem
$M_{n,SRV}$	Säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet i händelseklass H1
M_t	Processrelaterade laster vid provning av anläggningen
P_a	Transienta över- eller undertryck i samband med rörbrott
P_{aL}	Specificerade tryck
P_g	Differenstryck relaterade till andra händelser än rörbrott
P_{g1}	Tryck som uppstår då vätgas frigörs vid en 100-procentig reaktion mellan vatten och metall tillhörande bränslestavarna
P_{g2}	Tryck som uppstår på grund av okontrollerbar vätgasförbränning
P_{g3}	Tryck som uppstår när inneslutningen efter en olycka fylls med inert gas
P_p	Spännkraft

$P_{pk,inf}(t)$	Motsvarar $P_{k,inf}(t)$ i SS-EN 1992-1-1
$P_{pk,sup}(t)$	Motsvarar $P_{k,sup}(t)$ i SS-EN 1992-1-1
$P_{pm}(t)$	Motsvarar $P_m(t)$ i SS-EN 1992-1-1
Q_c	Laster under byggskedet
Q_{ca}	Personer och handverktyg
Q_{cb}	Lagring av flyttbara föremål
Q_{cc}	Icke permanent utrustning
Q_{cd}	Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning
Q_{ce}	Anhopning av byggavfall
Q_{cf}	Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium
R	Direkta laster orsakade av rörbrott
R_{ij}	Jetstrålkraft vid rörbrott
R_{rm}	Missillast till följd av rörbrott
R_{rr}	Rörstödsreaktionskrafter till följd av rörbrott
S	Snölast
ΔT	Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar
ΔT_a	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med P_a
ΔT_{aL}	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med P_{aL}
W_a	Last till följd av extrem klimatpåverkan
W_q	Vindlast
X	Last till följd av annan exceptionell påverkan
X_{APC}	Laster relaterade till påflygning
X_{DBT}	Krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot
X_e	Last till följd av explosioner
X_m	Missilgenererade laster
X_{nom}	Nominellt värde
Y	Last till följd av transportmissöde
Z_{APC}	Lasteffekter relaterade till påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan
Z_{Hef}	Last orsakad av mycket osannolik yttre översvämning
Z_{SA}	Lasteffekter relaterade till svåra haverier
$Z_{SA,\Delta T}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar till följd av svåra haverier
$Z_{SA,Hif}$	Exceptionellt inre vattentryck till följd av svåra haverier
$Z_{SA,P}$	Över- och undertryck till följd av svåra haverier

<i>Z</i>	Last till följd av annan mycket osannolik påverkan
----------	--

Bilaga 6: Infästningar i betong

Denna bilaga ger anvisningar hur Eurokoderna tillsammans med CEN/TS 1992-4-1 [9], CEN/TS 1992-4-2 [10] och CEN/TS 1992-4-4 [11] bör tillämpas för dimensionering av infästningar i betong vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Nedan redovisas ändringar och tillägg till [9], [10] och [11] för infästningar i säkerhetsklass 1-4.

De följande avsnitten följer CEN/TS-dokumentens upplägg. Avsnitten är namngivna och numrerade på samma sätt som kapitlen i [9], [10] och [11]. Först anges aktuellt kapitel av CEN/TS-dokumentet, sedan följer eventuella ändringar och tillägg. Eftersom dokumenten är på engelska är också avsnitten nedan namngivna på engelska, med svensk översättning inom parantes.

De införda ändringarna och tilläggen är numrerade från 1-20.

Scope (Giltighet)

Kapitel 1 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

1. Anvisningarna i DNB bilaga 6 avser infästningar i säkerhetsklass 1-4 (radiologisk omgivningssäkerhet).
2. Kontinuerliga längsgående förankringar behandlas ej i DNB bilaga 6.
3. Betongskruvar och vidhäftande ankare bör enligt avsnitt 6.6.3.6 i DNB inte användas.
4. Bärande infästningar bör utföras med minst 2 infästningsdon.
5. Det är tillåtet att under vissa förutsättningar utforma ankarplattor som avviker från de som redovisas i figur 1 i [9]. Man bör då tillse att:
 - det strukturella beteendet hos infästningen, inkluderande dess styvhets- och deformationsegenskaper samt dess duktilitet, ej avviker från vad som förutsätts i [9].
 - belastningen på infästningsdonen kan bestämmas på ett korrekt sätt med de metoder som anges i [9].
6. Krav på minimidiametrar för olika typer av infästningsdon och infästningar kan finnas specificerade i anläggningsspecifika dokument.

Kapitel 1 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 1 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Normative references (Normativa referenser)

Kapitel 2 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

7. Eurokoderna ska tillämpas såsom anges i DNB.

Kapitel 2 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 2 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Definitions and symbols (Beteckningar och symboler)

Kapitel 3 i CEN/TS 1992-4-1 [9], CEN/TS 1992-4-2 [10] och CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas utan ändringar och tillägg.

Basis of design (Grundläggande dimensioneringsregler)

Kapitel 4 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

8. Infästningens bärförmåga ska påvisas för olika typer av olyckslaster i den omfattning som anges i anläggningsspecifika dokument.
9. Anvisningarna i CEN/TS [9] baseras på att infästningsdonens livslängd är åtminstone 50 år. Förväntad livslängd för olika typer av infästningsdon anges vanligen i deras "Technical Approval" (kan översättas med typgodkännande, men notera att CEN/TS [9] specificerar vad som kan anses utgöra ett "Technical Approval"). För ett eventuellt nyttjande av en livslängd som överstiger vad som anges i infästningsdonets "Technical Approval" bör en specialutredning genomföras.
10. Om infästningen utsätts för dynamisk belastning bör infästningsdon anpassade för denna typ av last användas. Dynamisk last inkluderar såväl globala som lokala vibrationslaster. Vanligtvis kan förankringar som är godkända (provade) för jordbävningsslast anses vara tillämpbara för såväl globala som lokala vibrationslaster under förutsättning att utmattningsbrott ej är avgörande.
11. Eventuella tilläggskrav avseende begränsningar av tillåtna deformationer hos infästningen anges i anläggningsspecifika dokument.
12. CEN/TS [9] redovisar inga partialkoefficienter för bärförmåga vid olika typer av olyckslast. Konservativt kan värden för tillfälliga dimensioneringssituationer användas. För betongbrott kan emellertid värden för exceptionella dimensioneringssituationer redovisade i EN-1992-1-1 [29] accepteras, om inget annat anges i "Technical Approval".
13. De partialkoefficienter för bärförmåga som redovisas i CEN/TS [9] kan reduceras vid påvisande av bärförmåga för svåra haverier. För brott i armering respektive betong kan värden för olyckslast redovisade i EN-1992-1-1 [29] accepteras, om inget annat anges i "Technical Approval".
14. I tillägg till de krav på installation av infästningsdon som ställs i CEN/TS [9] kan ytterligare krav anges i anläggningsspecifika dokument.

Kapitel 4 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 4 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Determination of concrete condition and effects (Fastställande av betongens status)

Kapitel 5 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

15. Plastisk dimensionering bör ej tillämpas för permanenta eller tillfälliga dimensioneringssituationer.
16. Tillåten betongtryckpåkänning bestäms enligt avsnitt 6.6.8.1 i DNB.

Kapitel 5 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 5 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Verification of ultimate limit state (Brottgränstillståndet)

Kapitel 6 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

17. Sprött brott hos infästningsdonen bör undvikas. Om detta ej är möjligt bör följande regler tillämpas:
 - För globala vibrationslaster tillämpas 8.4.3 in CEN/TS 1992-4-1 [9].
 - Sprödbrottskapaciteten reduceras genom multiplikation med faktorn 0,75 för säkerhetsklass 1-3.

Kapitel 6 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 6 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Verification of fatigue limit state (Utmattning)

Kapitel 7 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

18. Utmattningsbrott behandlas ej i DNB.

Kapitel 7 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 7 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Verification for seismic loading (Jordbävninglast)

Kapitel 8 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

19. Lastfaktorn E_d för seismisk last angiven till 2,5 kan reduceras till 1,25 för de fall linjärelastisk analys har tillämpats i alla led vid bestämmande av de seismiska lasteffekterna utan nyttjande av den så kallade "behaviour"-faktorn.

Kapitel 8 i CEN/TS 1992-4-2 [10] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Kapitel 8 i CEN/TS 1992-4-4 [11] tillämpas med motsvarande ändringar och tillägg som anges ovan.

Verification of serviceability limit state (Bruksgränstillståndet)

Kapitel 9 i CEN/TS 1992-4-1 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg:

20. Se punkt 11.

Bilaga 7: Bedömning av betonghållfasthet utifrån in-situ provning vid kärntekniska anläggningar

Beskrivningen som presenteras i denna bilaga är ett modifierat utdrag av främst kapitel 4 i rapporten ”Utvärdering av materialdata för befintliga betongkonstruktioner med inriktning på verifiering av förankringar vid kärntekniska anläggningar” [B7.1]. In-situ provning för betongkonstruktioner beskrivs här mer generellt, där vägledning ges för lämpliga angreppssätt gällande planering och utförande samt metoder för fastställande av relevanta materialparametrar.

Följande avsnitt inkluderas här:

- Bakgrund
- Allmänt gällande in-situ provning
- Variation av in-situ hållfasthet i betongkonstruktioner
- Planering av provning
- Provning och utvärdering av tryckhållfasthet
- Provning och utvärdering av draghållfasthet
- Bestämning av dimensionerande materialparametrar
- Exempel, utvärdering av in-situ provning
- Referenser
- Definitioner

Bakgrund

Det är vanligt att kapaciteten för betongkonstruktioner i befintliga kärnkraftverk behöver verifieras på nytt, t.ex. då laster eller andra förutsättningar ändras. En viktig del gällande verifiering av en befintlig konstruktion är att bestämma materialegenskaperna på ett korrekt och konsekvent sätt. Utvärdering av materialparametrar för betongkonstruktioner i en kärnkraftsanläggning kan baseras på följande typ av information (se [B7.2]):

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

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

Utvärdering av mekaniska egenskaper för betong är komplex, bl.a. av följande orsaker (se [B7.2]):

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

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

För befintliga konstruktioner är ursprunglig hållfasthetsklass en möjlig utgångspunkt för verifieringen. Denna ger dock en ganska oprecis bedömning av den faktiska hållfastheten för befintliga betongkonstruktioner, speciellt för äldre konstruktioner. Hållfasthet ökar generellt med tiden p.g.a. fortskridande hydratation. Nedbrytningsmekanismer kan i vissa fall ge en minskad hållfasthet som medför att hållfastheten måste omvärderas.

Allmänt gällande in-situ provning

Provning av betongkonstruktioner kan utföras med flera olika syften som generellt kan delas in i; (1) utvärdering av kravuppfyllnad för betonghållfasthet i nya konstruktioner samt (2) utvärdering av betonghållfasthet då bärförmågan skall bestämmas för befintliga konstruktioner.

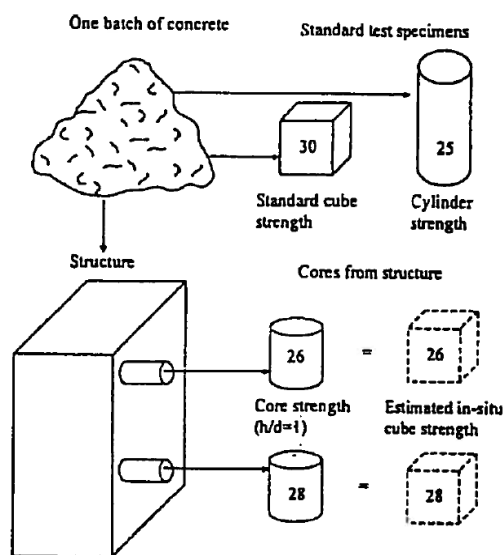
Här behandlas utvärdering av betonghållfasthet för befintliga konstruktioner där anledning till att provning utförs kan vara:

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

Gällande kärnkraftverk kan samtliga anledningar ovan bli aktuella där t.ex. större laster kan bli aktuella då reaktorer uppgraderas. Här behandlas främst planering och utförande gällande de två första punkterna, som avser att verifiera hållfastheten för kritiska delar av en konstruktion, där misstanke om direkta skador på betongen ej föreligger.

Den vanligaste formen av provning gällande betongkonstruktioner är tryckprovning som ger ett direkt mått på tryckhållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs metoder för att bestämma tryckhållfastheten i färdiga betongkonstruktioner (in-situ tryckhållfastheten). Provningsresultaten kan utifrån SS-EN 13791 [B7.3] relateras till en specifik hållfasthetsklass specificerade i SS-EN 206-1 [B7.4]. Utifrån bedömd hållfasthetsklass kan sedan andra materialparametrar bestämmas via SS-EN 1992-1-1 [B7.5].

Generellt skiljer sig in-situ tryckhållfastheten från den tryckhållfasthet som bestäms utifrån standardprovning av gjutna provkroppar och som definierar betongens specificerade hållfasthetsklass. In-situ provning ger generellt lägre provningsresultat än standardprovning vid samma ålder. Skillnader beror främst på skillnader i härdningsförhållanden, gjutteknik (tex variation i kompaktering) och belastningshistorik. Figur 2 illustrerar inverkan av läge i konstruktionen och skillnad i hållfasthet mellan standard- och in-situprovning. Hållfasthetsvärdena som anges i Figur 2 är exempel på typiska variationer.



Figur 2 - Exempel på förhållande mellan in-situ och standardhållfasthet, [B7.2].

Provning av befintliga konstruktioner kan generellt delas in i direkt provning av hållfasthet med borrkärnor eller indirekt provning med någon typ av oförstörande provningsmetod. Indirekta metoder ger ett mått på andra egenskaper än hållfasthet (t.ex. densitet eller elasticitetsmodul) som sedan under vissa förhållanden kan relateras till hållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs metoder för att bedöma tryckhållfastheten utifrån indirekta metoder, där kalibrering utförs mot resultat från direkt provning av borrkärnor.

För befintliga konstruktioner har förändringsprocesser som hydratation ändrat betongens egenskaper med tiden (se avsnitt 3 i [B7.1]). Det är inte givet att alla materialparametrar utvecklas på samma sätt och därför bör viktiga materialparametrar bestämmas utifrån provning. Då betongens draghållfasthet kan anses betydelsefull för aktuell verifiering, bör utöver provning av tryckhållfastheten också draghållfasthet provas explicit.

Vid bestämning av hållfasthetsparametrar för en befintlig betongkonstruktion, utgör den ursprungliga dokumentationen gällande betongen basen för bedömningen. Den befintliga dokumentationen vid kärnkraftverk består av ursprunglig hållfasthet på ritning och ofta finns tillgång till data från ursprunglig provning. I vissa fall kan också data från senare in-situ provning finnas tillgänglig. Den ursprungliga dokumentationen utgör ett viktigt underlag för planeringen av provningen (se avsnitt ”Planering av provning” nedan), men kan också vägas in som ett statistiskt underlag då materialparametrar utvärderas utifrån in-situ provning (Bayesiansk teori, se t.ex. [B7.2] och [B7.6]).

Variation av in-situ hållfasthet i betongkonstruktioner

För att kunna planera ett provningsprogram krävs en bra uppfattning om hur olika faktorer påverkar hållfastheten i en betongkonstruktion. Urval av provningsområde samt utvärdering av data förenklas och rationaliseras om dessa faktorer identifieras på förhand. Här behandlas olika anledningar till variation inom en konstruktion, såsom gjutteknik, etappindelning, belastningshistoria och generell variabilitet. Åldrandefaktorer, som fortskridande hydratation och eventuella degraderingsmekanismer, kan ge variation av hållfasthet över tid, vilket behandlas översiktligt i [B7.1] (kapitel 3.3).

En given anledning till skillnader i hållfasthet i betongkonstruktioner är att olika betongrecept och hållfasthetsklasser valts för olika delar av konstruktionen. Den ursprungliga hållfasthetsklassen är en viktig förhandsinformation och finns för kärnkraftsanläggningar tillgänglig på ritningar eller andra konstruktionshandlingar.

Den generella variabiliteten gällande hållfastheten i en betongkonstruktion beror av antalet konstruktionsdelar, hur många gjutetapper som ingår och om konstruktionen är platsgjuten eller prefabricerad. Den beror också på produktionskontroll och kvalitetskrav, aktuella när byggnaden uppfördes. I Tabell 2 visas exempel på variationskoefficienten i betongkonstruktioner enligt [B7.7]. Värdena gäller för normal amerikansk industripraxis och kvalitetskontroll.

Tabell 2 - Variationskoefficient för in-situ tryckhållfasthet inom betongkonstruktioner, [B7.7].

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

I [B7.2] anges medelvärde och standardavvikelse (från [B7.8]) för ett stort antal provningar under produktion för tiden 1965 till 1974. Resultaten motsvarar en variationskoefficient på 0.086 för betonghållfastheten K450 (K45). Dessa provkroppar ger inte ett mått på in-situ variation men visar på variabiliteten för industriproducerad betong vid den tidsperiod då flera av de svenska kärnkraftsanläggningarna byggdes.

I [B7.9], som behandlar utvärdering av betonghållfasthet utifrån borrkärnor, anges olika anledningar till variationer av in-situ hållfasthet inom en konstruktion. Nedan beskrivs kortfattat dessa faktorer som främst relaterar till gjutningsmetoder och arbetsutförande.

Blödning och separation

Små luftfickor under grövre ballastkorn orsakade av vattenavgång (blödning) kan reducera tryckhållfastheten tvärs gjutningsriktningen, vilket typiskt är horisontellt för platsgjutna konstruktioner. Borrkärnor med axeln parallell med gjutriktningen kan därför ha högre hållfasthet än borrkärnor med axeln vinkelrätt mot gjutriktningen. Forskningsresultat kring denna faktor är inte helt entydiga enligt [B7.9] och inverkan av denna faktor beror till stor del på betongrecept och ingående material.

Komprimering

Betongen komprimeras generellt genom vibrering för att pressa ut den luft som finns efter gjutning. Luftporer i betongen reducerar betongens tryckhållfasthet och en fullgod komprimering är därför viktig för att uppnå rätt kvalitet. Komprimeringen av betong i de lägre delarna av väggar eller pelare ökas av trycket från den ovanliggande betongen. Den ökade komprimeringen ger generellt en högre hållfasthet i de undre delarna av vertikala konstruktionsdelar (denna effekt beskrivs också i Figur 2).

Härdning

Betongens härdningsförhållande är viktiga för hållfasthetsutvecklingen och för en bra slutkvalitet. Grundläggande för god härdning är tillgång till fukt och kontrollerad temperatur för konstruktionen. Temperaturen har stor betydelse för hydratationshastigheten eller mognadsgraden hos betong. En låg temperatur kan ge en låg hållfasthet på kort sikt men en

hög hållfasthet efter lång tid. För höga temperaturer vid härdning kan det motsatta uppkomma. För massiva konstruktionsdelar, där fullgod kylning inte erhållits vid härdning, kan de inre delarna av konstruktionsdelen få reducerad hållfasthet jämfört med de ytliga delarna. Tillgången till fukt påverkar härdningsförloppet starkt, då vatten krävs för den fortsatta hydratationen. Uttorkning av betongen sker långsammare längre in i konstruktionen än vid ytan för grova betongkonstruktioner. Speciellt i anslutning till torr miljö kan därför hållfastheten vara större i de inre delarna av konstruktionen än i ytan. För grova konstruktioner, som ofta är fallet på kärnkraftverk, kan alltså både en ökning och en minskning av hållfastheten med djupet vara möjlig. Höga temperaturer vid gjutning kan påverka betongen negativt och ge en minskad hållfasthet med djupet medan beroendet av fukt kan ge en ökad hållfasthet med djupet för konstruktioner i torr miljö. Då gjutningsprocessen utförts på ett korrekt sätt är dock troligast att hållfastheten ökar med djupet in i konstruktionen.

Mikrosprickor

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

Planering av provning

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

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

Exempel på litteratur där planering av provning gällande hållfasthet i befintliga konstruktioner behandlas är [B7.10] (kapitel 1), [B7.9] (kapitel 4), [B7.11] (kapitel 5) och [B7.3] (bilaga D).

När provningen av en befintlig konstruktion syftar till att bestämma bärförmåga, bör uppgifter gällande kritiska delar av konstruktionen finnas tillgänglig vid planering av provning. Omfattningen och inriktning av provningen beror starkt på om bärförmågan hos konstruktionen beror av lokala eller mer generella områden av konstruktionen. I många fall kan en viss brottmod eller konstruktionselement vara kritisk då lasteffekten ändrats (ökas) lokalt. I andra fall kan globala laster eller normkrav ha ändrats vilket medför att mer generella uppgifter gällande konstruktionens hållfasthet behövs.

Val av provningsmetoder beror också på syftet med provningen. Vid all provning som syftar till att bestämma betonghållfasthet bör tryckprovning av borrkärnor utföras (direkt provning). Tryckprovning är den vanligaste testmetoden och tryckhållfastheten definierar också betongens hållfasthetsklass. Som komplement till tryckprovning kan oförstörande provningsmetoder användas (indirekt provning). I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs provnings- och utvärderingsmetoder även gällande indirekta metoder (se även avsnitt gällande indirekta metoder). Dessa metoder bygger på att hållfastheten, som bestäms via direkt provning i ett visst område, kan relateras till andra delar av konstruktionen med hjälp av indirekta metoder. Detta kan vara till stor fördel när förstörande provning är begränsat till vissa områden. Indirekta metoder kan vara fördelaktiga då det i regel inte är lämpligt att ta ut borrkärnor nära aktuella kritiska området i konstruktionen. Provningsresultat i andra områden kan då relateras till det kritiska med hjälp av indirekta metoder. I BS 6089 [B7.11] anges att om utvärderingen av en konstruktion baseras på mindre än 15 borrkärnor bör dessa resultat kompletteras med indirekt provning. Indirekt provning kan också användas i ett tidigt skede för att lokalisera potentiellt svaga områden för provning.

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

För att kunna generalisera provningsresultat inom provningsområden är det viktigt att beakta den ursprungliga dokumentationen och den omgivande miljön för konstruktionen. I den ursprungliga dokumentationen finns bl.a. uppgifter gällande hållfasthetsklass och gjutetappsindelning för betongen i en viss del av konstruktionen. Då avgränsning görs för ett provningsområde bör detta område ej innefatta betong från mer än en hållfasthetsklass. Spridningen i resultatet ökar om flera gjutetapper inkluderas i ett provningsområde. Om provningsområdet som provningen är tänkt att gälla för innefattar flera gjutetapper bör också provningsställena inkludera flera gjutetapper för att erhålla en representativ spridning i resultaten. Ett provningsområde bör också väljas utifrån fukt- och temperaturförhållanden kring en konstruktion. T.ex. bör ett provningsområde inte väljas så att den omfattar delar som både exponeras för inomhus- och utomhusklimat. Som beskrivs tidigare i denna bilaga har också nivån i gjutetappen, där provkroppar tas ut, betydelse för resultatet (hållfastheten minskar med nivån i gjutetappen vilket framgår av kap 11.12:2 i Betonghandbok Material [B7.26]. Inverkade faktorer kan vara härdning och komprimering). I BS 6089 [B7.11] anges rekommendationer om var i höjddled som provning bör utföras (i övre tredjedelen för högre gjutetapper, ej närmare överkanten än 300 mm). Här anges också att 50 mm av borrkärnan från ytan inte bör ingå i en provkropp som skall tryckprovras.

Då provningsstället för provning planeras är det också viktigt att beakta var konstruktionen är åtkomlig för provning och hur borrhålen påverkar konstruktionens bärförmåga. Borring bör undvikas i armeringsjärn då detta både reducerar konstruktionens bärförmåga samt påverkas provningsresultaten om provkroppen inkluderar armeringsjärn (se t.ex. SS-EN 13791-1 [B7.3] A.3.6). Givetvis bör det säkerställas att borring ej skadar spännkablar. På kärnkraftverk kan provtagningen också begränsas eller försvåras av att vissa utrymmen inte är åtkomliga p.g.a. av strålning samt att betongen i sig kan vara kontaminerad. Metoder för återställande av borrhål i konstruktionen bör specificeras och planeras i förväg.

Antalet prover styrs av faktorer som tillförlitlighet, kostnad och skadeverkan på konstruktionen. Enligt SS-EN 13791 [B7.3] skall minst 3 borrkärnor (provningsställena) tas ut för att bedöma hållfastheten för ett visst provningsområde. Ökat antal borrkärnor inom ett provningsområde ger ökad tillförlitlighet i bedömningen av provningsområdets hållfasthet. Om

flera provkroppar testas från en borrkärna räknas detta enligt BS 6089 [B7.11] som ett provningsställe, där medelvärdet för proverna från borrkärnan utgör testresultat för detta specifika provningsställe. Spridningen i resultat beräknas mellan borrkärnor (provningsställen) inom ett provningsområde. Anledningen till detta är att spridningen inom en borrkärna inte anses representativ för konstruktionen. Motsvarande gäller för oförstörande provning där upprepade mätningar i samma punkt endast ger ett mått på variabilitet i testmetoden och inte ett mått variationen av hållfasthet inom konstruktionen. I [B7.9] ges följande uttryck för hur många provningsställen som behövs för att ej överstiga en viss felmarginal för det beräknade medelvärdet:

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

där, n är antal prover, e är maximalt tillåtet fel uttryckt i procent av medelvärdet och V är bedömd variationskoefficient (se t.ex. Tabell 2). Exempelvis, om variationskoefficienten är 15% ($V=15\%$) och om det beräknade medelvärdet utifrån tester ej skall avvika mer än 10% från det faktiska medelvärdet ($e = 10\%$) skall minst 9 provningar (borrkärnor) utföras enligt uttrycket ovan.

Metoder för utvärdering av direkt och indirekt provning av tryckhållfasthet beskrivs i SS-EN 13791 [B7.3] (se även avsnitt nedan). I planeringen bör det bestämmas vilka metoder och standarder som skall gälla för utvärdering och vem som ansvarar för denna. Det bör också i ett tidigt stadium bestämmas vilka provningsmetoder och standarder som bör gälla samt vem som ansvarar för provningen. Dokumentationen av provning, resultat och utvärdering är viktig och bör utföras på ett tydligt och överskådligt sätt. I kapitel 10 i SS-EN 13791 [B7.3] sammanfattas vad som bör inkluderas i en utvärderingsrapport. Mer detaljer kring vad som bör rapporteras från själva provningen anges i SS-EN 12390-3 [B7.12] kapitel 8.

Provning och utvärdering av tryckhållfasthet

Detta avsnitt behandlar provning och utvärdering av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och baseras främst på den vägledning som ges i SS-EN 13791 [B7.3]. I denna standard beskrivs hur tryckhållfastheten i en färdig konstruktion kan bestämmas både utifrån direkta metoder (borrkärnor) och indirekta metoder (icke förstörande). Som tillhörande dokument till SS-EN 13791 [B7.3] har British Standard givit ut standarden BS 6089 [B7.11]. Detta är ingen EN standard men förtydligar och kompletterar vägledningen i EN 13791 [B7.3].

Direkta metoder (borrkärnor)

Enligt SS-EN 13791 [B7.3] skall borrkärnor tas ut och undersökas enligt SS-EN 12504-1 [B7.13] samt testas enligt SS-EN 12390-3 [B7.12].

Enligt SS-EN 13791 [B7.3] skall borrkärnorna lagras i inomhusmiljö minst tre dagar innan provning. Standardprovning av gjutna provkroppar utförs normalt på provkroppar som lagrats i vatten fram till provning. Torrlagrade provkroppar ger generellt högre hållfasthetsvärde än våtlagrade, se t.ex. [B7.9]. Korrektionsfaktorer gällande förhållande mellan hållfasthet för våt- och torrlagrade finns angivna i SS 137207 [B7.14].

Längd/bredd förhållande på provkroppar inverkar på hållfastheten vid provning. Anledningen till detta anses främst bero på att friktionen från tryckpressens ändplattor ger en omslutningseffekt som ökar hållfastheten (se t.ex. [B7.9]). Standardprovkroppen, för vilken hållfastheten anses opåverkad av ändplattorna, utgörs av en cylinder med längden 300 mm och diametern 150 mm ($l/d = 2,0$). Som standard används också kuber med sidlängden 150 mm. För hållfasthetsklasser angivna i europeiska standarder (SS EN 206-1 [B7.4]) ligger förhållande mellan tryckhållfastheten för standardcylindrar ($f_{c,cyl}$) och kuber ($f_{c,kub}$) kring 0,8, dvs $f_{c,cyl}/f_{c,kub}$

~ 0,8. Enligt SS-EN 13791 [B7.3] motsvarar tryckhållfastheten för en borrkärna med längd och diameter på 100 mm ($l/d = 1.0$) tryckhållfastheten för en 150 mm kub lagrad under samma förhållande. Vid andra längd/diameter förhållande kan korrektionsfaktorer enligt SS 137207 [B7.14] tillämpas.

Storleken på provkroppen i sig inverkar också på resultatet. Enligt undersökningar beskrivna i [B7.9] ger provtryckning av borrkärnor med diameter 50 mm något lägre medelhållfasthet och större spridning i resultaten än borrkärnor med diameter 100 mm. En anledning till detta skulle vara att det är svårt att borra små kärnor utan att dessa får mindre skador. Det anses dock att för diametrar mellan 100 och 150 mm är skillnaderna försumbara. SS-EN 13791 [B7.3] gäller endast för borrkärnor med diameter större än 50 mm. I SS-EN 13791 [B7.3] anges att, om borrkärnor mindre än 100 mm används bör antalet prover ökas. För 50 mm kärnor rekommenderas att antalet prover ökas 3 gånger jämfört med 100 mm kärnor. I SS-EN 12504-1 [B7.13] anges att för max. stenstorlek som överstiger 3 gånger borrkärnans diameter påverkas den uppmätta tryckhållfastheten markant. I amerikanska standarder anges enligt [B7.15] motsvarande rekommendationer, d.v.s. att diametern på en kärna ej bör understiga 3 gånger max stenstorlek för betongen.

Toleranser för provkropparna skall överensstämma med uppgifter i SS-EN 12390-1 [B7.16]. Ojämheter i ändytorna på provkropparna kan ge spänningskoncentrationer som påverkar provningsresultatet, se t.ex. [B7.15]. Inverkan av tryckpressens utformning och egenskaper diskuteras översiktligt i [B7.15]. Här anges t.ex. att axialstyvheten i maskinen påverkar provningsresultaten, där en vek provningsmaskin ger lägre testresultat än en styvare maskin. Tryckpressens utformning och kalibrering specificeras i SS-EN 12390-4 [B7.17]. Pålastningshastigheten har stor påverkan på provningsresultaten, där en hög pålastningshastighet ger högre provningsresultat än låg pålastningshastighet. Enligt [B7.15] ger en långsammare pålastning större kryptöjningar i provkroppen som medför att brottöjningen i materialet uppnås vid lägre last. Lämpliga pålastningshastigheter specificeras i SS-EN 12390-3 [B7.12].

Utvärdering av den karakteristiska in-situ hållfastheten enligt SS-EN 13791 [B7.3] görs utifrån två olika metoder (A och B) som beskrivs kortfattat nedan. Val av metod beror på antalet borrkärnor som tagits ut för ett specifikt provningsområde.

Metod A (antal kärnor ≥ 15)

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

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

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

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

Metod B (3 – 14 kärnor)

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

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

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

där k beror av antalet prover enligt nedan

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

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

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

Enligt EKS 9 [B7.18] (avdelning D) anges en komplettering till SS-EN 13791 [B7.3] som innebär att Metod B enligt ovan ej tillämpas. Metod B ersätts enligt EKS 9 [B7.18] av en metod enligt SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4 som här tolkas enligt följande,

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

där k_s beror av antalet prover. Med motsvarande indelning som ovan ges (från tabell 6 i [B7.19])

$$n = 10 \text{ till } 14 \quad k_s = 1,70$$

$$n = 7 \text{ till } 9 \quad k_s = 1,73$$

$$n = 3 \text{ till } 6 \quad k_s = 1,94$$

Kompletteringen enligt EKS 9 [B7.18] innebär att kravet på kontroll av lägsta värdet tas bort och att reduktionen av medelvärdet blir beroende av den beräknade standardavvikelsen. Vid få antal prover kan låga standardavvikelser erhållas från provning som inte motsvarar den verkliga standardavvikelsen. I detta dokument rekommenderas därför att inte ersätta metod B i SS-EN 13791 [B7.3] med metod enligt SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4 utan att välja den metod som för det specifika fallet ger det lägsta värdet på den karakteristisk in-situhållfasthet $f_{ck,is}$.

Enligt SS-EN 13791 [B7.3] kan den karakteristiska in-situ hållfastheten relateras till tryckhållfasthetsklasser enligt SS-EN 206-1 [B7.4]. I Tabell 3 anges värden för respektive hållfasthetsklass där förhållandet mellan karakteristisk in-situ hållfasthet och karakteristisk standardhållfasthet är satt till 0,85 för alla hållfasthetsklasser.

Tabell 3 - Krav på in-situ tryckhållfasthet för ett urval av hållfasthetsklasser. Enligt SS-EN 13791 [B7.3].

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

Sist i detta dokument ges exempel på utvärdering av tryckhållfasthet utifrån provning av borrhärdar.

In-direkta metoder (oförstörande provning)

Indirekta metoder ger ett mått på andra egenskaper än hållfasthet som sedan under vissa förhållanden kan relateras till hållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs metoder för att bedöma tryckhållfastheten utifrån indirekta metoder där kalibrering utförs mot resultat från direkt provning av borrkärnor. Två alternativa metoder beskrivs i SS-EN 13791 [B7.3]:

1. Direkt korrelation med borrkärnor (avsnitt 8.2 i [B7.3]).
2. Kalibrering mot ett begränsat antal borrkärnor utifrån etablerade samband (avsnitt 8.3 i [B7.3]).

1. Direkt korrelation med borrkärnor

Metoden bygger på att ett empiriskt samband mellan in-situ hållfasthet och indirekta testresultat tas fram för betongen i det specifika fallet. Sambandet skall baseras på resultat från omfattande direkt provning (minst 18 borrkärnor) av provningsområdet av intresse. SS-EN 13791 [B7.3] ger en detaljerad beskrivning av metoden som baseras på en regressionsanalys av dataparen från utförd direkt och indirekt provning. Det slutliga sambandet skall baseras på 10 % fraktilen av hållfastheten. Sambandet skall endast användas för bedömning av betonghållfasthet för den typen av betong och omgivningsförhållanden som den skapats för.

2. Kalibrering mot ett begränsat antal borrkärnor utifrån etablerade samband

Denna metod är specificerad för tre olika indirekta testmetoder, studshammartest (rebound hammer test), ultraljudstest och utdragstest. Grundläggande samband för respektive testmetod finns angivna i SS-EN 13791 [B7.3]. De angivna sambanden skall kalibreras mot test på borrkärnor från minst 9 provningsställen inom aktuellt provningsområde. Resultaten från tryckproverna utvärderas och dessa resultat används för att korrigera de grundläggande sambanden i SS-EN 13791 [B7.3].

För varje provningsställe beräknas en korrektionsfaktor δf enligt

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

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

Korrektionsfaktorn Δf för att precisera sambandet mellan resultat från den indirekta metoden och in-situ tryckhållfastheten beräknas enligt

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

där $\delta f_{m(n)}$ och s är medelvärdet respektive standardavvikelsen för korrektionsvärdena δf enligt ovan. k är en konstant som redovisas i tabell 3 i SS-EN 13791 [B7.3].

Metoder nämnda i utvärderingsmetod 2 (SS-EN 13791 [B7.3]) enligt ovan kan anses mest lämpliga för utvärdering av tryckhållfasthet och beskrivs i följande standarder:

- Studshammartest, enligt SS-EN 12504-2 [B7.20]
- Ultraljudstest, enligt SS-EN 12504-3 [B7.21]
- Utdragstest, enligt SS-EN 12504-4 [B7.22]

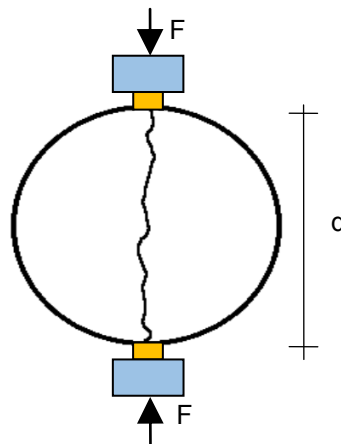
I BS 6089 [B7.11] behandlas lämpligheten och begränsningar för olika metoder att mäta tryckhållfastheten i betong. Studshammartest och utdragstest anses främst relatera till betongens egenskaper i ytan medan ultraljudstest anses kunna utföras så att även inre delar av betongen beaktas.

Provning och utvärdering av draghållfasthet

I denna bilaga behandlas främst metoder för att bestämma tryckhållfasthet och klassificering av betongen för existerande betongkonstruktioner enligt SS-EN 13791 [B7.3]. Via tryckhållfastheten kan även andra materialparametrar hos betongen, som draghållfasthet, bestämmas genom empiriska samband som beskrivs t.ex. i SS-EN1992-1-1 [B7.5]. För klassificering av hållfasthet för hårdnad betong via provkroppar vid produktion, enligt SS-EN 206-1 [B7.4], ställs krav på provning av draghållfastheten (spräckhållfasthet), då denna behöver specificeras för betongen. Draghållfastheten i betong är förknippad med större spridning än tryckhållfastheten. Provning av draghållfasthet bör därför ses som ett komplement till draghållfastheten bestämd via provning av tryckhållfasthet.

Det finns flera olika provningsmetoder för att bestämma draghållfasthet. I [B7.15] redovisas tre typer, direkt draghållfasthetstest, böjdraghållfasthetstest och spräckhållfasthetstest. För direkt draghållfasthetstest mäts draghållfastheten direkt medan för övriga metoder ges ett indirekt mätvärde som måste räknas om till draghållfasthet. Spräckhållfasthetstest kan anses vara den vanligaste metoden främst beroende på att denna metod är enkel samt möjlig att utföra med samma typ av provkroppar (cylindrar och kuber) och provningsutrustning som används för tryckprovning. Metoden för att mäta draghållfastheten direkt (direkt draghållfasthetstest) är svår att genomföra och kräver stor noggrannhet gällande provkroppar och utrustning. Böjdraghållfasthetstest kräver speciell utformning på provkroppar och är därför ofta inte praktiskt användbar för in-situ provning.

I SS-EN 12390-6 [B7.23] beskrivs hur spräckhållfasthet hos provkroppar skall bestämmas. Principen för provning av spräckhållfasthet innebär att ett koncentrerat tryck appliceras i provkroppens över- och underkant vilket medför att provkroppen spräcks vid en viss lastnivå (se Figur 3).



Figur 3 - Princip för spräckhållfasthetstest.

Enligt SS-EN 12390-6 [B7.23] bestäms spräckhållfastheten enligt följande uttryck,

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

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

I SS-EN 1992-1-1 [B7.5] avsnitt 3.1.2 anges ett approximativt förhållande mellan spräckhållfasthet $f_{ct,sp}$ och draghållfastheten f_{ct} enligt $f_{ct} = 0,90 * f_{ct,sp}$

Standard för att utvärdera karakteristisk in-situ draghållfasthet, motsvarande SS-EN 13791 [B7.3] för tryckhållfasthet, finns inte tillgänglig som Europastandard. Gällande

standardprovning för gjutna provkroppar anges i SS-EN 206-1 [B7.4] (avsnitt 8.2) metoder för utvärdering av både tryckhållfasthet och spräckhållfasthet. Principerna gällande utvärdering av standard tryckhållfasthet enligt SS-EN 206-1 [B7.4] överensstämmer i många delar med utvärdering av in-situ tryckhållfasthet enligt SS-EN 13791 [B7.3]. Principerna för utvärderingen av in-situ spräckhållfastheten (draghållfasthet) anses därför kunna baseras på EN 206-1 [B7.4].

Sist i detta dokument ges exempel på utvärderingsmetodik gällande in-situ draghållfasthet.

Bestämning av dimensionerande materialparametrar

Dimensionerande materialparametrar bestäms enligt SS-EN 1990 [B7.24] avsnitt 6.3.3. I generella termer erhålls dimensionerande materialparameter av uttrycket,

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

där η beaktar systematiska skillnader mellan hållfastheten vid test och in-situ hållfastheten i betongkonstruktionen. X_k är den karakteristiska materialparametern och γ_m är en partialkoefficient som beaktar osäkerheter för materialparametern ifråga.

För betong anges i SS-EN 1992-1-1 [B7.5] avsnitt 3.1.6 att dimensionerande tryckhållfasthet (f_{cd}) respektive draghållfasthet (f_{ctd}) skall bestämmas enligt följande uttryck,

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

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

,där α_{cc} och α_{ct} beaktar långtidseffekter och kan sättas till 1,0 enligt EKS 9 [B7.18]. f_{ck} och f_{ctk} är karakteristiska hållfasthetsvärden och γ_C är partialkoefficienten för betong enligt Tabell 4 nedan.

Tabell 4 - Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5] tabell 2.1N.

Dimensioneringssituationer	γ_C for betong
varaktiga & tillfälliga	1,5
exceptionella	1,2
γ_C motsvarar η / γ_c	

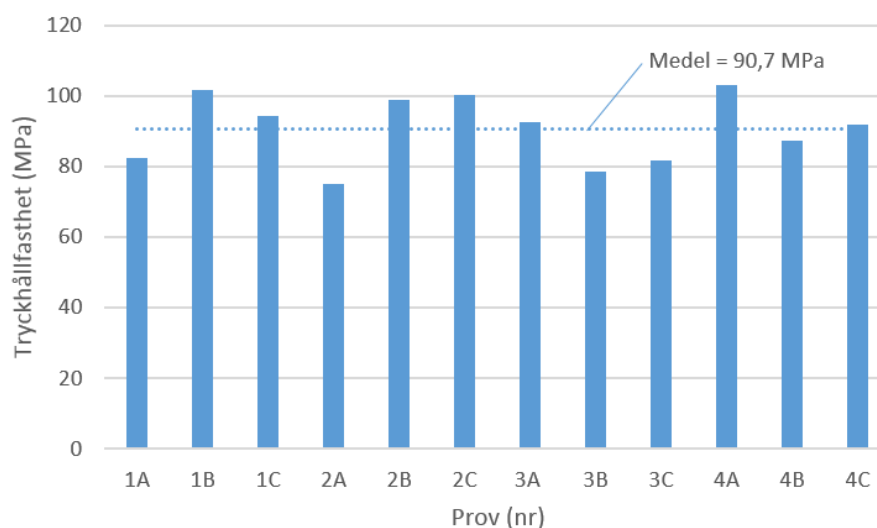
Skillnaden mellan karakteristisk standardhållfasthet och in-situ hållfastheten beskrivs av faktorn η . Enligt SS-EN 13791 [B7.3] är denna faktor 0,85. Man kan notera att för exceptionella dimensioneringssituationer är $1 / \gamma_C = 1 / 1,2 = 0,83$, vilket betyder att faktorn γ_C i princip endast beaktar skillnaden mellan in-situ och standardhållfasthet för exceptionella dimensioneringssituationer.

Då en ny byggnad konstrueras med betong enligt SS-EN 206-1 [B7.4] kan betongens karakteristiska tryck- och draghållfasthet (f_{ck} och f_{ctk}) hämtas ur SS-EN 1992-1-1 [B7.5] Tabell 3.1. För befintliga äldre konstruktioner måste flera aspekter vägas in för att kunna bedöma de karakteristiska hållfastheterna på ett tillförlitligt sätt, vilket behandlas i denna bilaga.

Nedan ges exempel på hur karakteristiska hållfastheter kan bestämmas utifrån provning.

Exempel, utvärdering av in-situ provning

I [B7.25] finns mätresultat dokumenterade gällande provning på utborrade cylindrar från inneslutningskärlet vid Ringhals 3. Provingen utfördes då en öppning togs upp i inneslutningskärlet vid ånggeneratorbytet 1995. Betongens ålder vid provningstillfället var ca 20 år. I Figur 4 och Tabell 5 visas tryckprovningens resultat och i Tabell 6 visas spräckprovningens resultat. Totalt 4 borrhärdar har tagits ut (kärna 1 till 4), där 3 provkroppar (prov A till C) trycktestas för respektive kärna. För kärna 1, 3 och 4 har spräckprovning utförts.



Figur 4 - Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbyte 1995. Från [B7.25].

Tabell 5 - Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbyte 1995.

Provning (nr)	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C	4A	4B	4C
Djup från utsida (mm)	35-130	200-300	300-410	30-140	200-310	310-420	30-130	130-240	240-350	50-160	160-270	270-380
Tryckhållfasthet (MPa)	82,6	102	94,3	75,2	98,8	101	92,7	78,5	81,8	103	87,4	92,1
Tryckhållfasthet ¹⁾ (MPa)	-	-	92,9	-	-	91,5	-	-	84,3	-	-	94,2

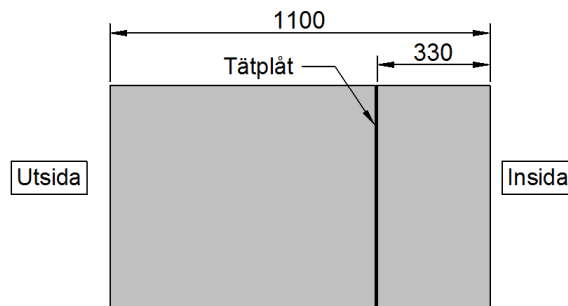
1) Medelhållfasthet för respektive kärna.

Tabell 6 - Resultat från spräckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbytte 1995.

Provning (nr)	1	3	4
Spräckhållfasthet (MPa)	6	6,6	4,8

Enligt [B7.25] är betongen av ursprunglig kvalitet K50 (cement LH Limhamn, max stenstorlek 32 mm).

Provningen är utförd i ett begränsat område i inneslutningsväggen (ca 8x7 m) kring nivå +115. Väggen är totalt 1100 mm tjock avdelad med en tätplåt ca 330 mm från insidan (Se Figur 5). Den inre delen av väggen exponeras för inomhusklimat medan den yttre delen exponeras för utomhusklimat.



Figur 5 - Principiell vertikalsektion genom Ringhals 3 inneslutningsvägg.

Fyra borrhärdar med total längd på ca 400 mm har tagits ut från utsidan. Från varje borrhärda sågas tre provkroppar för tryckprovning och en för spräckprovning. I [B7.11] anges att de yttersta 50 mm från ytan av borrhärdarna bör exkluderas vid provning. De yttersta provkropparna har tagits 30 mm från ytan men inkluderas här i utvärderingen. Diametern på provkropparna är ca 94 mm och längden ca 100 mm.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover. Om flera provningsresultat kommer från samma kärna skall medelvärdet från dessa betraktas som ett prov enligt vägledning i BS 6089 [B7.11]. I detta exempel utförs två alternativa utvärderingar av resultat: 1) utvärdering utifrån enskilda prover och 2) utvärdering utifrån medelvärde för respektive borrhärda.

Utvärdering av tryckprover

Utvärderingen utförs enligt SS-EN 13971 [B7.3] med kompletteringar enligt EKS 9 [B7.18].

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

Medelvärde

$$1) f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 1089 / 12 = 90,7 \text{ MPa} \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 363 / 4 = 90,7 \text{ MPa} \quad (\text{kärnor})$$

Standardavvikelse

$$1) s = [(\Sigma (f_{is} - f_{m(n),is})^2) / (n-1)]^{0,5} = [1000 / 11]^{0,5} = 9,5 \text{ MPa} \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0,5} = [58,0 / 3]^{0,5} = 4,4 \text{ MPa} \quad (\text{kärnor})$$

Variationskoefficient

$$1) V = s / f_{m(n),is} = 9,5 / 90,7 = 0,10 \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) V = s / f_{m(n),is} = 4,4 / 90,7 = 0,049 \quad (\text{kärnor})$$

Lägsta värdet

$$1) f_{is, \text{lowest}} = 75,2 \text{ MPa} \quad (\text{enskilda prover})$$

$$2) f_{is, \text{lowest}} = 84,4 \text{ MPa} \quad (\text{kärnor})$$

Den beräknade variationskoefficienten är 10% för enskilda prover och 4,4% för borrkärnor. Variationskoefficienten som gäller för enskilda prover motsvarar ungefär vad som kan förväntas om provkropparna kommer från olika gjutleveranser enligt värden angivna i [B7.9] (se Tabell 2 i detta dokument). Utvärderingen av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet nedan görs utifrån enskilda prover, dvs alternativ 1) enligt ovan.

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

Då antalet prover understiger 15 gäller metod B enligt SS-EN 13971 [B7.3] med kompletteringar enligt EKS 9 (hänvisning till SS-ISO 12491 [B7.19]). Enligt resonemang tidigare i denna bilaga görs utvärdering enligt både SS-EN 13971 [B7.3] och SS-ISO 12491 [B7.19] där lägsta karakteristisk in-situ tryckhållfasthet väljs.

SS-EN 13971 [B7.3], metod B

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

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 90,7 - 5 = 85,7 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,is} = f_{is, \text{lowest}} + 4 = 75,2 + 4 = 79,2 \text{ MPa}$$

SS-ISO 12491 [B7.3], avsnitt 7.4

Enligt EKS 9 [B7.18] (avdelning D) anges en kompletterande metod till SS-EN 13971 [B7.3] metod B. Metod beskrivs i SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4 och tolkas här enligt följande ($k_s = 1,69$ för 12 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [B7.19] där $\gamma=0,5$ och $p=0,95$ enligt EKS [B7.18]),

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 90,7 - 1,69 * 9,5 = 74,6 \text{ MPa}$$

Det lägsta karakteristisk in-situ hållfasthet $f_{ck,is} = 74,6 \text{ MPa}$ (enligt SS-ISO 12491 [B7.19]).

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

Utifrån provningsresultaten för tryckhållfasthets bedöms betongen minst motsvara hållfasthetsklass C70/85 (se Tabell 3).

Enligt provningsresultaten är kubhållfasthetsklassen minst K85 medan ursprunglig hållfasthetsklass enligt ritning är K50. Enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5] motsvarar detta en ökning av den karakteristiska tryckhållfastheten f_{ck} på ca 75% (70/40). Den konstaterade större tryckhållfastheten vid provningstillfället kan bero på fortskridande hydratation och/eller en ursprunglig hållfasthet högre än den specificerade.

Utvärdering av spräckprover

Motsvarande standard som finns för tryckprovning (SS-EN 13971 [B7.3]) finns ej tillgänglig gällande utvärdering av spräckprover (se tidigare avsnitt i denna bilaga). Utvärdering av

spräckhållfastheten utförs här enligt SS-EN 206-1 [B7.4] avsnitt 8.2.2 som gäller standardprovning för gjutna provkroppar med kompletteringar enligt metod i SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

Medelvärde,

$$f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 17,4 / 3 = 5,8 \text{ MPa}$$

Standardavvikels,

$$s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2] / (n-1)^{0,5} = [1,68 / 2]^{0,5} = 0,92 \text{ MPa}$$

Variationskoefficient,

$$V = s / f_{m(n),is} = 0,92 / 5,8 = 0,16$$

Lägsta värdet,

$$f_{is, lowest} = 4,8 \text{ MPa}$$

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

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

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

Enligt SS-EN 206-1 [B7.4], avsnitt 8.22

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

$$f_{ctk,sp,is} = f_{m(n),is} - 0,5 = 5,8 - 0,5 = 5,3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,sp,is} = f_{is,lowest} + 0,5 = 4,8 + 0,5 = 5,3 \text{ MPa}$$

SS-ISO 12491 [B7.19], avsnitt 7.4

$k_s = 1,94$ för 3 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [B7.19] där $\gamma=0,5$ och $p=0,95$ enligt EKS 9 [B7.18].

$$f_{ctk,sp,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 5,8 - 1,93 * 0,92 = 4,0 \text{ MPa}$$

Det lägsta karakteristisk in-situ spräckhållfasthet $f_{ct,sp,is} = 4,0 \text{ MPa}$ (enligt SS-ISO 12491 [B7.19]).

Enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5] avsnitt 3.1.2 motsvarar draghållfastheten ca 90% av spräckhållfastheten, dvs $f_{ctk, is} = 0,9 * f_{ctk,sp,is} = 0,9 * 4,0 = 3,6 \text{ MPa}$.

För att relatera in-situdraghållfastheten till standarddraghållfastheten antas samma relation gälla som för tryck, dvs $f_{ck,is} / f_{ck} = 0,85$. Därmed skulle beräknad in-situ draghållfasthet motsvara en karakteristisk standarddraghållfasthet på $f_{ctk} = f_{ctk, is} / 0,85 = 3,6 / 0,85 = 4,2 \text{ MPa}$.

Den utvärderade karakteristiska draghållfastheten (f_{ctk}) enligt ovan är högre än den karakteristiska draghållfastheten som ges av hållfasthetsklassen C70/85, som bedömts utifrån tryckprovningen ($f_{ctk} = 3,2 \text{ MPa}$ för C70/85 enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5]).

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

Referenser

- [B7.1] Strålsäkerhetsmyndigheten SSM, Utvärdering av materialdata för befintliga betongkonstruktioner med inriktning på verifiering av förankringar vid kärntekniska anläggningar, tillgängligt utkast 2014-07-07.
- [B7.2] Lund University, Division of Structural Engineering, S. Thelandersson, Assessment of material property data for structural analysis of nuclear containments, Report TVBK-3051, 2004.
- [B7.3] SS-EN 13791, Swedish Standard Institute, Bedömning av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och förtillverkade betongelement.
- [B7.4] SS-EN 206-1, Swedish Standard Institute, Betong - Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse
- [B7.5] SS-EN 1992-1-1:2005; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.
- [B7.6] JCSS, Probabilistic model code, 2001, Printed from www.jcss.ethz.ch.
- [B7.7] Concrete International, M. Bartlett, J G Macgregor, Equivalent specified concrete strength from core test data, vol 17, nr 3, 1995.
- [B7.8] Lund University, T. Degerman, Dimensionering av betongkonstruktioner enligt sannolikhetsteoretiska metoder, TVBK-1003, 1981.
- [B7.9] ACI, Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results, ACI 214.4R-10, 2003.
- [B7.10] Taylor and Francis, J.Bungey, S. Millard, M. Grantham, Testing of Concrete in Structures: Fourth Edition, 2006.
- [B7.11] BS 6089:2010, British Standards Institution, Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. Complementary guidance to that given in BS EN 13791, 2010.
- [B7.12] SS-EN 12390-3, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 3: Tryckhållfasthet hos provkroppar.
- [B7.13] SS-EN 12504-1, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdiga konstruktioner - Del 1: Borrkärnor - Uttag, undersökning och tryckprovning.
- [B7.14] SS 137207, Swedish Standard Institute, Betongprovning - Hårdnad betong - Tryckhållfasthet – Omräkningsfaktorer.
- [B7.15] Pearson Education, A.M. Neville, Properties of concrete, fourth edition, 2003.
- [B7.16] SS-EN 12390-1, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 1: Form, dimensioner och övriga krav på provkroppar och formar.
- [B7.17] SS-EN 12390-4, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 4: Tryckhållfasthet - Fordringar på tryckpressar.
- [B7.18] Boverket BFS 2011:10-EKS 8 Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder).
- [B7.19] SS-ISO 12491, Swedish Standard Institute, Statistiska metoder för kvalitetsstyrning av byggmaterial och byggprodukter.

- [B7.20] SS-EN 12504-2, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 2: Icke förstörande provning - Bestämning av studsvärden.
- [B7.21] SS-EN 12504-3, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 3: Bestämning av utdragskraft.
- [B7.22] SS-EN 12504-4, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 4: Bestämning av ultraljudshastighet.
- [B7.23] SS-EN 12390-6, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 6: Spräckhållfasthet hos provkroppar.
- [B7.24] SS-EN 1990, Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.
- [B7.25] Statens kärnkraftinspektion. T. Roth, J. Silfwerbrand and H. Sundquist, Utredning kring reaktorinneslutningar- Konstruktion, degraderingar och skador samt kontroller och provningar. SKI Rapport 02:59, 2002.
- [B7.26] AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Betonghandbok Material, utgåva 2, 1994

Definitioner

In-situ provning	Test utfört på befintlig konstruktion.
Provkropp	Bearbetad betongdel färdig för provning, gjuten i form från färsk betong eller utborrad från färdig konstruktion.
Borrkärna	Betongcylinder utborrad från färdig konstruktion. En borrkärna kan utgöra flera provkroppar.
Direkt provningsmetod	Provningsmetod relaterar direkt till sökt hållfasthetsparametern. T.ex. tryckprovning eller spräckprovning av betong.
Indirekt provningsmetod	Provningsmetod ger mått på annan materialparameter (t.ex. styvhet eller densitet) som under vissa förutsättningar kan relateras till sökt hållfasthetsparameter.
Standard tryckhållfasthet	Tryckhållfasthet bestämd för standardprovkroppar som samplas, tillverkas, lagras och provas enligt SS-EN 12350-1, SS-EN 12390-2 and SS-EN 12390-3.
Tryckhållfasthet för borrkärna	Tryckhållfasthet för borrkärna bestämd enligt SS-EN12504-1.
In-situ tryckhållfasthet:	Tryckhållfasthet i konstruktion uttryckt som ekvivalent hållfasthet för standardmått på kub eller cylinder.
Provningsställe (test location):	Utvalt område för att mäta in-situ hållfastheten.
Provningsområde (test region):	En eller flera delar av strukturen som antas tillhöra samma population, dvs samma statistiska fördelning. Ett område skall ha producerats på samma sätt och exponerats för liknande miljöförhållanden. Ett område består av flera provningsställen.

Bilaga 8: Bärverksanalys – en sammanfattning

I denna bilaga sammanfattas vissa av de rekommendationer som ges i DNB vad gäller bärverksanalys. Sammanfattningen behandlar fall avseende bärförmåga och täthet i brottgränstillståndet för reaktorinneslutningskärlet samt för övriga säkerhetsrelaterade byggnadskonstruktioner. Sammanställningen nedan ska ses som en generell ansats, varje specifik situation får bedömas från fall till fall. Redovisningen sker i tabellform. Följande beteckningar används i tabellen:

Byggnad

- Reaktorinneslutningskärlet = RI
- Övriga säkerhetsrelaterade byggnadskonstruktioner = SRB
- Ej säkerhetsrelaterade byggnadskonstruktioner (behandlas ej i bilaga 8)

Gränstillstånd (med tillhörande dimensioneringssituation)

- SLS (behandlas ej i bilaga 8)
- $U_{S_{EQU}}$ och $U_{S_{VIB}}$ (behandlas ej i bilaga 8)
- $U_{S_{STR-per}}$; $U_{S_{STR-tran}}$ $U_{S_{LEAK-per}}$; $U_{S_{LEAK-tran}}$ $U_{S_{CONT-per}}$; $U_{S_{exc,s}}$
- $U_{S_{STR-dec}}$ $U_{S_{LEAK-dec}}$ $U_{S_{CONT-dec}}$
- $U_{S_{STR-dec,s}}$ $U_{S_{LEAK-dec,s}}$ $U_{S_{CONT-dec,s}}$

Lasttyp

- Primära laster (yttre last) = Primär
- Sekundära laster (temperaturpåverkan, inverkan av sättning samt inverkan av krympning och krypning) = Sekundär

Bärverksanalys

- Elastisk analys = Elastisk
- Viss plastisk omlagring tillåten = VPO
- Gränslastanalys = Gränslast

Fall		Lasttyp		Bärverksanalys			Fotnot
Byggn.	Gränstillst.	Primär	Sekundär	Elastisk	VPO	Gränslast	
RI	ULS _{STR} -per/tran och -exc	X		X			
		X	X	X			
		X	(X)			X	1)
	ULS _{STR} -dec	X	(X)			X	
	ULS _{STR} -exc,s och -dec,s	X	(X)	X			
	ULS _{CONT} -per/tran och -exc	X		X			3)
		X	X	X			3)
		X	(X)			X	1)+3)
	ULS _{CONT} -dec	X	(X)			X	3)
ULS _{CONT} -exc,s och -dec,s	X	(X)	X			3)	
SRB	ULS _{STR} -per/tran och -exc	X			X	(X)	2)
		X	X		X	(X)	2)
		X	(X)			X	1)
	ULS _{STR} -dec	X	(X)			X	
	ULS _{STR} -exc,s och -dec,s	X	(X)	X			
	ULS _{LEAK} -per/tran och -exc	X			X		3)
		X	X		X		3)
		X	(X)			X	1)+3)
	ULS _{LEAK} -per/tran och -exc	X		X	(X)		3)+4)+5)
		X	X	X	(X)		3)+4)+5)
	ULS _{LEAK} -dec	X	(X)			X	3)
ULS _{LEAK} -exc,s och -dec,s	X	(X)	X			3)	

X = Last ingår / Acceptabel analysmetod

(X) = Last ingår eventuellt / Acceptabel analysmetod under vissa förutsättningar (se fotnot för detaljer).
1), 2), ..., 5) = Fotnot enligt nedan.

+ = När plustecken finns mellan fotnoter innebär det att alla måste vara uppfyllda.

Notera att för samtliga fall där sekundära lasttyper ingår kan, där annat ej anges, hänsyn behöva tas till betongens uppsprickning.

Det är tillåtet att använda sig av mindre gynnsamma analysmetoder än de som är markerade i tabellen (elastisk analys eller VPO, istället för gränslastanalys, om nu gränslastanalys är markerad, osv.).

- 1) Detta fall kan endast tillämpas när impuls- eller stötlast är huvudlast.
- 2) Nyttjande av gränslastanalys endast tillåtet om detta speciellt påvisas vara acceptabelt.
- 3) Detta fall kan tillämpas under förutsättning att täthetskrav kan påvisas vara uppfyllda.
- 4) Detta fall gäller för bassänger, tankar etc. med invändig tätplåt. Detta fall kan även användas när begränsning av sprickvidden är avgörande för att påvisa att konstruktionens täthetskrav uppfylls.
- 5) Om viss plastisk omlagring utnyttjas bör det tillses att armeringen närmast tätplåten ej plasticeras för fall då tätplåten är dragbelastad.



2015:24

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

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

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

Strålsäkerhetsmyndigheten
Swedish Radiation Safety Authority

SE-17116 Stockholm
Solna strandväg 96

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

E-mail: registrator@ssm.se
Web: stralsakerhetsmyndigheten.se