



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Myndighetsrapport

Inverkan från undergrund och bränslebassänger vid jordbävninganalyser på svenska kokvattenreaktorer

2021:17

Författare:

Manouchehr Hassanzadeh ¹⁾, Jonas Enzell ¹⁾, Richard Malm ²⁾

¹⁾ SWECO, Stockholm

²⁾ KTH, Stockholm

Rapportnummer: 2021:17

ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på www.ssm.se

SSM perspektiv

Bakgrund

Vattnet i en bassäng, såsom bränsle- och kondensationsbassänger i kärnkraftsreaktorer, har en stor inverkan på strukturens verkningssätt när en sådan konstruktion blir utsatt för seismiska laster. Vattnet bidrar med en ökad massa som sänker strukturens egenfrekvenser och dessutom ger det upphov till hydrostatiskt och hydrodynamiskt tryck på bassängens väggar på grund av vågutbredningen i fluiden. Det finns ett antal olika metoder för analys av interaktionen mellan fluid och konstruktion, s.k. FSI (Fluid Structure Interaction). Det finns även studier som belyser skillnaderna mellan de olika FSI-metoderna. Den jordbävning som används vid kärntekniska tillämpningar i Sverige, s.k. svensk jordbävning, karakteriseras av högfrekvent innehåll. Vid den sortens jordbävningar är vattnets bidrag till inducerade spänningar i strukturen större än jordbävningar med huvudsakligen lågfrekvent innehåll.

Syfte

Syftet med projektet har varit att bl.a. studera kärnbränsle- och kondensationsbassängernas inverkan på reaktorinneslutningen till en kokvattenreaktor utsatt för jordbävningsslast samt undersöka de spänningar och deformationer som uppstår i strukturen vid en sådan last genom tillämpning och jämförelse av beprövade analysmetoder.

Resultat

Genomförda analyser och undersökningar i projektet visar bland annat att

- bränsle- och kondensationsbassängerna har stor inverkan på reaktorinneslutningens dynamiska beteende,
- berggrunden har relativt stor inverkan på strukturens dynamiska respons, även i fall där den inte behöver beaktas,
- val av sätt att bestämma dämpning har också stor inverkan på strukturens dynamiska beteende, och
- simuleringar med responspektrumanalys är begränsande då inga icke-linjära materialegenskaper och randvillkor kan användas vilket är problematiskt vid simuleringar i brottgränstillstånd.

Slutsatser

Ytterligare studier behövs inom aktuellt område. Det handlar bl.a. om utveckling av metod för val dämpning och dämpningsparametrar, fortsatt undersökning av bergets inverkan på strukturen samt vidare undersökning av den s.k. uthållighetsanalysen vid bestämning av den verkliga beständigheten i brottgränstillståndet hos kärntekniska byggnadsstrukturer.

Projektinformation

Kontaktperson SSM: Kostas Xanthopoulos

Referens: SSM2018-931



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Manouchehr Hassanzadeh ¹⁾, Jonas Enzell ¹⁾, Richard Malm ²⁾

¹⁾ SWECO, Stockholm

²⁾ KTH, Stockholm

2021:17

Inverkan från undergrund och bränsle-
bassänger vid jordbävningsanalyser på
svenska kokvattenreaktorer

Datum: Juni 2021

Rapportnummer: 2021:17 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.

Innehåll

Sammanfattning	1
Abstract	3
1 Introduktion	4
1.1 Bakgrund	4
1.2 Syfte.....	5
1.3 Genomförande.....	5
2 Jordbävninganalys	6
2.1 Dynamisk FE-analys.....	6
2.1.1 Dynamisk kraftjämvikt.....	6
2.1.2 Egenmoder och frekvenser	6
2.1.3 Respons på dynamisk last.....	7
2.2 Analysmetoder.....	8
2.2.1 Responsspektrumanalys	8
2.2.2 Tidshistorieanalys.....	9
2.2.3 Uthållighetsanalys.....	10
2.3 Dynamiska materialegenskaper	11
2.4 Dämpning	12
2.5 Fluid-strukturinteraktion (FSI).....	14
2.5.1 Akustiska element.....	15
2.6 Inverkan från omgivande berg.....	16
2.6.1 Bergvolym med massa	18
2.7 Exempel på svenska jordbävningar	19
3 Fallstudie – Reaktorinneslutning	21
3.1 Geometri	21
3.1.1 Reaktorinneslutning och reaktorbasäng	22
3.1.2 Reaktorbasäng.....	23
3.1.3 Tätplåt	23
3.1.4 Förspänning.....	24
3.2 Vatten	25
3.3 Elementindelning	26
3.4 Randvillkor och berg.....	27
3.5 Materialelegenskaper	28
3.6 Dämpning	28
3.7 Laster	29
3.7.1 Belastningssekvens	29
3.7.2 Egentyngd.....	30
3.7.3 Förspänning av spännkablar	31
3.7.4 Seismisk acceleration	31
3.8 Resultatpunkter	32
4 Resultat	35
4.1 Egentyngd och förspänning.....	35
4.2 Egenfrekvenser	35
4.3 Responsspektrumanalys	39
4.4 Tidshistorieanalys.....	40
4.4.1 Dynamiskt vattentryck	42
4.5 Inverkan av analysmetod	42
4.6 Inverkan av omgivande berg	44
4.7 Inverkan från val av Rayleigh-dämpning.....	45
5 Diskussion och slutsatser	47
5.1 Analysmetoder.....	47
5.2 Interaktion med undergrunden	48

5.3	Modellering av struktur och vatteninteraktion	48
5.4	Inverkan av dämpning	49
5.5	Inverkan av materialegenskaper	49
6	Slutsatser	51
6.1	Fortsatt forskning.....	51
7	Erkännanden	52
8	Referenser	53

Sammanfattning

Sverige är ett lågaktivt seismiskt område och konventionella byggnader och anläggningar dimensioneras inte för jordbävningsslaster. I kärnkraftbranschen är dock säkerhetsmedvetenheten mycket hög och kärntekniska anläggningar dimensioneras även för laster med låg sannolikhet. De tidiga kärnkraftsreaktorerna som ursprungligen inte dimensionerades för jordbävningar har därför rekvalificerats för seismisk last. SSM har utfört flera projekt för att öka säkerheten och kunskap kring analysmetoder relaterat till seismiska laster. Syftet med detta projekt har varit att undersöka kärnbränsle- och kondensationsbassängernas inverkan på reaktorinneslutningen vid en typisk svensk kokvattenreaktor under seismisk last. Bassängernas inverkan på både det dynamiska beteendet samt spänningar i strukturen har undersökts. Dessutom har analysmetoder jämförts och parameterstudier utförts för grundläggningens styvhet och inverkan av valet av dämpningsparametrar.

De svenska kokvattenreaktorernas reaktorinneslutningar har stora bassänger med fri vattenyta. Vattnets massa påverkar strukturen genom att sänka dess egenfrekvenser. Det påverkar även intilliggande struktur genom dynamiskt vattentryck. I detta projekt har vattnet modellerats med akustiska element. Det kunde konstateras att vattenmassan sänkte inneslutningens egenfrekvens med ca 15 % och att dragspänningarna i strukturen ökade med ca 50 % när bassängerna var fyllda.

Vid en seismisk analys har mjuka grundläggningsmaterial stor inverkan på responsen. Berggrundlagda strukturer brukar dock räknas som fast inspända. Detta innebär dock att grunden inte kan förskingra någon energi och att den seismiska responsen överskattas. Via en parameterstudie visades att responsen sänktes betydligt när reaktorinneslutningen grundlades på en masslös bergvolym. För dammar har det dock visat sig att även masslöst berg är konservativt. Därför argumenteras det för att en metod för att beakta berggrundens massa borde undersökas vidare för att kunna bestämma inneslutningens verkliga respons.

Den seismiska risken för svenska kärntekniska anläggningar är framförallt förknippad med närliggande jordbävningar. Kärnkraftsreaktorer är dessutom grundlagda direkt på berget och ett högt frekvensinnehåll förväntas därför i jordbävningssignalerna. En parameterstudie har utförts som undersöker inverkan av val av dämpningsparametrar som visar att vissa klassiska sätt att välja dämpningsparametrar kan vara vanskliga då de överskattar dämpningen vid höga frekvenser. Detta blir speciellt problematiskt vid svenska kärntekniska anläggningar, där ett högt frekvensinnehåll väntas.

Vidare argumenteras det för att projekt borde utföras för att undersöka uthållighetsanalys, vilket är en alternativ analysmetod i tidsdomänen. Uthållighetsanalys är ett alternativ och komplement till tidshistorieanalys där en artificiell jordbävningssignal med en intensitet som ökar med tiden. Om Uthållighetsanalys utförs kan strukturens bärförmåga bestämmas direkt från en

analys istället för att genomföra ett flertal olika konventionella tidshistorieanalyser där amplituden succesivt ökas för de olika simuleringarna för att fånga ett brott.

Abstract

Sweden is considered a low-active seismic area, conventional structures are therefore not designed for seismic loads. However, the nuclear power sector has high demands on safety and nuclear power facilities are designed for loads with low probability. The first Swedish nuclear powerplants were not designed to be earthquake resistant but has since been upgraded or controlled for seismic loads. The aim of this report was to evaluate the dynamic effects of the pools within in the containment building of a boiling water reactor at a nuclear power plant. Both the dynamic behavior and the induced stress were evaluated. Methods for analysis have also been compared and parameter studies have been performed to evaluate the effects of the stiffness of the foundation and choice of damping parameters.

The containment buildings for the Swedish boiling water reactors have large pools with free fluid surfaces. The added mass from the water lowers the eigenfrequencies of the structure. It also affects the surrounding structural components by hydrodynamic pressure. In this project, the water was modelled with acoustic elements. The water lowered the first eigenfrequencies by 15 % and the tensile stresses increased by 50 %.

During seismic analyses, soft foundations has a significant impact on the response. However, for structures with rock foundations, the base is often considered to be fixed and no interaction is considered. This means that the structure cannot dissipate any energy to the foundation and the response is increased. By a parameter study it was shown that the response was lowered considerably when the containment building was founded on a massless rock. For hydropower dams, it has been shown that even a massless foundation is conservative. The argument is therefore put forward that a model considering the mass of the foundation should be researched further regarding nuclear facilities.

The seismic hazard in Swedish nuclear power facilities is mainly related to near field earthquakes. In addition, the nuclear power plants are founded on rock. A high frequency content is therefore expected in the design loads. A parameter study has been performed to evaluate the effect of the choice of damping parameter. The study shows that certain well used methods for choosing damping parameters can be problematic, because they tend to overestimate the damping for high frequencies. This is problematic for Swedish nuclear facilities, where a high frequency content is expected.

An argument is also put forth that endurance time analyses (ETA) should be studied further for use in Swedish nuclear facilities. ETA is an analysis in the time domain, where the intensity of the artificial seismic signal increases with time to match different design response spectra. Using an ETA, the structural safety of a structure can be determined using one analysis, rather than several conventional time history analyses with increasing intensities. The ETA could be a good compliment to the time history analysis.

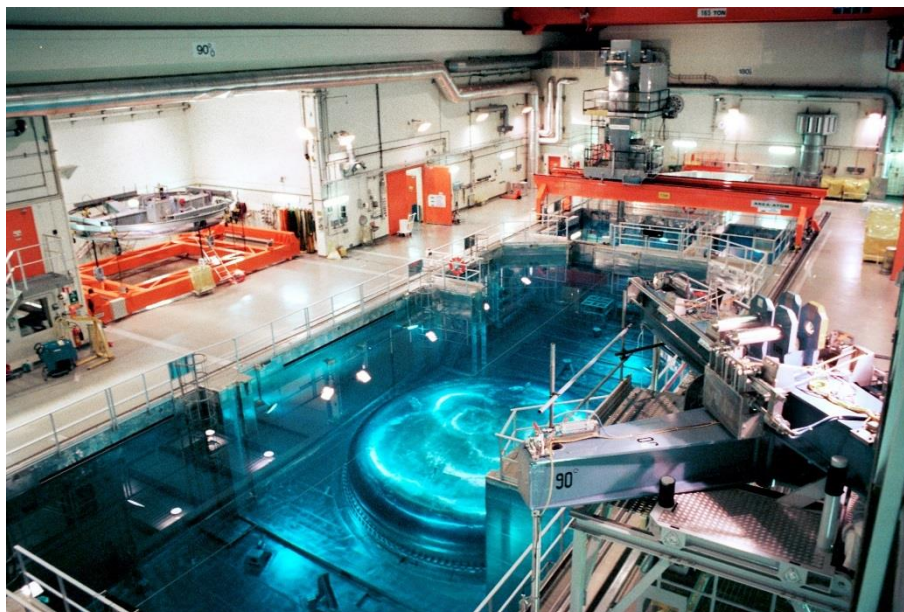
1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Sverige har låg seismisk aktivitet, därför dimensioneras normal inte konventionella byggnader och anläggningar mot jordbävningsslaster. De tidiga svenska kärnkraftverken dimensionerades därför inte heller för jordbävningsslaster. Sedan dess har dock säkerhetskraven på kärntekniska anläggningar höjts och de två sista kärnkraftsreaktorerna som byggdes, Oskarshamn 3 och Forsmark 3 dimensionerades för jordbävningsslaster. Ett flertal projekt har därefter utförts för att rekvalificera och kontrollera de tidiga svenska kärnkraftsreaktorerna beteende vid jordbävningsslaster.

Idag kan dimensioneringen av byggnadskonstruktioner i svenska kärntekniska anläggningar ske enligt anvisningarna i rapporten Dimensionering av Nukleära Byggnadskonstruktioner (DNB) (Joval m.fl., 2017). DNB innefattar ett avsnitt angående krav vid jordbävningssdimensionering samt metoder för jordbävningssanalys. Jordbävningssanalyserna utgår framförallt ifrån den amerikanska standarden ASCE 4-98 (ASCE, 2000). Applicerbara jordbävningsslaster togs fram under projektet SKI (1992) och DNB anger att dessa laster ska vara dimensionerande. Denna rapport utgår från DNB för att diskutera de aktuella analyserna.

En komplicerad del av seismisk analys är vattnets inverkan på strukturen. Vattnet i en bassäng med fri vattenyta, såsom bränsle och kondensationsbassänger ökar strukturens massa och reducerar därmed reaktorinneslutningens egenfrekvenser. Det bidrar också med ett hydrostatiskt och ett hydrodynamiskt tryck. Det hydrodynamiska trycket kan vara svårt att förutse, speciellt i bassänger, där fenomen som skvalpning påverkar beteendet. I DNB inkluderas enbart en förenklad modell som bygger på fjädrar och massor. De senaste åren har dock mer sofistikerade numeriska metoder baserade på finita element (FE) utvecklats för att beräkna seismiskt beteende, inklusive vattnets dynamiska beteende och fluid-strukturinteraktion (FSI). Dessa kan användas för att öka förståelsen för hur svenska kärnkraftsanläggningar skulle reagera vid en jordbävning. I Figur 1 visas reaktorhallen och bränslebassängen i Oskarshamn 3.



Figur 1. Reaktorhallen i Oskarshamn 3 (OKG, 2016).

Strukturer grundlagda på mjuka material, såsom jord och lera påverkas till stor del av undergrundens egenskaper. För berggrundlagda strukturer brukar dock inte bergets egenskaper medräknas vid seismiska analyser. Det har i flera projekt visat sig vara mycket konservativt att inte räkna med berget när betongdammar analyseras, se t.ex. Chopra (2012). Bergets inverkan har därför undersökts i fallstudien som presenteras i denna rapport.

1.2 Syfte

I projektet har kärnbränsle- och kondensationsbassängernas inverkan på reaktorinneslutningen till en typisk svensk kokvattenreaktor utsatt för jordbävningens laster undersökts. Analyser har utförts för att undersöka inverkan från analysmetoder, inverkan från undergrunden samt valet av dämpningsparametrars inverkan på strukturen. En litteraturstudie har även utförts för att undersöka modeller för fluid-strukturinteraktion samt deras påverkan på strukturen.

1.3 Genomförande

Projektet har utförts som ett samarbete mellan Sweco Energuide AB och Kungliga Tekniska Högskolan, KTH på uppdrag av Strålsäkerhetsmyndigheten. Manouchehr Hassanzadeh har varit projektledare och koordinerat projektgruppen. Jonas Enzell har byggt de numeriska modellerna och utfört de beräkningar som presenteras i rapporten. Richard Malm från KTH har bidragit med expertis inom seismisk analys, betongkonstruktioner och numerisk analys.

2 Jordbävninganalys

Några viktiga koncept kommer att presenteras i detta kapitel angående dynamisk FE-analys och jordbävninganalys av reaktorinneslutningar. De grundläggande dynamiska ekvationerna som används vid strukturanalys kommer först att presenteras kort. Detta följs av en presentation av numeriska analysmetoder, modellering av dämpning, fluid-strukturinteraktion, inverkan från det omkringliggande berget samt en presentation av typiska svenska jordbävningar. De grundläggande dynamiska ekvationerna är väl beskrivna i litteraturen, se till exempel Chopra (2013). Tillämpningar av FSI för svenska reaktorinneslutningar har beskrivits av till exempel Gasch m.fl. (2013).

2.1 Dynamisk FE-analys

2.1.1 Dynamisk kraftjämvikt

Responsten från ett dämpat, linjärelastiskt system med många frihetsgrader som utsätts för en seismisk last kan, med den notation som vanligtvis används i FEM, uttryckas enligt följande system av differentialekvationer, se t.ex. Chopra (2013):

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}[1]\ddot{x}_g(t) \quad 1$$

\mathbf{m}	Massmatris
\mathbf{c}	Dämpningsmatris
\mathbf{k}	Styvhetsmatris
$\ddot{\mathbf{u}}$	Relativ acceleration
$\dot{\mathbf{u}}$	Relativ hastighet
\mathbf{u}	Relativ förskjutning
$[1]$	Kolumnvektor av ettor
$\ddot{x}_g(t)$	Markacceleration

Matriserna \mathbf{m} , \mathbf{c} , och \mathbf{k} är kvadratiska matriser av storlek N , vilken motsvarar antalet ingående frihetsgrader. Den vänstra sidan av ekvationen beskriver de interna krafterna med masströghet, dämpning och elastiska krafter. Den högra sidan av ekvationen består av den applicerade dynamiska belastningen. Lasterna i systemet beror således både på den externa lasten och systemets egen respons. Systemet löses för $\mathbf{u}(t)$, varifrån spänningarna i strukturen kan räknas ut.

2.1.2 Egenmoder och frekvenser

Ett systems naturliga frekvenser, ω_n ($n = 1, 2, \dots$), och modalformer, ϕ_n ($n = 1, 2, \dots$), bestäms från ett linjärt odämpat system med kraftekvation enligt, se t.ex. Chopra (2013):

$$m\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = 0 \quad 2$$

Den fria vibrationen kan i en av egenmoderna beskrivas enligt (jämför med Figur 2):

$$\mathbf{u}(t) = q_n(t)\phi_n \quad 3$$

Där $q_n(t)$ beskriver förskjutningens tidsvariation. Modalformen, ϕ_n varierar inte med tiden. $q_n(t)$ behövs därför för att beskriva rörelsen i den enstaka moden. Tidsvariationen antas vara harmonisk enligt:

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad 4$$

Vilket substitueras i rörelseekvationen, Ekvation 2:

$$[\mathbf{k} + \omega_n^2 \mathbf{m}] \phi_n = 0 \quad 5$$

Icke-triviala lösningar fås om:

$$\det[\mathbf{k} + \omega_n^2 \mathbf{m}] = 0 \quad 6$$

Ekvation 6 kallas för den karakteristiska funktionen. När determinanten expanderas i den karakteristiska funktionen får ett polynom av grad N, från vilket de naturliga frekvenserna erhålles. Modalformerna beräknas därefter från Ekvation 5. Egenfrekvensen till ett dämpat system är relaterat till den odämpade frekvensen med:

$$\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2} \quad 7$$

2.1.3 Respons på dynamisk last

Responsen från ett dämpat, linjärt system med många frihetsgrader kan erhållas genom att summera responsen från alla egenmoder, se t.ex. Chopra (2013):

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad 8$$

Ett exempel på detta illustreras även i Figur 2. Om Ekvation 8 substitueras in i rörelseekvationen, Ekvation 1 fås följande kraftjämnvikt för en specifik mod, n:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_n \dot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = -\phi_n^T \mathbf{m}[\mathbf{1}] \ddot{x}_g(t) \quad 9$$

Där:

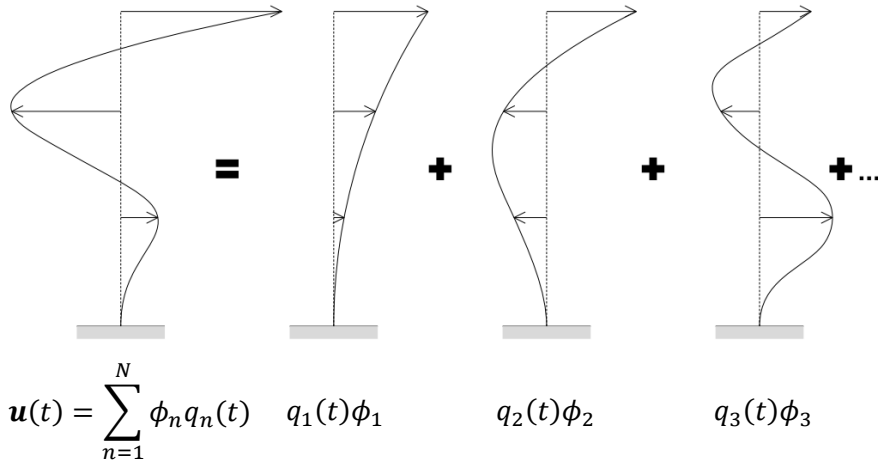
$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad C_n = \phi_n^T \mathbf{c} \phi_n \quad K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n \quad 10$$

Termen $\phi_n^T \mathbf{m}[\mathbf{1}]$ brukar betecknas L_n och kallas för modal jordbävningsexitationsfaktor. M_n , C_n , K_n och $P_n(t) = L_n \ddot{x}_g(t)$ är den effektiva massan,

dämpningen, styvheten respektive lasten för moden n . Den generella viskösa dämpningen är relaterad till dämpningskvoten, ξ_n i varje mod enligt:

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n\omega_n} \quad 11$$

Där ω_n är egenfrekvensen för en given mod i det odämpade systemet.



Figur 2. Genom att kombinera modformerna approximeras strukturens respons. Här visas ett exempel för en fast inspänd balk.

2.2 Analyismetoder

I DNB (Joval m.fl., 2017) anges tre metoder som kan användas för seismisk analys: responspektrumanalys, tidshistorieanalys och ekvivalent statisk analys. De ekvivalenta statiska metoderna förenklar de dynamiska lasterna till statiska laster och fungerar väl för enkla och i huvudsak symmetriska byggnader. De är dock olämpliga för mer komplicerade strukturer och därför ej applicerbar för många kärntekniska anläggningar. Nedan presenteras responspektrumanalys och tidshistorieanalys. Uthållighetsanalys, vilken är en relativt nyutvecklad metod som det forskas mycket kring presenteras också.

2.2.1 Responspektrumanalys

Responspektrumanalys är en lösning i frekvensdomänen som är begränsad till linjära system och lämpar sig för enkla strukturer och i de fall då förenklade analyser är tillfyllest. Responspektrumanalys ger en uppskattning av den största förskjutningen, hastigheten och accelerationen i en struktur för ett visst responspektrum och utgår från egenmoderna och strukturens dämpning. Responspektrumet är vanligtvis ett designspektrum, se Kapitel 2.7 för de laster som gäller för svenska kärnkraftsanläggningar. Den största responssen i mod n ges av, se t.ex. Chopra (2013):

$$\mathbf{u}_{n,max} = \phi_n \frac{L_n}{M_n \omega_n^2} S_a(\xi_n, \omega_n) \quad 12$$

Där $S_a(\xi_n, \omega_n)$ är den spektrala accelerationen, vilken hämtas från ett responspektrum. Den vanligaste metoden att kombinera responsen från de individuella moderna är att ta kvadratroten av förskjutningarna (t.ex. med SRSS¹ eller CQC²). Vid SRSS så adderas förskjutningarna från de individuella moderna enligt följande:

$$\mathbf{u} = \sqrt{\sum_{n=1}^N \mathbf{u}_{n,max}^2} \quad 13$$

Vid beräkning av betongkonstruktioner kan SRSS (och även CQC) vara olämplig eftersom den inte tar med tecknet på spänningen. Utan tecknet går det inte att avgöra om strukturen utsätts för tryck- eller dragbelastning. Vid en responspektrumanalys erhålls endast den maximala responsen, dvs maximala förskjutningar, spänningar etc. Dessutom bör särskild försiktighet iaktas vid användande av denna metod i fall då egenfrekvenserna ligger nära varandra.

Det går att ansätta respons i tre riktningar vid en responspektrumanalys, en vertikal komponent och två horisontella. Responsen måste då summeras i alla tre riktningarna, detta kan också göras med SRSS men det finns andra metoder tillgängliga. U.S NRC (2006) diskuterar och ger rekommendationer för summeringsmetoderna av responsen från moderna och från exciteringsriktningarna.

2.2.2 Tidshistorieanalys

Tidshistorieanalys utförs i tidsdomänen och är mer generell än responspektrumanalys. Den genererar en exakt lösning, till skillnad från responspektrumanalysen som endast genererar en uppskattning av systemets maximala respons. Icke-linjära beteenden, såsom materialmodeller och kontaktvillkor kan beaktas i tidshistorieanalysen. I gengäld genererar de stora mängder data som måste analyseras och det räcker inte med att analysera en tidshistoria för att fånga in alla berörda frekvenser. Detta beror på att det inte går att skapa en artificiell tidshistoriesignal som fullständigt överensstämmer med det givna responspektrumet. Därför tas flera olika tidssignaler fram och analyser behöver genomföras för olika kombinationer av dessa för att säkerställa att ingen viktig respons missas. Det är även vanligt att tillämpa verkliga, uppmätta, jordbävningssignaler som indata som skalas så att de passar inom givet responspektrum.

I tidshistorieanalysen används en numerisk tidsstegsfunktion för att lösa systemets rörelseekvation. Om icke-linjäriteter beaktas i rörelseekvationen blir systemets elastiska del beroende av både förskjutningen och hastigheten, den termen ersätts då med $\mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}})$. Hela systemet kan beskrivas av:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}[1]\ddot{x}_g(t) \quad 14$$

Med randvillkor för $t = 0$ enligt:

¹ Benämnd efter den engelska akronymen för "square root of sum of squares"

² Benämnd efter den engelska akronymen för "complete quadratic combination"

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}(0) \quad \text{och} \quad \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}(0) \quad 15$$

Markens acceleration definieras med diskreta värden $\ddot{x}(t_i)$ med tidsintervallet:

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad 16$$

Lösningen utgår från de kända responserna \mathbf{u}_i , $\dot{\mathbf{u}}_i$ och $\ddot{\mathbf{u}}_i$ som vid tiden i uppfyller:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}_i + (\mathbf{f}_s)_i = -\mathbf{m}[1]\ddot{x}_g(t_i) \quad 17$$

Med en numerisk tidsstegsfunktion kan responserna \mathbf{u}_{i+1} , $\dot{\mathbf{u}}_{i+1}$ och $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ räknas ut för nästa tidssteg, $i + 1$, så att de uppfyller:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}_{i+1} + (\mathbf{f}_s)_{i+1} = -\mathbf{m}[1]\ddot{x}_g(t_{i+1}) \quad 18$$

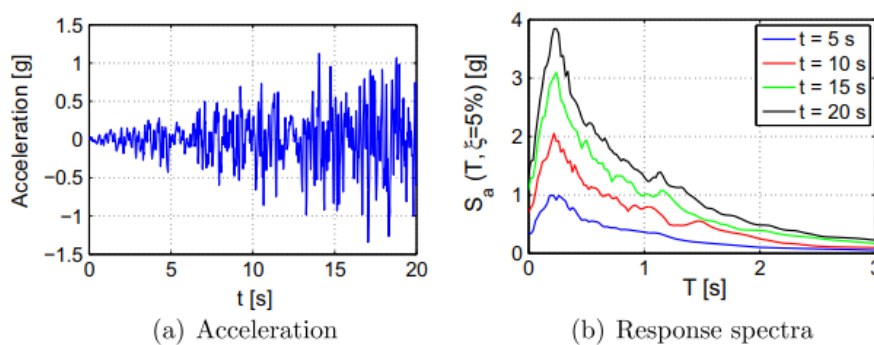
Med $i = 1, 2, 3, \dots$ kan responsen vid varje tidssteg räknas ut. Responsen i nästa tidssteg räknas vanligtvis ut med en numerisk metod såsom Newmarks metod, centrala differensmetoden eller Wilsons metod.

Lösningsmetoder för FE-analys kan grovt delas upp i implicita och explicita metoder. Där implicita lösningsmetoder använder responsen från det nästkommande tidssteget, $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ för att lösa rörelseekvationen medan explicita lösningsmetoder använder responsen i det innevarande tidssteget, $\ddot{\mathbf{u}}_i$. Vid implicita beräkningsmetoder så uppfylls jämviktsvillkoren i modellen och dessa är vanligtvis stabila för förhållandevis stora tidssteg men kräver förhållandevis rätt stor beräkningskraft per tidssteg eftersom styvhetsmatrisen måste skapas och inverteras för varje tidssteg vid icke-linjära analyser. Det är även vanligt förekommande att det uppkommer konvergensproblem vid implicita metoder, då väldigt små tidssteg kan krävas för att lösa icke-linjära problem. Explicita lösningar kräver mindre beräkningskraft per tidssteg och har inga konvergensproblem eftersom traditionella jämviktsvillkor ej behöver uppfyllas, istället förutsätts obalanserade krafter vara propagerande spänningsvågor. Explicita lösningar kan dock bli instabila och kräver användning av mycket små tidssteg. Generellt sett är implicita metoder enklare och säkrare att använda på grund av problematiken med instabila lösningar. Explicita lösningsmetoder kan dock vara mycket användbara för att lösa vissa sorters icke-linjära problem, som tenderar att bli instabila för implicita lösningar. En mer utförlig diskussion av integrationsmetoder finns exempelvis presenterad i Enzell och Tollsten (2017).

2.2.3 Uthållighetsanalys

Tidshistorieanalys är tidskrävande och genererar mycket data, vilken måste analyseras. Ett alternativ till tidshistorieanalys är uthållighetsanalys ("Endurance Time analysis"). I en uthållighetsanalys exciteras strukturen i tidsdomänen av en signal med stegrande intensitet (Estekanchi m.fl., 2004). Beräkningen sker genom att stegvis lösa rörelseekvationen på samma vis som i en tidshistorieanalys men i och med att intensiteten stegrar går det att avgöra vid vilken intensitet strukturen uppnår en viss skadenivå.

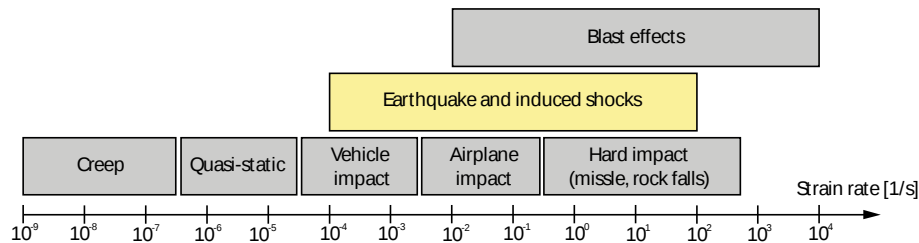
Excitationssignalen tas fram för att matcha strukturens design-responsspektrum men med intensitet som ökar med tiden enligt Figur 3. Därför krävs enbart en eller ett fåtal analyser istället för fem till tio analyser, vilket är fallet vid tidshistorieanalys. Uthållighetsanalys blir därför mycket effektiv i jämförelse med tidshistorieanalys. En tidshistorieanalys ger dessutom endast responsen under en jordbävning av en given intensitet. Det går inte utifrån denna att bedöma hur stor säkerhetsmarginalen är mot brott utan att genomföra ytterligare simuleringar där tidshistoriesignalens intensitet ökas iterativt. En viktig egenskap för den dynamiska responsen är jordbävningens tidsutbredning. Excitationssignalen anpassas därför även efter ett specifikt tidsmål ("target time") för att få en så bra anpassning av strukturens beteende som möjligt.



Figur 3. Ett exempel på signalen i en uthållighetsanalys från Hariri-Ardebili m.fl. (2016). Excitationssignalen tas fram utifrån en strukturens designspektrum men ökar i intensitet med tiden.

2.3 Dynamiska materialegenskaper

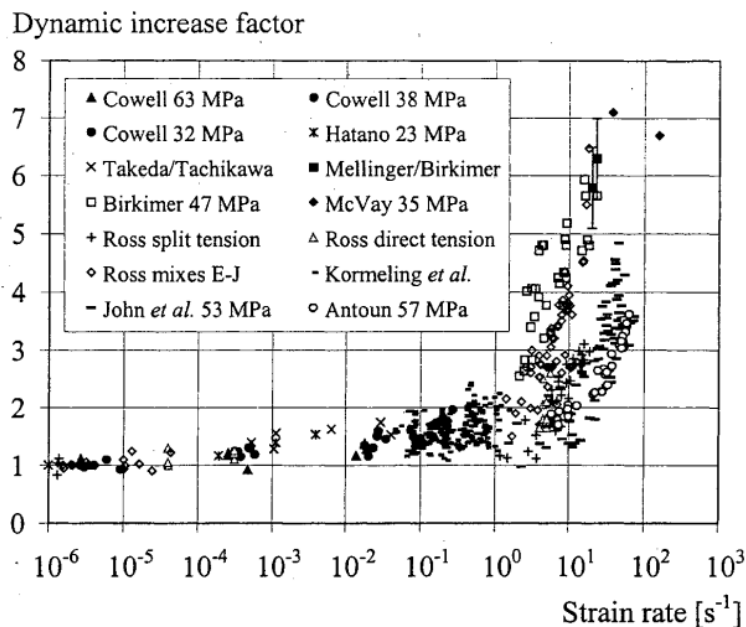
Olika typer av lasteffekter agerar med olika belastningshastigheter, från långsamma förlopp så som krypning till hastiga dynamiska förlopp så som tryckvågsbelastningar, se Figur 4. Belastningens varaktighet har en stor inverkan på strukturens respons, där en struktur som utsätts för ett lokalt dynamiskt förlopp med kort varaktighet endast hinner reagera i området som är utsatt för belastningen. Om lasten har en längre varaktighet så hinner lasterna omfördelas till större delar av strukturen så att ett globalt beteende uppnås.



Figur 4 Exempel på belastningshastighet för olika lasteffekter, från Othman och Mazouk (2016).

Belastningshastigheten påverkar även materialets respons, vilket leder till att strukturens respons kan avvika signifikant för en belastning med olika belastningshastigheter. Vid dynamiska förlopp uppstår masströghetskrafter på

grund av accelerationen som uppstår som inre belastning i strukturen. Dessutom så uppstår töjningshastighetseffekter, vilket innebär att materialets styvhet och hållfasthet ökar vid snabba belastningsförlopp. Ett exempel på detta visas i Figur 5. Från figuren syns att för töjningshastigheter mellan 10^{-4} och 10^2 (vilket kan vara representativt för jordbävningar) så kan dynamiska förstärkningsfaktorn för draghållfastheten variera mellan 1 och ca 7.



Figur 5 Exempel på inverkan av töjningshastighet på draghållfastheten, från Magnusson (2007).

2.4 Dämpning

Dämpningen är en strukturs förmåga att bromsa vibrationer och förskingra rörelseenergi. Rörelseenergin förskingras när en struktur betar sig olinjärt, detta kan t.ex. vara rörelser i fogar och fogband, mikrosprickor och sprickor. Det finns flera idealiseringar av dämpning och i FE-analyser introduceras vanligtvis en materialdämpning. I modalanalyser kan en enhetlig dämpningsfaktor definieras för alla moder, se Ekvation 11. I tidsspektret måste dock en komplett dämpningsmatris specificeras. Rayleigh-dämpning används därför vanligtvis i FE-analyser.

Rayleigh-dämpning uttrycker dämpningsmatrisen som en kombination av massmatrisen, \mathbf{M} och styvhetsmatrisen, \mathbf{K} , se t.ex. Chopra (2013):

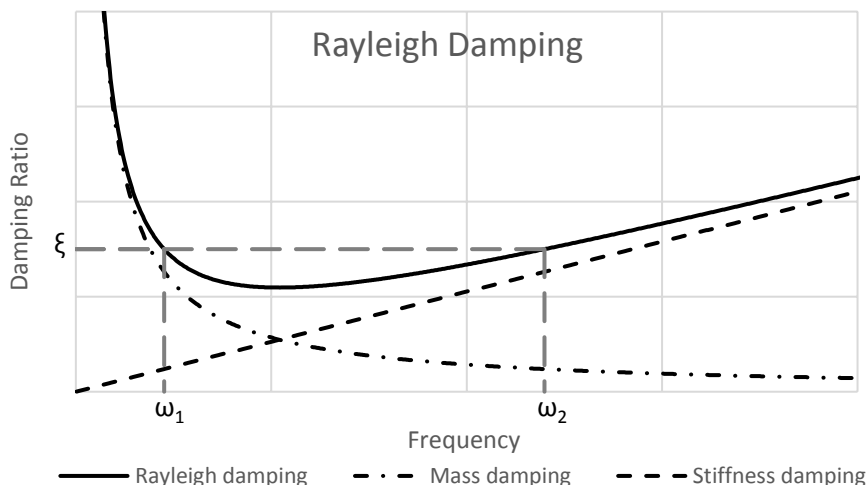
$$\mathbf{c} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad 19$$

Där dämpningsfaktorerna α och β kontrollerar dämpningen. Dämpning kan uttryckas som en funktion av frekvensen enligt:

$$\xi = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad 20$$

Där ω_n är vinkelfrekvensen $\omega_n = 2\pi f_n$. I Figur 6 illustreras dämpningen i Ekvation 20 som en funktion av frekvensen. Om dämpningen är samma för ω_1 och ω_2 kan dämpningsparametrarna α och β bestämmas enligt:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \qquad \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \qquad 21$$



Figur 6. Rayleighdämpning som en kombination av mass- och styvhetsberoende dämpning.

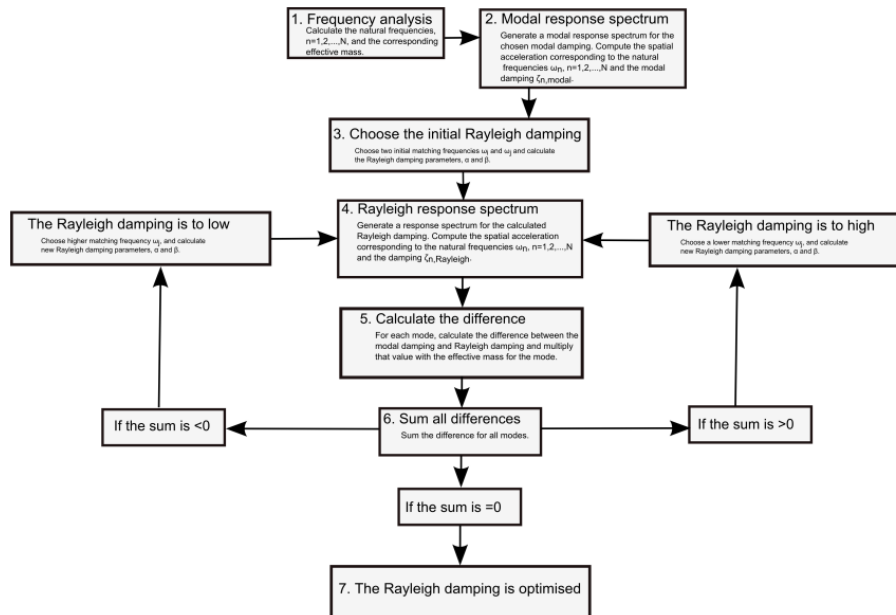
I DNB (Joval m.fl., 2017) anges att dämpning ska bestämmas enligt avsnitt 3.1.2.2 i ASCE 4-98 (ASCE, 2000) men att reviderade dämpningsvärden enligt Regulatory Guide 1.61 (USNRC, 2007) ska användas. De dämpningsvärden som anges för betong återges i DNB och presenteras i Tabell 1. Spänningsnivå 1 innebär att strukturen fortfarande beter sig linjärt och ska därför alltid användas när sekundärspektrum tas fram. Spänningsnivå 2 tar hänsyn till att mängden energi som förskingras ökar vid höga spänningsnivåer och dämpningen är därför högre. Den högre nivån kan enligt DNB alltid användas vid seismisk dimensionering.

Tabell 1. Dämpningsvärden återgivna i DNB (Joval m.fl., 2017).

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

I DNB eller någon av dess källor anges inte hur dämpningen ska anges, det vanligaste är dock att använda Rayleigh-dämpning vid numerisk analys. Frekvensberoendet i Rayleigh-dämpningen leder till att dämpningen överskattas för frekvenser utanför intervallet som används för att bestämma dämpningen och underskattas inom intervallet. Ett mycket vanligt sätt att bestämma Rayleigh-dämpning i litteraturen (se t.ex. Chopra 2013) är att använda den första och tredje egenmodens frekvenser. Detta förfarande leder till att dämpningen blir mycket hög för höga frekvenser. Detta är problematiskt eftersom att inverkan av jordbävningar med högt frekvensinnehåll, likt de definierade i SKI (1992), underskattas.

Den första och femte eller första och sjunde egenmoden förekommer också för att bestämma dämpningen. Exempelvis visade Hellgren (2014) dock att detta förfarande överskattar dämpningen för högre frekvenser och bör användas med försiktighet. Spears och Jensen (2012) presenterade en metod för att optimera Rayleigh-dämpningen utefter modaldämpningen. Metoden är iterativ och dämpningskoefficienterna väljs utifrån en jämförelse av Rayleigh-responsen och modalresponsen i kombination med den effektiva massan. Metoden är sammanfattad i Figur 7.



Figur 7. Optimering av Rayleigh-dämpning enligt metoden från Spears och Jensen (2012), från Hellgren (2014).

2.5 Fluid-strukturinteraktion (FSI)

I kärntekniska anläggningar finns stora vattenvolymer, t.ex. vid det centrala mellanlagret för använt kärnbränsle (Clab), eller bränsle- och kondensationsbassänger vid reaktorinneslutningarna. Vattnet ökar strukturens massa och sänker därmed egenfrekvensen men påverkar även genom både hydrodynamiskt tryck och skvalpning. Dessutom påverkar de intilliggande konstruktionsdelar som bassängväggar och avskiljningsväggar. Det har forskats mycket på Fluid-strukturinteraktion (FSI) de senaste åren och det är ett område som ständigt utvecklas. Gällande strukturdynamik kan FSI delas upp i två ämnen, antingen exciteras strukturen av vattnet eller så exciteras vattnet av strukturen och dessa fall behöver olika tillvägagångssätt (Goldgruber, 2015). I kärntekniska anläggningar handlar FSI-problematiken tankar med fri vattenyta, det är då tydligt att strukturen exciterar vattnet. De mest använda metoderna för FSI inom FEM är tillförd massa ("added mass") eller akustiska element.

Tillförd massa-metoderna bygger på analytiska metoder ex. Westergaard (1931), Zangar (1952) eller Housner (1963), och modellerar det dynamiska trycket som en massa fäst i strukturen via fjädrar. Metoderna utvecklade av

Westergaard (1931) och Zangar (1952) beaktar inte skvalpning ("sloshing") eftersom dessa är härledda för fall med en oändligt lång reservoar, dvs främst tillämpligt för dammar med stora reservoarer. Metoden som utvecklades av Housner (1963) är dock avsedd för bassänger och i denna beskrivs en del av vattnets massa som fäst (medsvängande) med strukturen och en del av vattnets massa kopplas med fjädrar som exciteras när den angränsande strukturen rör sig. De fjäderhängda massorna kan därför beskriva inverkan av skvalpning. Metoden utvecklad av Housner är dock begränsad till att endast gälla rektangulära bassänger som utsätts för horisontell excitation.

Vid användningen av akustiska element så beskrivs istället vattenvolymer som tryckvågor i en stationär elementindelning. Akustiska element har visat sig vara mycket användbara i FE-simuleringar och är en av de mest använda metoderna för FSI för tillämpningar där strukturens beteende är av primärt intresse. Dessutom inkluderar de flesta kommersiella FE-programvaror moduler för akustiska element. Det är den metoden som används i denna rapport, den beskrivs därför mer ingående i nästa avsnitt.

DNB fastställer att hydrodynamiska effekter från stora vattenvolymer ska beaktas och hänvisar till ASCE 4-98 (ASCE, 2000). I ASCE 4-98 förklaras en modell för tillförd massa, vilken kan användas vid numerisk analys. Gasch m.fl. (2013) konstaterade dock att mer avancerade metoder, exempelvis akustiska element ger goda resultat vid analys med flera olika kommersiella FE-programvaror.

För en mer komplett redogörelse av fluidmekanik och FSI för kärnkraftsanläggningar hänvisas läsaren till Gasch m.fl. (2013). Goldgruber (2015) ger även en bra genomgång av FSI och seismisk analys med fokus på betongdammarna snarare än kärnkraftsanläggningar.

2.5.1 Akustiska element

Akustik beskriver hur tryckvågor fortplantar sig inom ett medium, såsom en gas, vätska eller solid. Akustiska element är en förenklad modell som antar att inget flöde sker i vätskan (se t.ex. Gasch m.fl., 2013). Hela den hydrodynamiska responsen beskrivs därför genom vågpropagering. Detta är mycket användbart i fall där flödet är försumbart såsom i en tank med fri yta eller en dammreservoar. Eftersom inget flöde sker i vätskan har de akustiska elementen ingen frihetsgrad för förskjutning. Detta gör att elementen inte deformeras under beräkningsgången och beräkningarna blir enkla och snabba att behandla numeriskt jämfört med mer avancerade matematiska modeller. Det behövs dessutom få ingångsvärden då vätskans dynamiska beteende enbart är beroende av bulkmodulen och densiteten.

För att beakta samverkan mellan vätska och struktur kan de akustiska elementen anslutas till en angränsande struktur. Vätskans randelement rör sig då tillsammans med den intilliggande strukturen och överför spänningar mellan de två medierna.

Då hela mediets beteende bestäms av vågpropagering, överförs inte vattnets hydrostatiska verkan till strukturen i samtliga tillämpliga programvaror, ex-

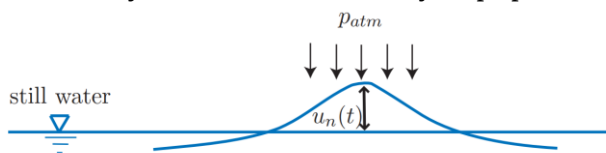
empelvis Abaqus. I dessa fall får det hydrostatiska vattentrycket beaktas separat genom att applicera en trycklast på de ytor som angränsar till vattnet, på samma sätt som vid en statisk beräkning.

Vätskeytan behöver speciellt beaktande vid modellering med akustiska element. För att vågorna inte ska studsas mot den fria ytan och återgå med samma styrka kan ett randvillkor definieras som föreskriver att det hydrodynamiska trycket vid vattenytan ska vara noll. Detta är ett snabbt sätt att bygga modeller men leder inte till att information erhålls om vågor i ytan samt skvalpning i en tank.

För relativt små rörelser kan inverkan av skvalpning beaktas genom att ett membran med låg styvhet och massa fästs vid randelementen i vattnets yta. Ytans styvhet beaktas med fjädrar. Med detta förfarande tillför man en frihetsgrad för förskjutning till den fria vätskeytan, vågor kan därmed beaktas. För att inte påverka lösningen får membranet enbart röra sig i vattenytans normalriktning medan frihetsgraderna parallellt med ytans plan är låsta. Den horisontella rörelsen hos en våg motsvarar en förändring i hydrostatiskt tryck, se Figur 8. Enligt Ross (2006) kan tryckförändringen uttryckas som:

$$p_{yta} = P_{atm} - \rho g z(x, t) \quad 22$$

Där P_{atm} är atmosfärstrycket och $z(x, t)$ är förskjutningen från den ursprungliga ytan. För praktiska syften kan ρg beaktas som styvheten per ytenhet och räknas om till fjäderelement som håller ytan på plats.



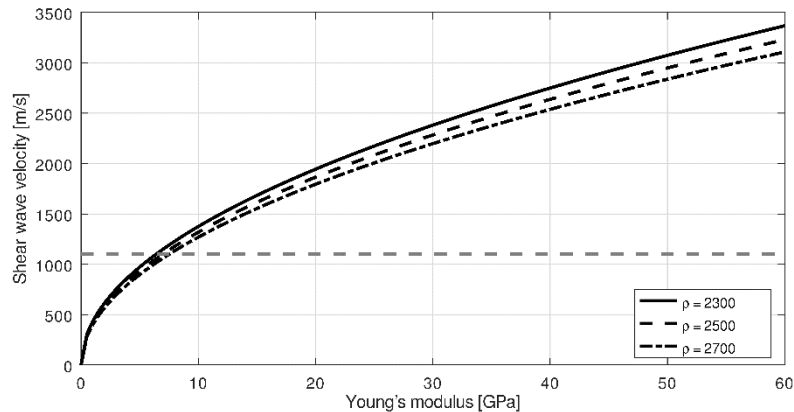
Figur 8. Tryckförändring i en fri vattenyta när en våg uppstår (Ross, 2006).

2.6 Inverkan från omgivande berg

I tidshistorieanalyser av byggnader grundlagda på hårt berg appliceras typiskt jordbävningsslaster direkt på strukturens grund utan att grundmaterialet beaktas. Detta kan ge annorlunda resultat jämfört med om undergrunden räknas in då spännings- och skjuvvågorna som introduceras studsas i grundläggningen och förstärker responsen istället för att spridas till omkringliggande mark och försvinna. Vid analys av betongdammar, där bergets beteende är mycket viktigt har en praxis utvecklats där berget historiskt har beskrivits som masslöst, dvs utan massa. Genom att introducera masslöst berg så försvinner problemen med vågor som studsas vid modellens ränder. Det har dock konstaterats att även masslöst berg oftast är konservativt eller mycket konservativt (Chopra, 2012). En övergång har därför skett de senaste åren där mer avancerade analysmetoder används för att få rimligare dimensioneringsförhållanden. En idealisering av en fast inspänd struktur och en struktur grundlagd på ett masslöst berg presenteras i Figur 10.

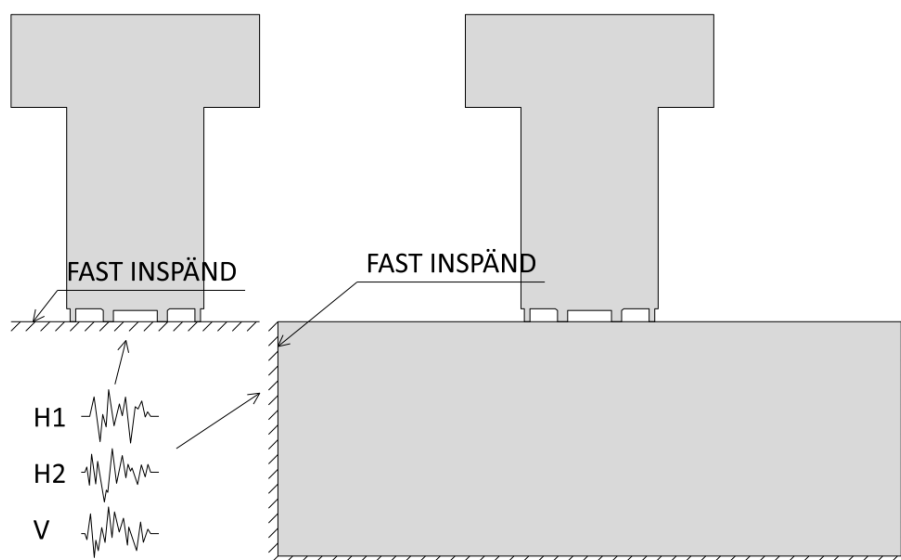
Anläggningar med höga krav på säkerhet, såsom reaktorinneslutningar är vanligtvis grundlagda på berg. Beteendet av lösare jord kommer därför inte att diskuteras. I DNB hänvisas till ASCE 4-98 gällande gränserna för när

berget är bra nog för att undergrunden inte behöver beaktas, vilket förutsätts vara grundläggning på berg eller fasta (berg-lika) marklager med skjuvvågshastighet högre än 1100 m/s. I Figur 9 visas skjuvvågshastigheten relaterat till bergets densitet. Till exempel, om berget har en densitet på 2700 kg/m^3 , vilket är normalt för granit och gnejs behöver inte berget beaktas om elasticitetsmodulen är över 8 GPa. I innevarande projekt kommer dock bergets inverkan på strukturen att undersökas.



Figur 9. Skjuvvågshastighet som funktion av elasticitetsmodulen och densiteten. Ett tvärkontraktionstal på 0,15 används i figuren.

När ett masslöst berg beaktas byggs en bergvolym. Berget ges en elasticitet men ingen massa. En accelerationshistoria appliceras därefter direkt på bergets yttre ränder (se Figur 10). För att minska vågreflektionen vid bergets rand modelleras vanligtvis ett stort berg. För valvdammar rekommenderas en bergvolym som är minst dammens bredd/höjd i respektive riktning (Malm, 2016). Eftersom berget inte har någon massa uppstår inga tröghetskrafter och hela volymen rör sig samtidigt. I och med att massan inte räknas med beror dämpningen enbart på den styvhetsproportionerliga delen av Rayleighdämpningen och är därmed mycket låg för låga frekvenser men även relativt låg för högre frekvenser.



Figur 10. Figuren visar en fast inspänd struktur till vänster och en figur grundlagd på masslöst berg till höger. Det masslösa berget är mjukare än den fast inspända grunden och låter även spänningsvågor att sprida sig bort från strukturen.

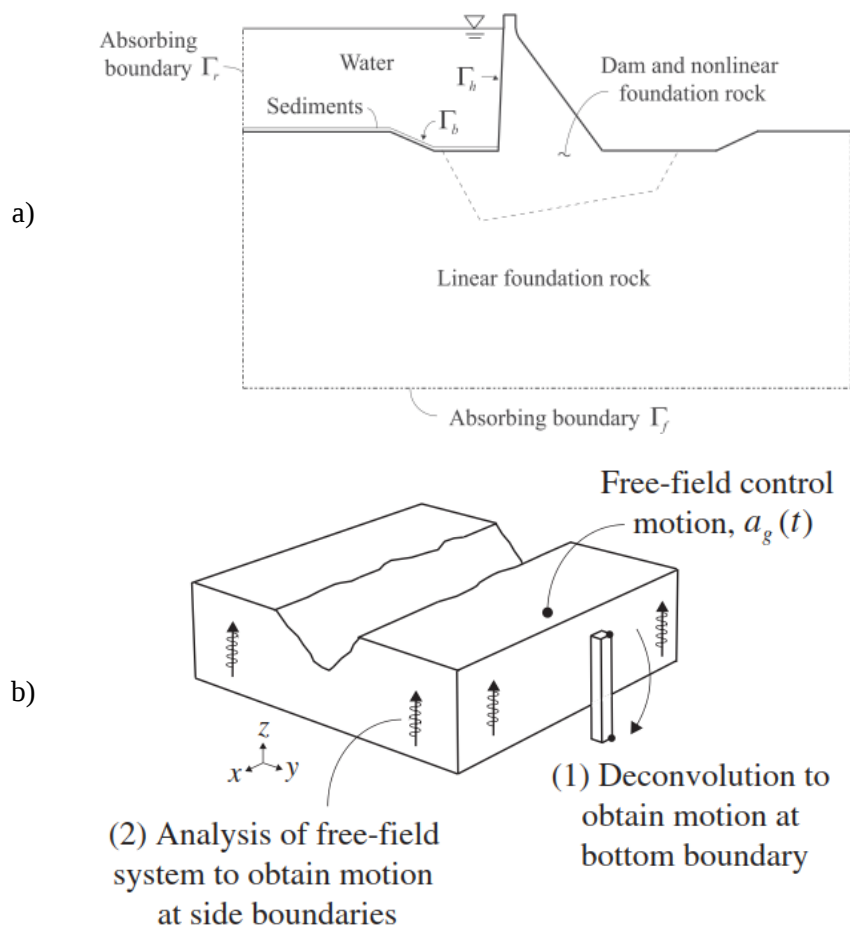
2.6.1 Bergvolym med massa

En metod för jordbävningssignalanalys av dammar har föreslagits i Løkke och Chopra (2017) och Løkke och Chopra (2018). Metoden beaktar bergets massa, jordbävningens rörelse under markytan samt vattnets hydrodynamiska tryck i ett system med absorberande gränser. De absorberande gränserna approximerar ett oändligt stort system genom att förhindra jordbävningssvågorna att studsas tillbaka från randen och förstärka responsen. Metoden är även användbar för att på ett mindre beräkningstungt sätt inkludera icke-linjära egenskaper för berget närmast strukturen. Metoden är direkt överförbar till andra sorters anläggningar och applicerbar i föreliggande rapport.

Jordbävningssignaler ges vanligtvis som ”outcrop motion” på en bergyta i marknivå. För att bestämma markrörelsen i botten av bergmassan utförs en avfaltung av jordbävningssignalen. Avfaltung är en beräkning i frekvensdomänen för att avgöra vilken amplitud och frekvens i en in-signal som ger en viss ut-signal. Avfaltung utförs vanligtvis med en programvara, exempelvis SHAKE (Schnabel m.fl., 1972) eller Deepsoil (Hashash m.fl., 2016). Avfaltung görs för alla tidshistorier som ska användas i analysen. Två stycken signaler används vanligtvis i 2D-system och 3 stycken i 3D-system.

Den avfaltade signalen räknas om till en last i botten av bergvolymen. Lasten appliceras tillsammans med en dämpare därefter i ett FE-program på en en-dimensionell ”bergpelare” som exciteras. Bergets hastighet och spänning beräknas vid varje höjdläge som laster längs bergpelarens sidor. När lasterna har beräknats appliceras dessa längs hela bergvolymens rand, så att varje rand-nod får en kraft som varierar med jordbävningssignalen i varje riktning. Varje rand-nod förses även med en viskös dämpare i varje riktning för att skapa den absorberande kanten.

Denna process kräver visst arbete men kan till största delen skötas automatiskt via programmeringsskript. I och med att bergets massa räknas med kan hela Rayleigh-dämpningen och bergets massströghetskrafter räknas med i undergrunden. Metoden är intressant att undersöka för kärntekniska anläggningar eftersom den kan minska onödig konservatism i dagens metoder för att beräkna seismisk respons och därmed ge en bättre uppskattning av anläggningens verkliga respons vid en jordbävning.



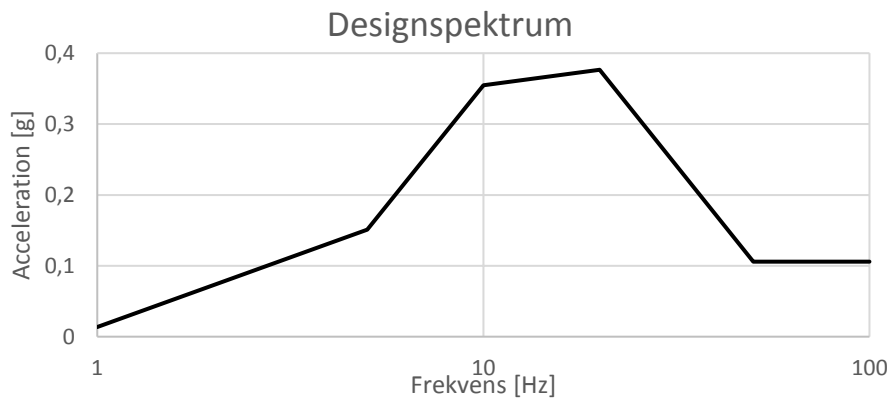
Figur 11. a) System med absorberande kanter och berg med massa, och b) processen för att ta fram lasterna längs systemets ränder.

2.7 Exempel på svenska jordbävningar

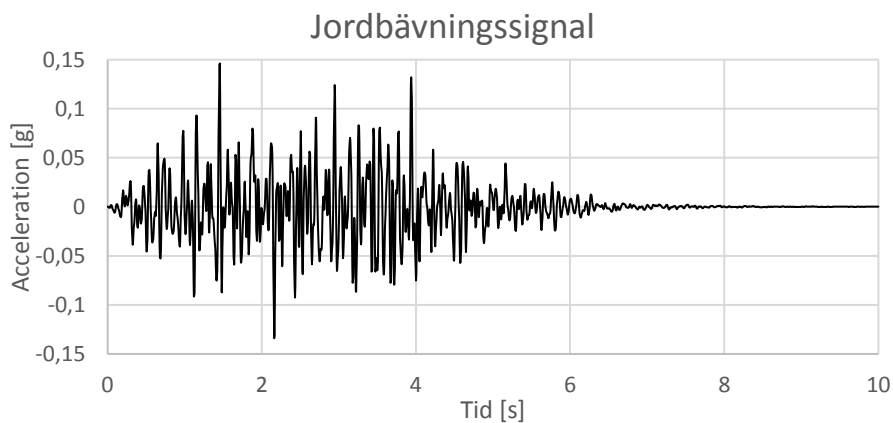
Sverige är ett lågaktivt seismiskt område, placerat långt ifrån den eurasiska kontinentalplattans gränser. Det förekommer dock intrakontinentala jordbävningar. Den största jordbävningen i Sveriges närområde i modern tid skedde i Oslofjorden 1904 med magnituden M_s 5,4 (Bungum m.fl., 2009). Den största risken vid intrakontinentala jordbävningar uppstår ofta vid närliggande jordbävningar ("near-field earthquakes"), SKI (1992) uppskattar att det även är fallet i Sverige. De svenska kärnkraftverken är dessutom grundlagda på berg, varför ett högt frekvensinnehåll kan förväntas vid en jordbävning.

De tidiga svenska kärnkraftverken dimensionerades inte för jordbävningsslaster. På 90-talet tog SKI (1992) dock fram platsspecifika designspektrum för Barsebäck och Ringhals. Det har senare konstaterats att dessa spektrum även går att tillämpa för Forsmark och Oskarshamn. Kravnivåerna sattes i SKI (1992) till en årlig överskridandefrekvens på 10^{-5} för säker avstängning av kärnkraftsreaktorer och en årlig överskridandefrekvens på 10^{-7} för reaktorinneslutningens strukturella säkerhet. Dvs. en återkomsttid på 1 gång per 100 000 år respektive 10 000 000 år. Samma responspektrum är dimensionerande enligt DNB (Joval m.fl., 2017), de benämns där som DBE (Design

Basis Earthquake) respektive DEE (Design Extension Earthquake). Det dimensionerande responspektrumet (DBE) för en jordbävning som kan inträffa med en årlig överskridandefrekvens på 10^{-5} illustreras i Figur 12. En tidshistoria som uppfyller responspektrumet i Figur 12 illustreras i Figur 13.



Figur 12. Designspektrumet för jordbävningsslast med sannolikhet på 10^{-5} per år med 5 % dämpning, avbildad från SKI (1992).



Figur 13. Exempel på artificiell accelerationshistoria som uppfyller responspektrumet i Figur 12.

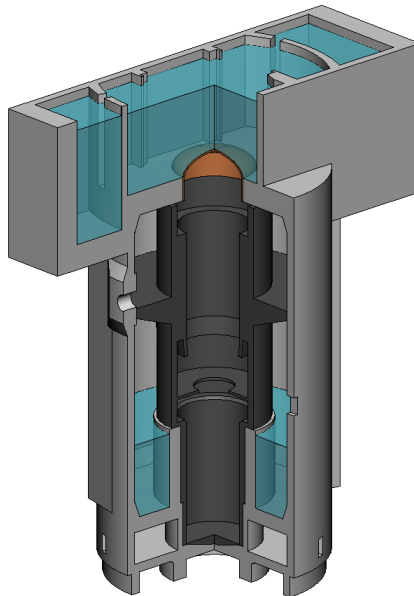
3 Fallstudie – Reaktorinneslutning

Syftet med denna fallstudie är att analysera reaktorinneslutningen till en typisk svensk kokvattenreaktor (Boiling water reactor, BWR) under jordbävningsslaster. Målet är att genom studien:

- Undersöka inverkan från vatten i kärnbränsle- och kondensationsbassänger på spänningar och egenfrekvenser
- Jämföra analysmetoderna responspektrumanalys och tidshistorieanalys
- Undersöka bergets inverkan på jordbävningsslaster
- Undersöka dämpningens inverkan på den strukturella responsen

3.1 Geometri

Flera av de svenska kokvattenreaktorerna har en liknande utformning. För denna fallstudie har reaktorinneslutningen till en typisk svensk kokvattenreaktor modellerats. Modellen utgår från geometrin som presenteras i Könönen (2012) och Roth m.fl. (2002) men är inte en exakt avbildning. Geometrin illustreras i Figur 14.



Figur 14. Genomsnitt av reaktorinneslutningens geometri inklusive inre kärna (mörkgrå), vilken inte inkluderades i simuleringarna.

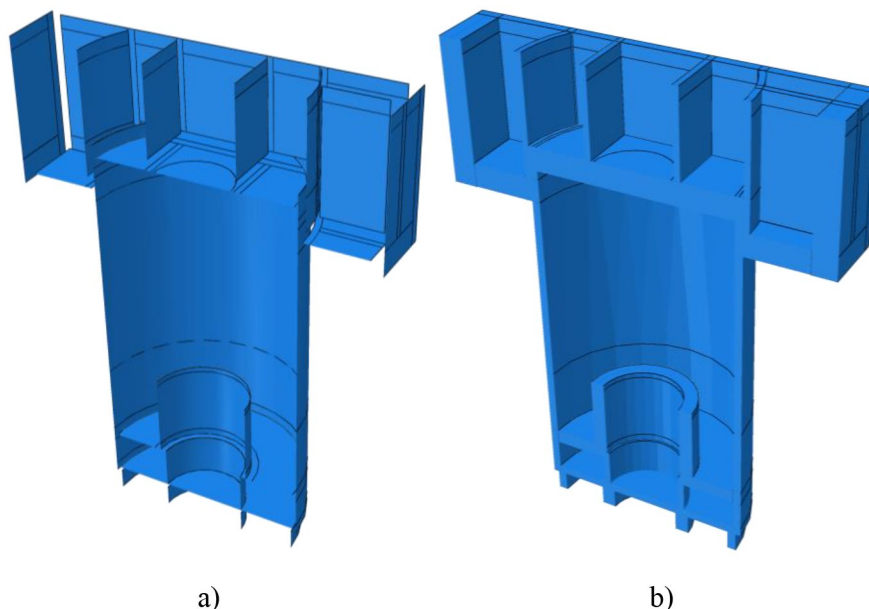
Geometrin består av en förspänd betongcylinder med en vattenfylld bränslebassäng i toppen och en kondensationsbassäng runt om reaktorn. Även långsidorna på bränslebassängen är förspända. Kärnkraftsreaktorn är separerad från reaktorinneslutningen med dilatationsfogar och är grundlagd separat.

Reaktorinneslutningen kan därför analyseras separat, utan beaktande av inverkan från reaktorns egenvikt.

Reaktorinneslutningens totala höjd är 52,6 m och bassängens bredd är 44,2 m, i enlighet med Könönen (2012). Reaktorinneslutningens väggar är 1 m tjocka med en tätplåt på 60 mm. Vattenytan antas ligga 1 m under bassängens ovankant.

3.1.1 Reaktorinneslutning och reaktorbasäng

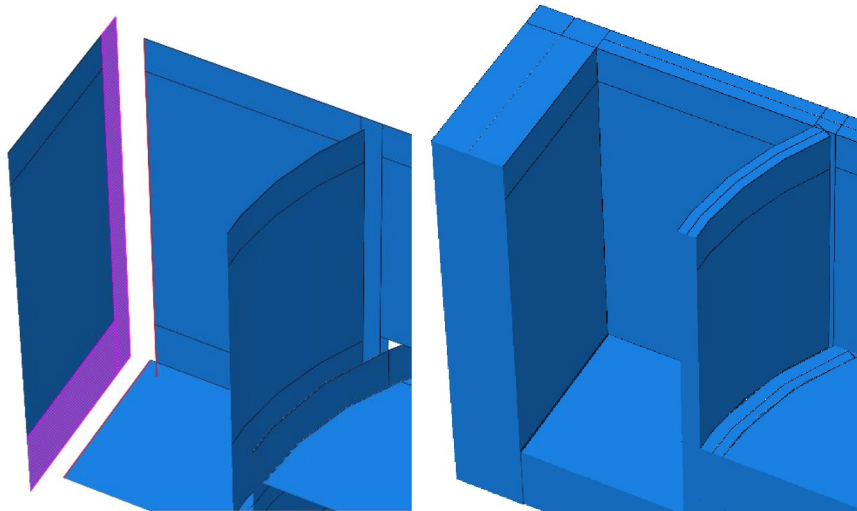
Reaktorinneslutningen och bränslebassängen består av spännarmerad betong och modellerades med skalelement. Skalelementen placerades i betongkonstruktionernas centrum, en genomskärning av geometrin illustreras i Figur 15.



Figur 15. Genomskärning av reaktorinneslutningen och bränslebassängen a) skalelementen och b) skalelementen med projicerad tjocklek.

Eftersom materialet antas linjärelastiskt, beaktas slakarmeringen enbart implicit genom att betongens densitet är anpassad för armerad betong. Betongens förspänning har dock beaktats genom spännkablar, vilka introducerar en förspänning motsvarande 10 MPa i cylinderväggarna. Denna tryckspänning antas vara representativ för de spänningsnivåer som ofta tillämpas i reaktorinneslutningar (Petersson och Sundquist, 2001).

För att få bättre anslutningar och korrekt massa i hörn och anslutningar mellan konstruktionsdelar, har strukturen modellerats med separata element. Noderna i de separerade elementen har bundits till varandra, så att förskjutning och rotation förhindras. För att förhindra spänningskoncentrationer och uppnå rätt styvhet i anslutningarna har randen från ett element anslutits till en yta på det intilliggande elementet. Ytans tjocklek motsvarar då vägg tjockleken på det anslutande skalelementet. Ett exempel på en anslutning illustreras i Figur 16.



Figur 16. (a) Exempel på anslutning av element och (b) skalelement med illustrerad tjocklek

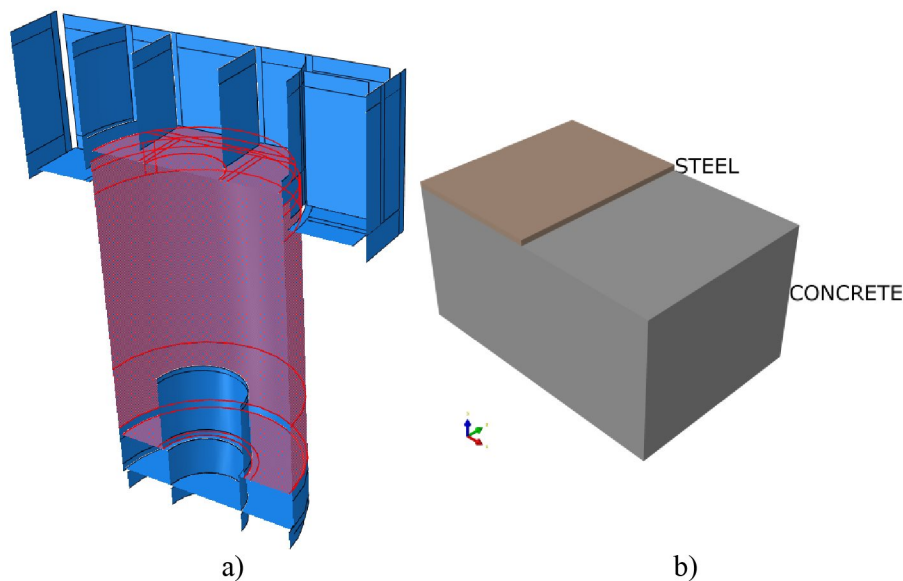
Användandet av skalelement medför vissa förenklingar där t.ex. förtjockningar eller genomföringar i reaktorinneslutningen inte beaktats. För validering av den befintliga modellen har därför en volymmodell analyserats utan dessa förenklingar. Det konstaterades att genomföringar och övriga detaljer som förenklades bort i skalmodellen endast hade låg inverkan på reaktorinneslutningens egenfrekvenser, se Kapitel 4.2.

3.1.2 Reaktorbasäng

Reaktorbasängens väggar modellerades på samma vis och med samma element som reaktorinneslutningen. Enbart långsidorna av basängen och partitionerna som sticker upp från betongcylindern är förspända (se Figur 18). Reaktorns kupolformade lock medräknades ej, utan ersattes av en platta av samma material som resten av reaktorinneslutningens tak.

3.1.3 Tätplåt

Tätplåten har beaktats genom att skalelementen i aktuella områden innefattar både betong och stål, dvs som ett kompositmaterial. Den yttre betongcylindern och de två plattorna vilka innesluter reaktorn (se Figur 17a) gavs en 60 mm tjock sektion med stål via det inbyggda kommandot i Abaqus för kompositmaterial. En kompositsektion illustreras i Figur 17b.



Figur 17. a) Konstruktionsdelar som innefattar tätplåt och b) kompositsektion med 940 mm betong och 60 mm tätplåt modellerad med "Composite Section".

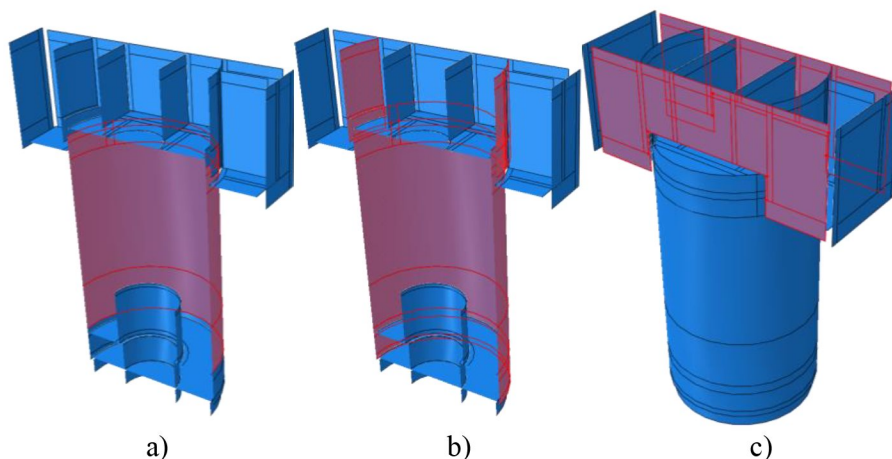
3.1.4 Förspänning

Förspänningslinorna introducerades med "Rebar", den inbyggda funktionen för armering av skalelement i Abaqus. I Rebar definieras armeringslager i ett skalelement på angiven nivå och med en given verkansriktning. Varje armeringslager verkar därför enbart i sin angivna riktning. Förspänningen introduceras i armeringslagren via ett initialtillstånd och spänningen hålls konstant genom det första beräkningssteget för att simulera en efterspänd konstruktion.

Informationen angående reaktorinneslutningen är hämtad från Könönen (2012). I reaktorinneslutningen finns det vertikala spännlinor med två olika längder. Linorna börjar vid grundläggningsnivån och går genom hela konstruktionen avslutas i cylinderns överdel eller i den cirkulära bassängvägen enligt Figur 18b. Reaktorinneslutningen har enbart horisontella linor längs själva reaktorsalen, enligt Figur 18a. Spännlinorna består av 19 kablar med en diameter på 13 mm men modellerades som en solid area på 2522 mm². Ett centrumavstånd på 525 mm definierades för de horisontella linorna och 430 mm för de vertikala linorna. Linorna spändes så att de aktuella strukturdelen gav en tryckspänning på ungefär 10 MPa.

Eftersom att den inte går att definiera Rebar i ett kompositelement i Abaqus, implementerades två membranelement för de horisontella och vertikala spännlinorna i reaktorinneslutningen. Noderna i dessa element låstes till reaktorinneslutningen.

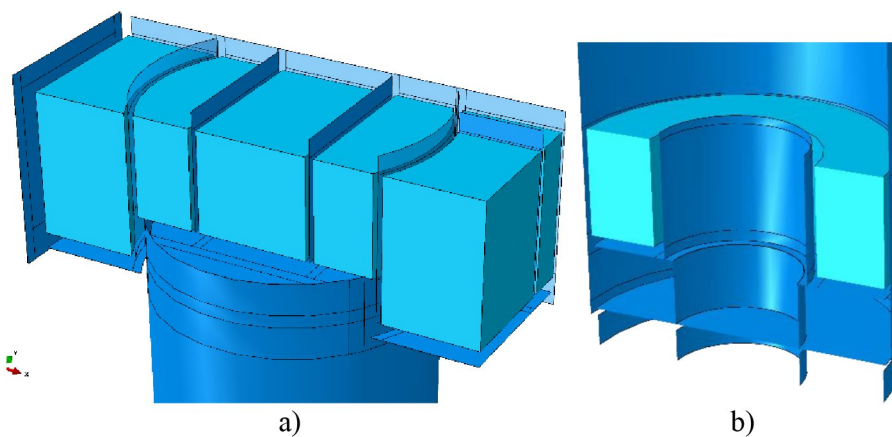
Långsidorna av reaktorbassängen är förspända vertikalt och horisontellt men ingen information hittades angående dessa förspänningslinor. Det antogs därför att linorna hade samma centrumavstånd och spänning som i reaktorinneslutningens cylindervägg, se Figur 18c.



Figur 18. Förspända sektioner a) horisontell spännarmering i reaktorinneslutningens cylindervägg b) vertikal spännarmering i reaktorinneslutningens cylindervägg och c) horisontell och vertikal spännarmering i väggen på bränslebassängens långsida.

3.2 Vatten

Vattnet modellerades med akustiska element, se Kapitel 2.5.1. Akustiska element har ingen frihetsgrad för rörelse, och tryck beskrivs via vågpropagering i mediet. Det akustiska mediets randelementen ansluts till strukturelement och när dessa rör sig uppstår vågor, vilka beskriver det hydrodynamiska trycket. Vattenytans rörelse beskrivs med ett tunt, elastiskt membran som kopplas till de akustiska elementens yta. Alla vattenvolymer illustreras i Figur 19. De akustiska elementen kopplades till de intilliggande bassängväggarna och vattenytan med "Tie constraint", vilket låser alla frihetsgrader i noderna.



Figur 19. Det akustiska mediets geometri i a) bränslebassängen och b) kondensationsbassängen.

Vattenytan gavs tjockleken 10^{-9} m och dess rörelse i vertikalled reglerades med fjädrar. Övriga frihetsgrader låstes med randvillkor. Fjäderstyvheten motsvarade vattenytans lägesenergi för den aktuella arean:

$$k = \rho g A / n$$

Där A är vattenytans area och n är antalet noder i ytan.

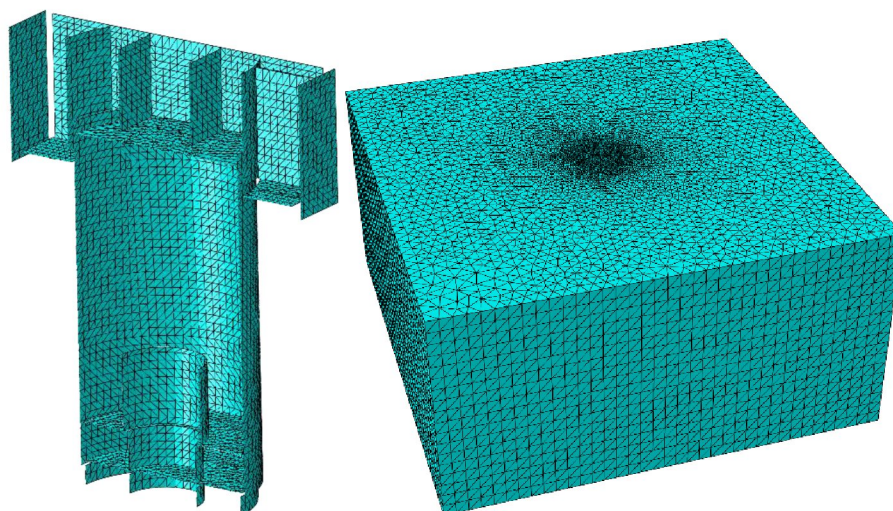
Eftersom akustiska element enbart bidrar med ett dynamiskt tryck, applicerades ett hydrostatiskt tryck på alla bassängväggar och botten under vattenytan.

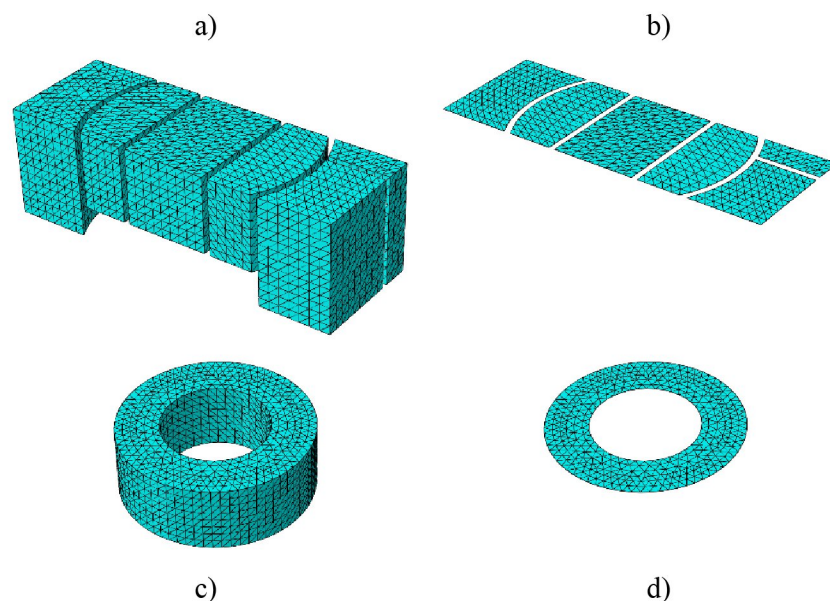
3.3 Elementindelning

Alla betongkonstruktioner i denna modell är uppbyggda av linjära triangulära skalelement med en karakteristisk längd på 1 m, dess elementindelning presenteras i Figur 20a. Vattenytan är modellerad med triangulära membran-element med en karakteristisk längd på 1 m (se Figur 20d). Vattenvolymerna är uppbyggda av tetrahedrala akustiska element med karakteristisk längd på 1 m (se Figur 20c). Berget är uppbyggt av tetrahedrala solidelement med en karakteristisk längd på 6 m. Vid kontakten med reaktorinneslutningens grund har dock bergets kontur givits en karakteristisk längd på 1 m, varför elementstorleken varierar något över volymen, bergvolymens elementindelning presenteras i Figur 20b. Modellen består totalt av 6 1664 noder och 267 041 element inklusive vatten och berget, och 26 125 noder och 76 933 element med vatten men utan berg. Mängden element för varje kategori samt elementbeteckningen i Abaqus presenteras i Tabell 2. Malm (2016) har en formel för bestämning av lämplig elementlängd vid dynamisk analys. Alla element i beräkningsmodellerna är lämpliga upp till minst 50 Hz.

Tabell 2. Elementindelning uppdelat på kategorier.

Kategori	Element-notation	Element-form	Ordning	Antal noder	Antal element
Betong	S3	Triangulär	Linjär	8 743	15 949
Spänkablar	M3D3	Triangulär	Linjär	5 920	11 544
Vattenyta	M3D3	Triangulär	Linjär	979	1617
Vatten	AC3D4	Tetrahedral	Linjär	10 483	47 823
Berg	C3D4	Tetrahedral	Linjär	35 539	190 108
			Summa:	61 664	267 041



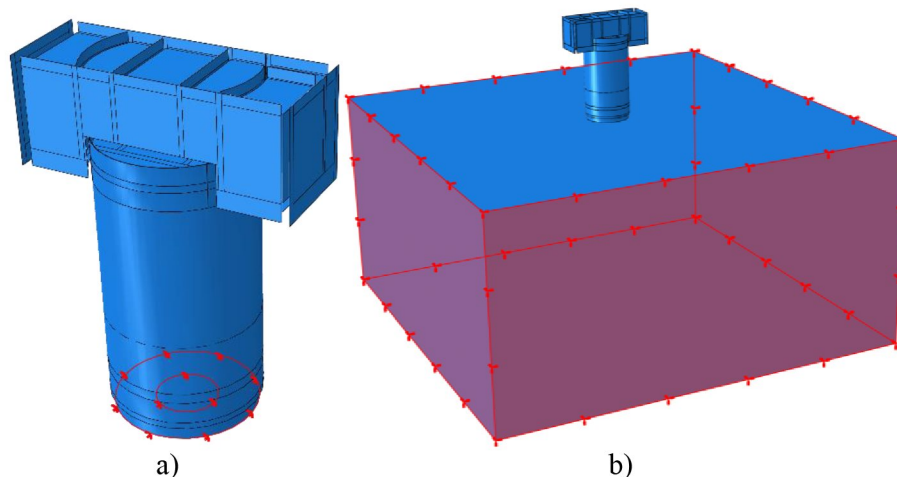


Figur 20. Elementindelning för a) betongkonstruktioner, b) berg, c) vatten och d) vattenyta.

3.4 Randvillkor och berg

En del av studien innefattar att undersöka bergets inverkan på strukturens beteende. Två olika randvillkor definierades därför. I Figur 21a är strukturen fast inspänd i grunden, ingen interaktion sker alltså med undergrunden. I Figur 21b har underliggande berg inkluderats. Berget modellerades som ett linjärelastiskt rätblock utan massa. I och med att berget inte har någon massa finns inga masströghetslaster så att hela rätblocket rör sig samtidigt. Bergets volym är $220 \times 220 \times 110$ m, vilket ungefär motsvarar förslutningens dubbla höjd åt varje håll. Berget är fast inspänt längs hela randen under det statiska steget, när accelerationslaster appliceras, appliceras de på samma ytor.

En parameterstudie utfördes på bergets styvhet, för att ge en uppfattning av styvhetens inverkan. E-modulen sattes till 20, 40 och 60 GPa, där 60 GPa representerar ett styvt berg av bra kvalitet och 20 GPa är ett sämre berg, som möjligtvis är sprucket. Ett tvärkontraktionstal på 0,15 användes i samtliga analyser. Som jämförelse kan grundläggningsförhållanden med berg som har en skjuvvågshastighet högre än 1100 m/s försummas och randvillkoren definieras direkt på bottenplattan. Baserat på densitet och tvärkontraktion given i Figur 9 så innebär detta att berget kan försummas om dess elasticitetsmodul är större än 8 GPa. Därmed skulle samtliga av de studerade fallen med E-moduler kunna genomföras utan inverkan av berget enligt DNB.



Figur 21. a) Fast inspänd grund, utan inverkan från berg och b) grund med inverkan av masslöst berg. Berget är fast inspänd längs hela randen.

3.5 Materialegenskaper

I detta avsnitt beskrivs de materialegenskaper som beaktas i den globala 3D modellen. Betongens materialegenskaper presenteras i Tabell 3 och motsvarar de egenskaper som användes i Gasch m.fl. (2013).

Tabell 3. Sammanställning av materialegenskaper för betongen

Parameter	Värde	Notation	Enhet
Densitet	2400	ρ	kg/m ³
E-modul	30	E	GPa
Tvärkontraktion	0,2	ν	-

Vattnet och vattenytans materialegenskaper presenteras i Tabell 4.

Tabell 4. Vattnets egenskaper

Parameter	Värde	Notation	Enhet
Bulkmodul	2,19	K	GPa
Densitet (vatten och vattenyta)	1000	ρ	Kg/m ³
E-modul (vattenyta)	1000	E	Pa
Tvärkontraktion (vattenyta)	0	ν	-

3.6 Dämpning

I analysen används DBE-jordbävningen (se Kapitel 2.7). Spänningsnivåerna väntades inte bli allt för höga och därför en dämpning på 3 % användes för hela reaktorinneslutningen, enligt DNB, se även Kapitel 2.4. Hela reaktorinneslutningen är inte förspänd, se Figur 18, och ett annat värde kunde ha använts för de slakarmerade delarna, detaljeringsgraden ansåg dock ej vara så

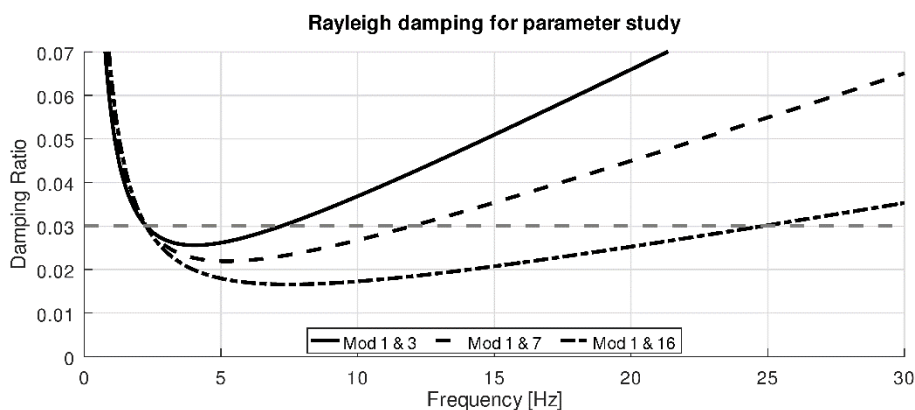
hög att detta behövdes. I responspektrumanalys definieras en homogen dämpning för alla moder på 3 %. I historieanalyserna användes Rayleigh-dämpning där dämpningskvoten definierades för $f_1 = 2,26 \text{ Hz}$ och $f_2 = 11,99 \text{ Hz}$, vilket motsvarar den första och sjunde egenmoden i frekvensanalysen.

För att spara tid utfördes inte optimeringen enligt Spears och Jensen (2012), vilken presenterades i Kapitel 2.4. En parameterstudie utfördes dock för att undersöka dämpningens inverkan. De egenmoder som användes för att konstruera Rayleigh-dämpningen i parameterstudien presenteras i Tabell 5. Mod nr 16 är den mod där den kumulativa massan når 80 % av modellens totala massa och inkluderades för att ge ett exempel på effekten av att välja en hög frekvens. Rayleigh-dämpningen presenteras även i Figur 22.

Tabell 5. Sammanställning av de moder som användes under parameterstudien av Rayleigh-dämpning.

	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	α_1	α_2
Mod 1 & 3	2.26	7.21	0.103	0.0063
Mod 1 & 7	2.26	11.99	0.114	0.0042
Mod 1 & 16	2.26	24.83	0.124	0.0022

I de analyser som inte ingick i parameterstudien användes den första och sjunde egenmodens frekvenser för att konstruera Rayleigh-dämpningen. Samma dämpning användes även för berget men eftersom det saknar massa är enbart den styvhetsproportionerliga delen aktuell, se Figur 6.



Figur 22. Kurvor för Rayleigh-dämpningen som ingår i parameterstudien.

3.7 Laster

I efterföljande avsnitt beskrivs de laster som beaktas i den globala 3D modellen.

3.7.1 Belastningssekvens

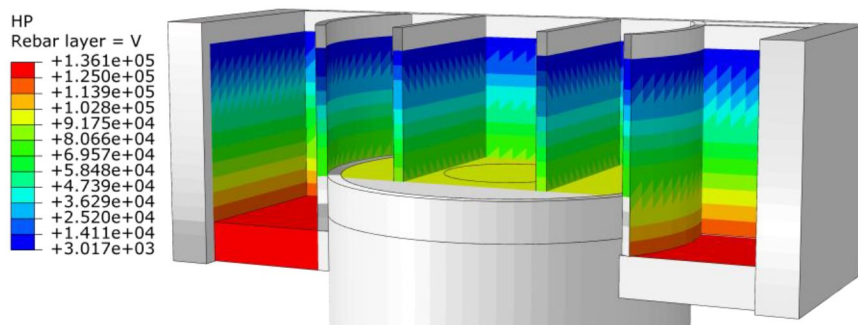
Under analyserna beräknas först de statiska lasternas inverkan. Detta görs i ett statiskt tidssteg och ger ett initialtillstånd att utgå från. Från detta steg appliceras sedan de aktuella analyserna angående seismisk respons. Tidshistorieanalysen utförs i ett implicit dynamiskt steg och egenfrekvenserna räknas

ut i frekvensdomänen med den inbyggda funktionen i Abaqus. Responspektrumanalys utförs direkt efter frekvenssteget.

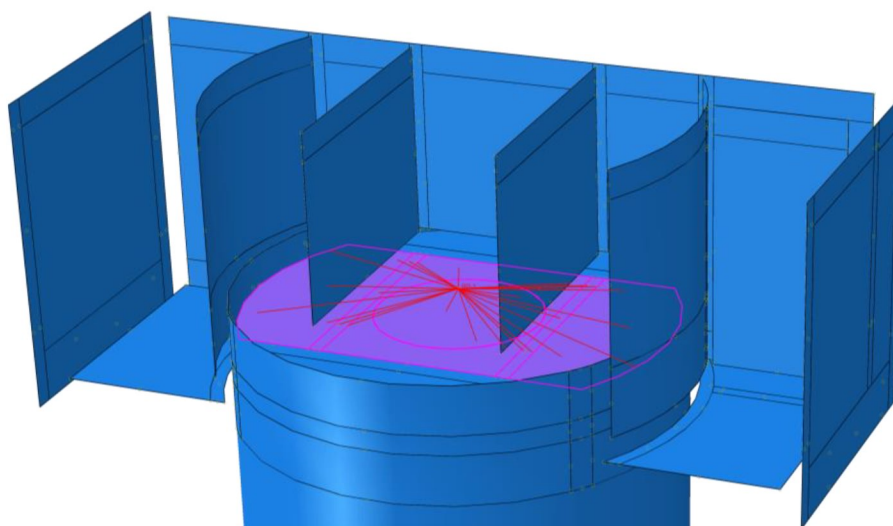
3.7.2 Egentyngd

Egentyngden beräknas i beräkningsprogrammet baserat på respektive materialens densitet, dess volym samt gravitationskonstanten $9,81 \text{ m/s}^2$. Vattnets egentyngd angavs som ett hydrostatiskt tryck eftersom de akustiska elementen inte påverkar den omgivande strukturen i en statisk analys, se Figur 23.

Det finns icke-strukturella komponenter vars tyngd förs ner på bassängens golv. Massan av dessa uppskattas till 154 ton enligt Könönen (2012). Dessa komponenters vikt förs in i FE-modellen in som en punktmassa. Punktmassan kopplas jämt utbredd till cylinderns ovansida, se Figur 24. Användandet av punktmassor nämns explicit som en godkänd metod i kapitel 7.5.1.5 i DNB. Övriga schablonmassor som nämns i det kapitlet anses dock vara försumbara i sammanhanget.



Figur 23. Statiskt vattentryck appliceras i bassängerna eftersom att de akustiska elementen enbart bidrar med dynamiskt tryck.



Figur 24. Punktmassa som approximerar vikten från de fasta installationerna, punktmassans vikt är fördelat till cylinderns topp.

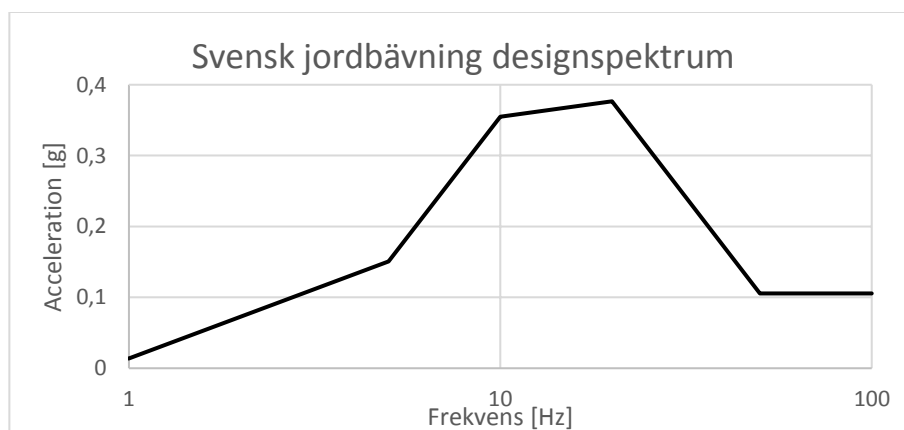
3.7.3 Förspänning av spännkablar

Kablarna hade en area på 2 522 mm² och ett centrumavstånd på 525 mm för de horisontella linorna och 430 mm för de vertikala linorna. För att få en spänning på 10 MPa i betongen spändes de vertikala linorna till 1 701 MPa och de horisontella till 2 082 MPa. Förspänningen applicerades som ett initialtillstånd i förspänningslinorna och hölls konstant genom det första tidssteget, så att de inte påverkades av deformationen. På det viset får de samma funktion som en efterspänd kabel. Förspänningen applicerades homogent längs hela kablarna och ingen hänsyn togs till spännings och friktionsförluster.

Spänningen i linorna är aningen hög vilket leder till misstanken att centrumavståndet är aningen stort eller att förspänningen är för hög i konstruktionen. Om för få spänningslinor är definierade kan detta påverka konstruktionens styvhet eftersom att andelen stål är lägre i konstruktionen. Styvhetsminskningen anses dock vara försumbar. Förspänningslinornas beteende inte heller är av intresse i föreliggande beräkningar som undersöker konstruktionens globala beteende.

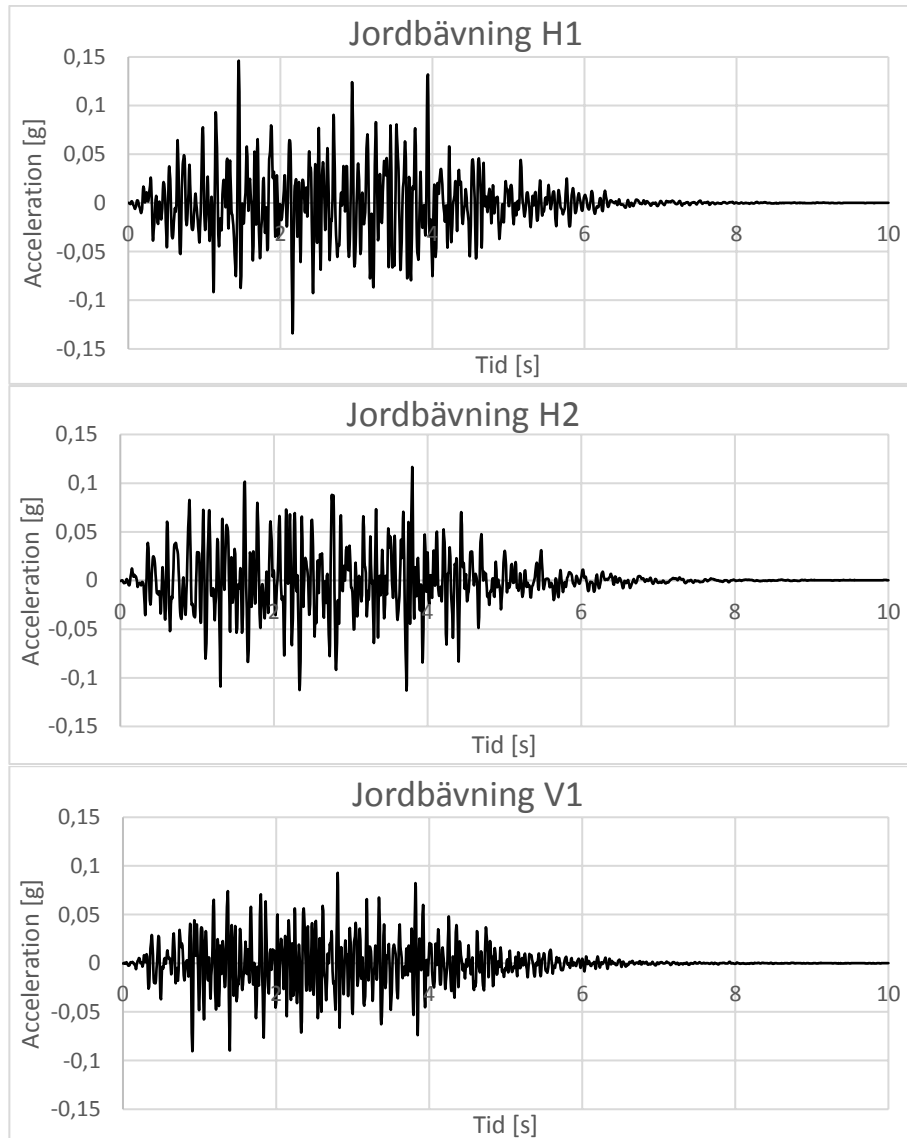
3.7.4 Seismisk acceleration

I Kapitel 2 beskrevs ett antal sätt att applicera jordbävningenslasten. För att jämföra responsen har både en responspektrumanalys och tidshistorieanalys utförts för fallet med tom bassäng. Markresponspektrumet för en jordbävningen med en årlig överskridandefrekvens på 10^{-5} som presenterades i SKI (1992) användes vid responspektrumanalysen, se Figur 25.



Figur 25. Designspektrumet för DNB-jordbävningenslast med en årlig överskridandefrekvens på 10^{-5} , avbildad från SKI (1992).

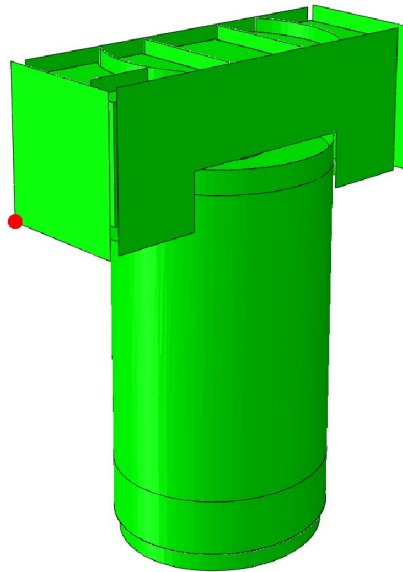
Övriga jämförelser är baserade på användandet av tidshistorieanalys. Tre artificiella tidshistorieanalyser användes, som alla uppfyller markresponspektrum enligt SKI 92:3 (se Figur 25). Signalerna illustreras i Figur 26.



Figur 26. Artificiella jordbävningssignaler använda vid tidshistorieanalys definierade i horisontell riktning 1 och 2, samt vertikalt.

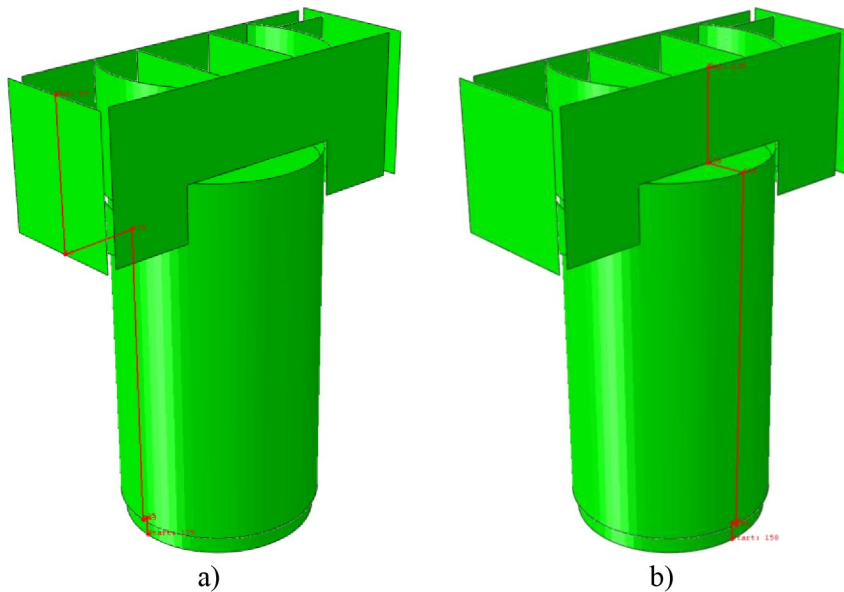
3.8 Resultatpunkter

I Kapitel 4.4, 4.6 och 4.7 används en punkt för att plocka ut accelerationen. Punkten ligger i bassängens underkant, vilket är ett bra läge eftersom att den punkten exciteras i alla viktiga egenmoder. Punktens placering illustreras i Figur 27.



Figur 27. Punkten som används för att ta ut och jämföra accelerationen i de olika analyserna.

I Kapitel 4.5 tas accelerationen och förskjutningarna ut längs två linjer i höjddled. Dessa linjer går längs reaktorinneslutningens vägg och upp längs bassängväggen, vilket illustreras i Figur 28.

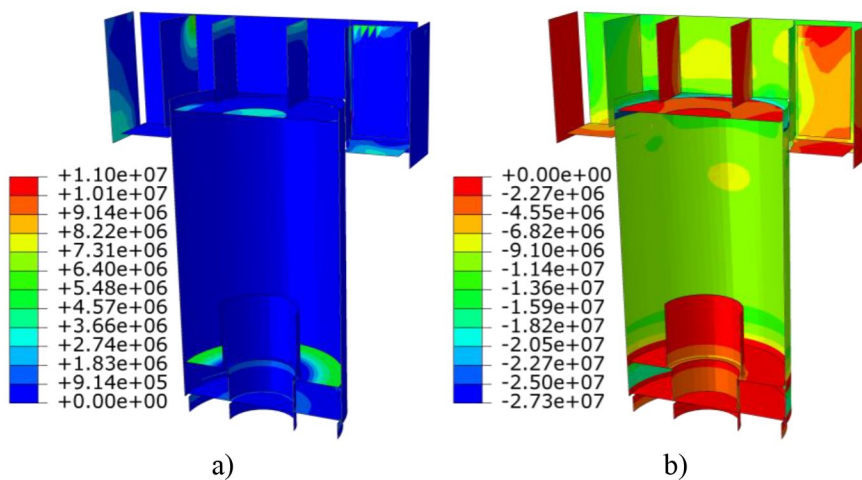


Figur 28. Linjerna längs vilka accelerationen och förskjutningarna presenteras, linjen i a) benämns H1 och linjen i b) benämns H2 efter koordinatsystemets huvudriktningar.

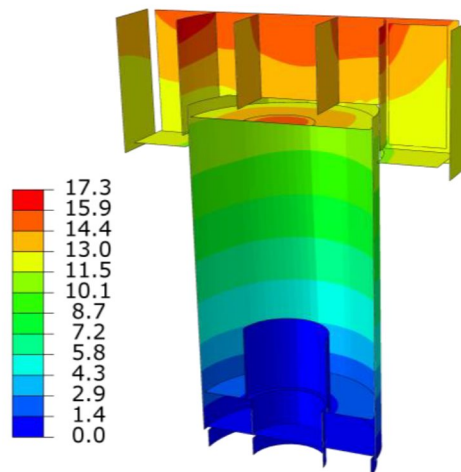
4 Resultat

4.1 Egentyngd och förspänning

Reaktorinneslutningens initialtillstånd beräknas först. Till initialtillståndet räknas gravitationslaster, statiskt vattentryck och förspänning, alla vidare analyser utgår från detta initialtillstånd. I Figur 29 presenteras spänningsfördelningen i reaktorinneslutningen och i Figur 30 presenteras de beräknade förskjutningarna. De presenterade beräkningarna utgår från modellen grundlagd direkt på berget med fylld reaktor- och kondensationsbassäng.



Figur 29. Spänningar i förslutningens initialtillstånd a) visar dragspänningar och b) tryckspänningar, Enhet: Pa



Figur 30. Förskjutningar i förslutningens initialtillstånd, Enhet: mm.

4.2 Egenfrekvenser

Egenmoderna beräknades utifrån initialtillståndet med egentyngd, hydrostatiskt tryck samt förspänning, vilket presenterades i föregående sektion. När egenfrekvensanalys utförs med akustiska element uppstår många moder med

låg effektiv massa, där vattnet rör sig med låg inverkan på strukturen. Dessa moder har låg frekvens. För att filtrera bort dem sattes en nedre gräns på frekvensanalysen och ett spann på 2-50 Hz användes. I modellen grundlagd direkt på berget med fylld bassäng erhöles 138 moder i detta spann och i modellen utan vatten erhöles 81 moder.

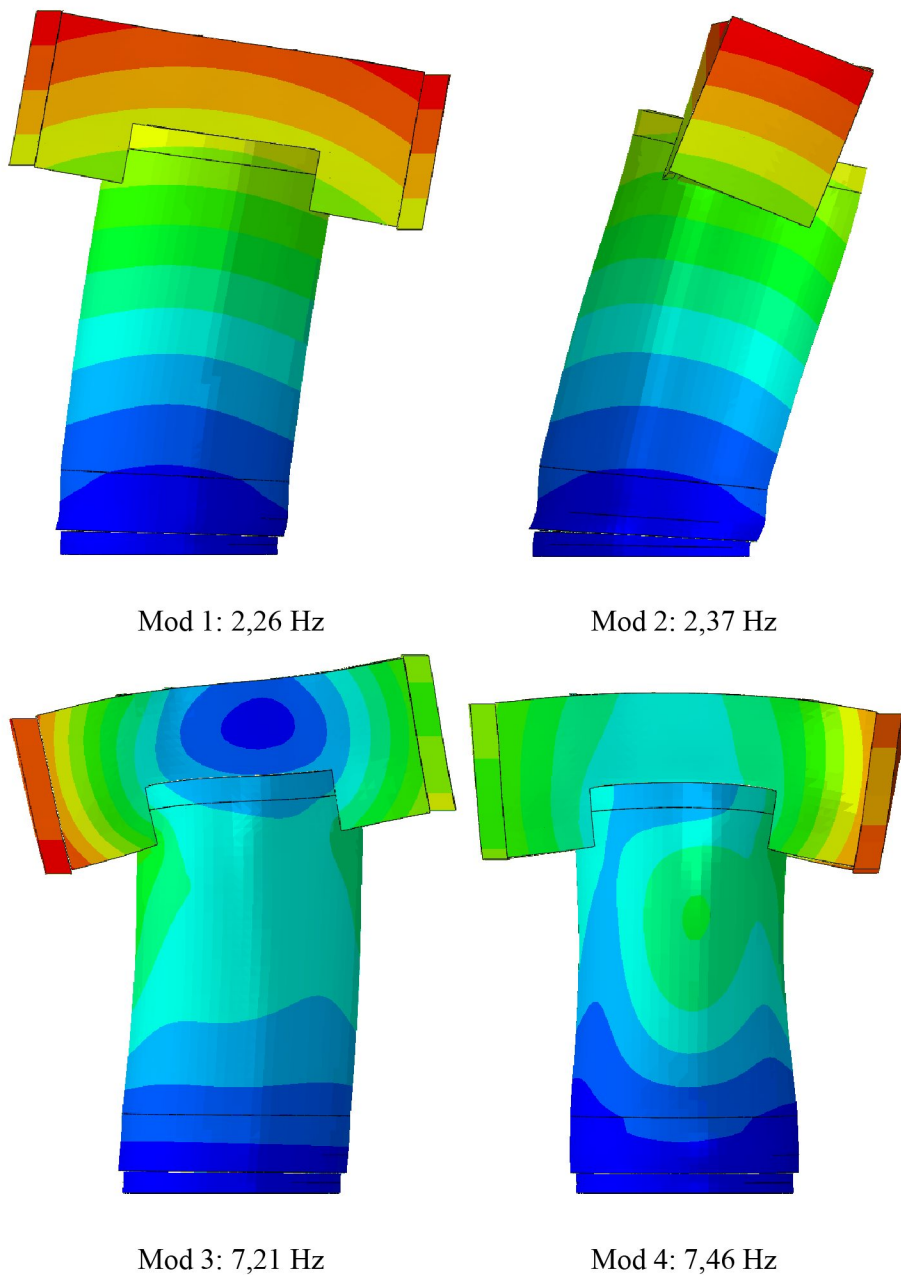
Frekvenserna från de första signifikanta egenmoderna presenteras i Tabell 6 och i Figur 31. Det framgår att vattnet sänker strukturens egenfrekvens på grund av den ökade massan. Även bergmassan sänker egenfrekvensen. Bergmassan är masslös och påverkar därför inte masströgheten i modellen. Dock blir grunden mindre styv, vilket påverkar egenfrekvensen. Båda dessa beteenden är naturliga om man jämför med ett system med en frihetsgrad, där egenfrekvensen beräknas som roten ur kvoten mellan styvheten och massan ($\omega_n = \sqrt{k/m}$). Egenfrekvensen sänks alltså både vid minskad styvhet och ökad massa.

I Tabell 6 presenteras även en jämförelse med resultaten från simuleringarna i Rydell (2014). Simuleringarna i Rydell (2014) genomfördes på en liknande kokvattenreaktorinneslutning, men med en enklare geometri och modell. Egenfrekvenserna ligger högre i Rydell (2014). Ett visst avsteg är att vänta sig, då reaktorinneslutningens cylindervägg i modellen i Rydell (2014) är modellerad med balkelement. Vid båda simuleringarna sänker dock vattnet egenfrekvensen med ca 15 %.

Tabell 6. Egenfrekvenser från signifikanta moder i frekvensanalysen jämförda med resultaten från Rydell (2014) (enhet: Hz).

	Mod 1	Mod 2	Mod 3	Mod 4	Mod 5	Mod 6	Mod 7
Fast inspänd med vatten	2,26	2,37	7,21	7,46	7,99	11,58	11,99
Fast inspänd utan vatten	2,58	2,66	7,90	8,40	8,45	12,68	14,36
Masslöst berg, 40 GPa m. vatten	2,11	2,21	7,12	7,28	7,94	11,46	11,87
Solidmodell*	2,67	2,78	8,11	8,51	9,08	13,12	14,40
Rydell med vatten	2,66	2,67	5,47	8,24	9,05	9,46	9,96
Rydell utan vatten	3,11	3,18	6,26	10,32	10,98	11,43	11,77

*Fast inspänd utan vatten, ej spännarmerad



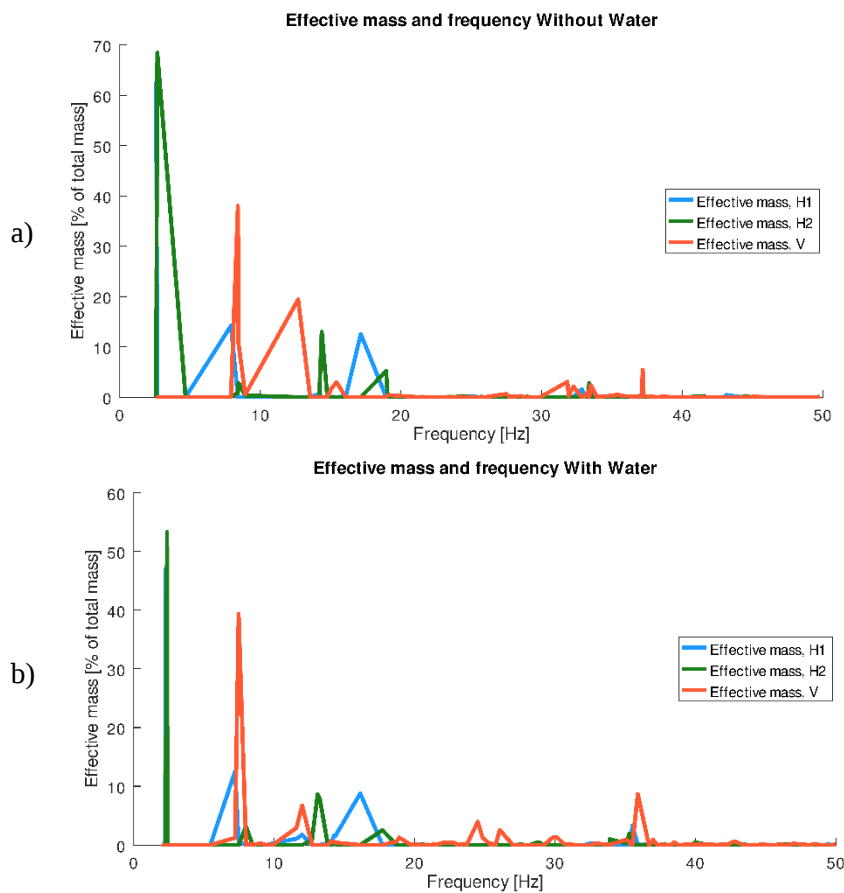
Figur 31. De första fyra dominanta egenfrekvenserna hos reaktorinneslutningen med fyllda bassänger. Egenfrekvenserna är 2,26 Hz, 2,37 Hz, 7,21 Hz och 7,46 Hz.

Den effektiva massan för modellen grundlagd direkt på berget med och utan vatten i bassängerna presenteras i Figur 32, den kumulativa massan för samma analyser presenteras i Figur 33. Modellens totala massa utan vatten var 23 420 ton, med vattnet vägde modellen 30 245 ton. I Tabell 7 presenteras den totala effektiva massan som exciteras i de olika huvudriktningarna. I modellen med vatten presenteras den effektiva massan som procentandel av den totala massan utan vatten. Detta är på grund av att de akustiska elementens massa inte räknas in i den effektiva massan i Abaqus. Det framgår att en betydligt lägre andel av massa exciteras när de akustiska elementen används. Anledningen till detta är inte fullt utredd. Det kan vara värt att nämna att de

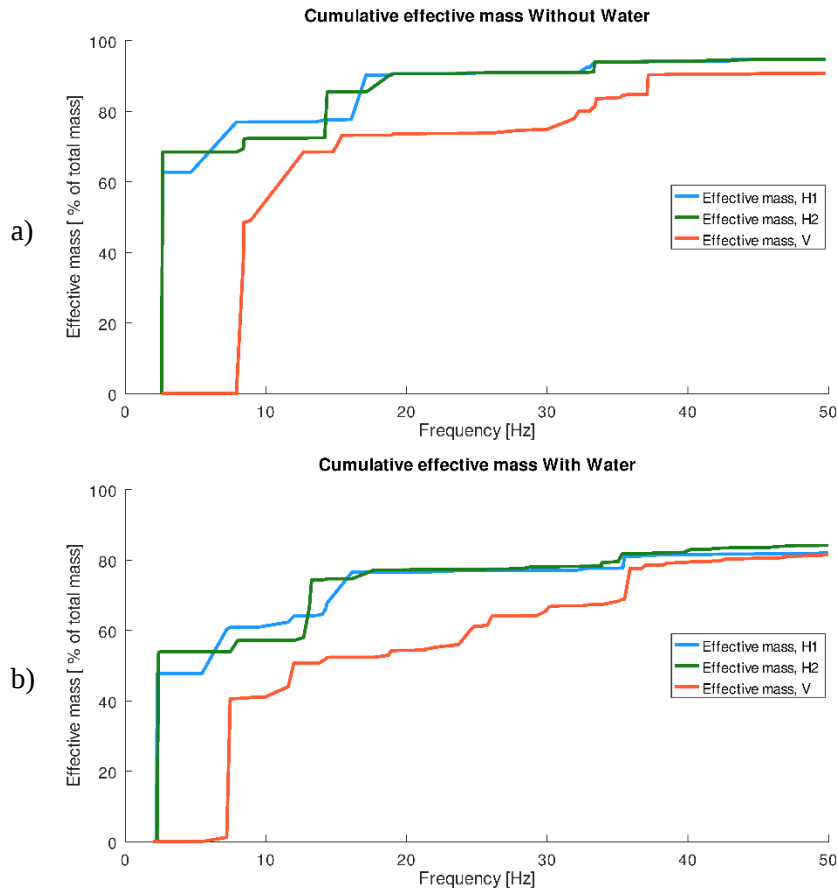
akustiska elementen inte går att använda i en responspektrumanalys, varför den låga kumulativa massan inte varit ett problem i detta projekt.

Tabell 7. Effektiv massa som procent av den totala massan i de tre huvudriktningarna för simuleringen med och utan vatten för alla beräknade moder (138 moder med vatten respektive 81 moder utan vatten). Simuleringen med vatten presenteras i procent av den totala massan utan vatten, då de akustiska elementens vikt inte inkluderas i den effektiva massan i Abaqus.

	Utan Vatten	Med Vatten
Effektiv massa, x	95 %	82 %
Effektiv massa, y	95 %	84 %
Effektiv massa, z	91 %	81 %



Figur 32. Effektiv massa för frekvensanalysen av den fast inspända modellen a) med tomma bassänger och b) med vatten i bassängerna.

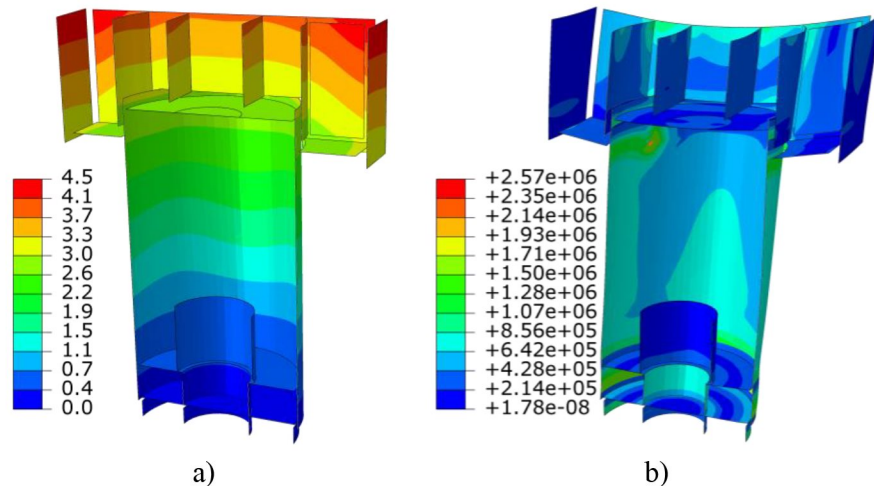


Figur 33. Kumulativ massa för frekvensanalysen av den fast inspända modellen a) med tomma bassänger och b) med vatten i bassängerna.

4.3 Responsspektrumanalys

En brist i Abaqus är att det inte går att göra responsspektrumanalys med modeller som innehåller akustiska element. För att kunna göra en jämförelse med resultatet från tidshistorieanalysen har en responsspektrumanalys utförts utan vatten i bassängerna. Förskjutningen från responsspektrumanalysen presenteras i Figur 34a. Förskjutningarna presenteras som förskjutning från initialtillståndet och representerar alltså inte den totala förskjutningen i modellen.

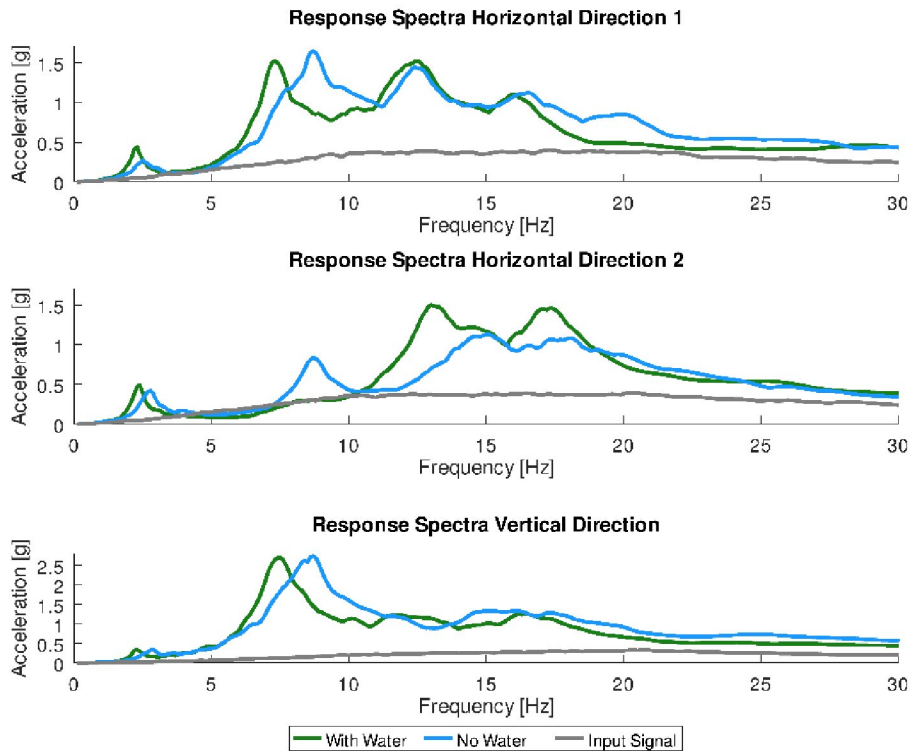
De resulterande spänningarna från responsspektrumanalysen presenteras i Figur 34b. Spänningarna presenteras relativt från initialtillståndet och representerar alltså spänningsökningen från jordbävningens lasten. Notera även att all spänningsökning från responsspektrumanalysen presenteras som dragspänningar. Dessa ska dock inte tolkas som dragspänningar utan snarare som maximal spänning i tryck eller drag.



Figur 34. a) Förskjutningar från responspektrumanalysen. Förskjutningarna presenteras som förskjutning från initialtillståndet och representerar alltså inte den totala förskjutningen i modellen (enhet: mm). b) Spänningsökning under responspektrumanalysen. Spänningen presenteras som spänningsökning från initialtillståndet och representerar därför inte den totala spänningen i strukturen (enhet: Pa).

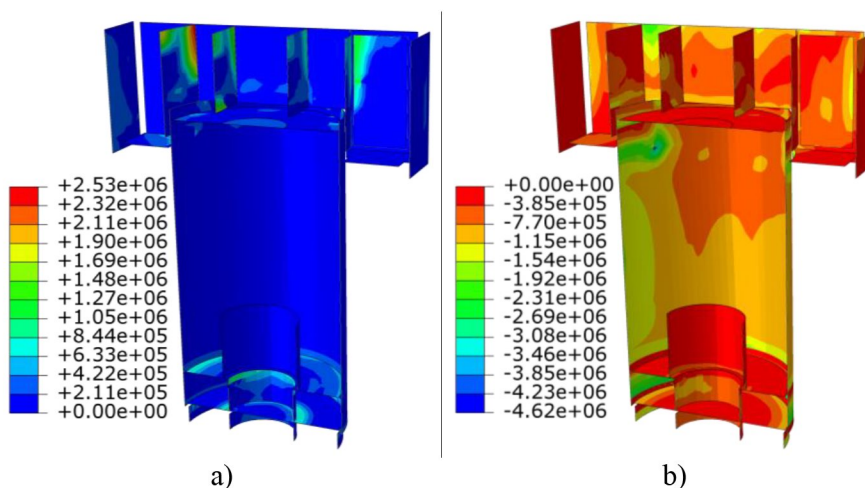
4.4 Tidshistorieanalys

För att jämföra de olika analyserna, togs accelerationerna under tidshistorieanalysen ut från samma nod i alla modeller. Punkten som användes för att ta ut accelerationerna i tidshistorian illustrerades i Figur 27. I Figur 35 jämförs responspektrumet från simuleringen med tidshistorieanalys för modellen med och utan vatten. Simuleringarna jämförs även med jordbävningssignalens responspektrum. Det framgår att vattnet sänker strukturens egenfrekvens. För många moder har även modellen utan vatten något högre acceleration. De högsta accelerationerna fås i vertikalled, vilket är naturligt eftersom bassängen kragar ut flera meter från reaktorinneslutningens cylindervägg.

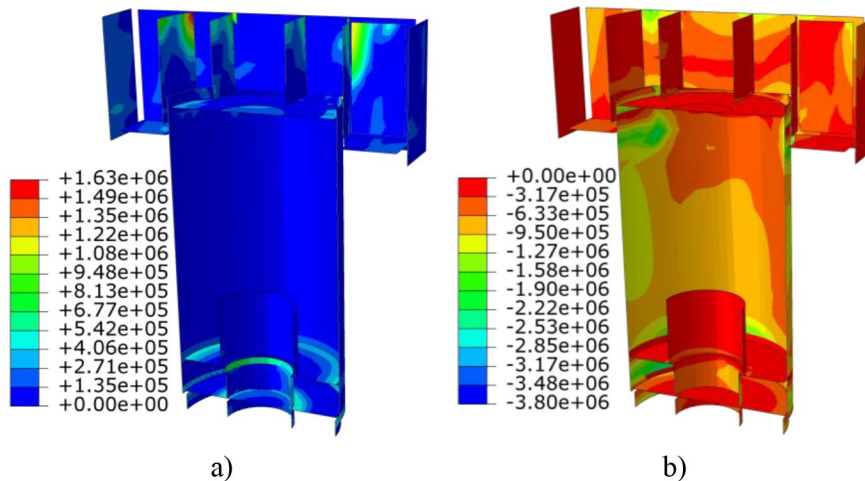


Figur 35. Responsspektrum för accelerationen i punkten illustrerad i Figur 27. Accelerationen presenteras för tidshistorieanalysen med och utan vatten i bassängerna i de två horisontella och den vertikala riktningen.

Under jordbävningenslasten ökade dragspänningarna i konstruktionen med ungefär 2 MPa, ökningen skedde framförallt i de konstruktionsdelar som inte är förspända. Spänningarna för analysen med vatten presenteras i Figur 36 och utan vatten i Figur 37. Spänningsökningens utbredning är snarlik i de två analyserna men i analysen med vatten är spänningsökningen högre. Dragspänningsökningen är ca 50 % högre för analysen med vatten än utan och tryckspänningen ökar ca 15 % mer i analysen med vatten.



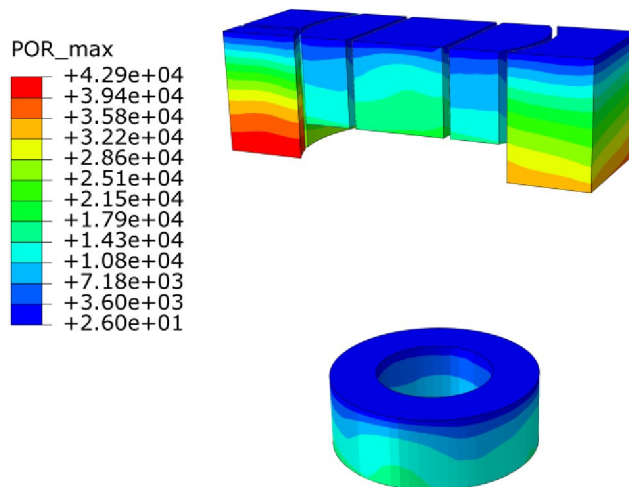
Figur 36. Spänningsökning under tidshistorieanalysen med vatten a) dragspänningar och b) tryckspänningar. Spänningen presenteras som spänningsökning från initialtillståndet och representerar därför inte den totala spänningen i strukturen (enhet: Pa).



Figur 37. Spänningsökning under tidshistorieanalysen utan vatten a) dragspänningar och b) tryckspänningar. Spänningen presenteras som spänningsökning från initialtillståndet och representerar därför inte den totala spänningen i strukturen (enhet: Pa).

4.4.1 Dynamiskt vattentryck

Det maximala dynamiska vattentrycket i alla tidssteg presenteras i Figur 38. Det högsta värdet av det hydrodynamiska trycket uppgår till cirka 30 % av det statiska trycket.

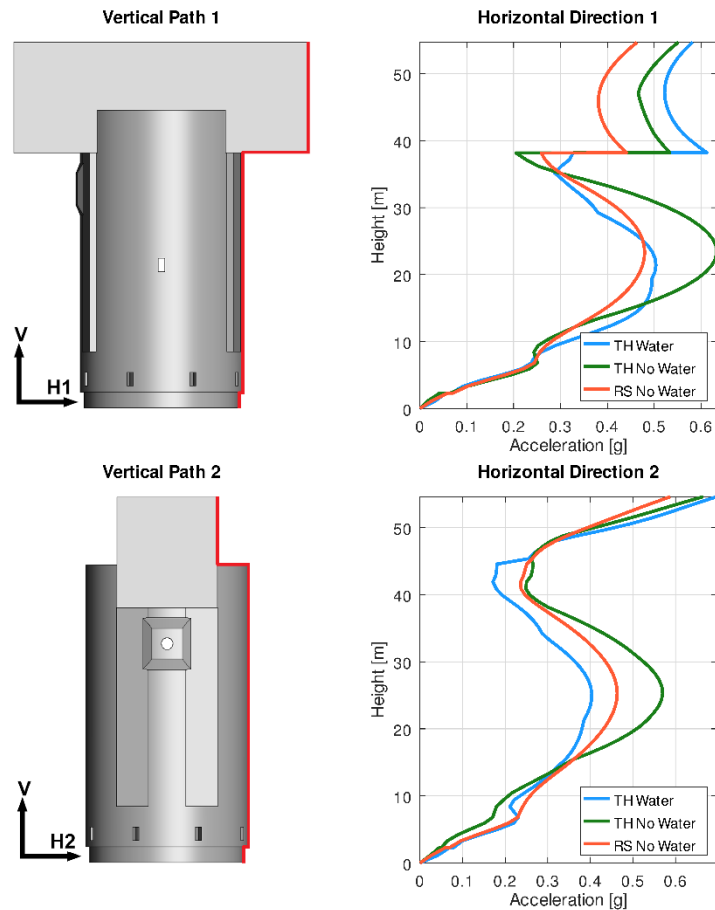


Figur 38. Det maximala dynamiska vattentrycket uppgår till ca 30 % av det hydrostatiska trycket.

4.5 Inverkan av analysmetod

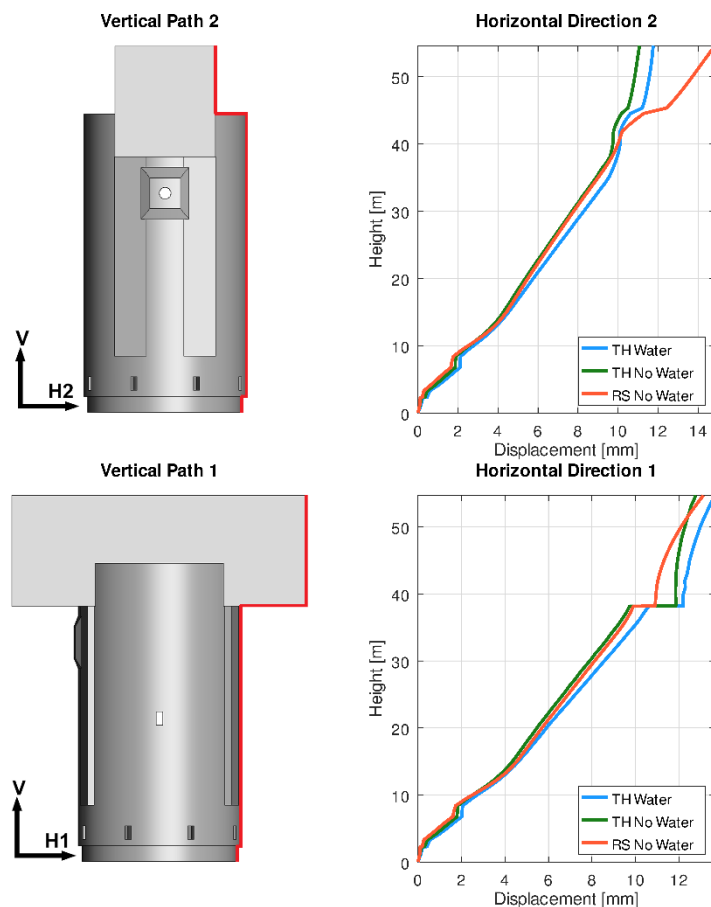
För att jämföra inverkan av den använda analysmetoden presenteras accelerationen längs reaktorinneslutningens cylindervägg och bränslebassängens mitt i Figur 39. Accelerationen har tagits ut längs linjerna som presenteras i Figur 28. Accelerationen redovisas som summan av accelerationen i de tre huvudriktningarna (H1, H2 och V), och betecknas "A-magnitude" i Abaqus.

Längs båda linjerna som presenteras kan ett hack i kurvan ses 1/3 från strukturens topp, detta beror på att kurvan går från cylinderväggen till bassängen. Hacket i kurvan är störst i riktning H1, där bassängen kragar ut och cylinderväggen har hög vertikal acceleration. I figuren syns att responspektrumanalysen ger en lägre respons än tidshistorieanalysen. Skillnaden är störst i cylinderväggen där accelerationen är ca 30 % högre i tidshistorieanalysen. För att kunna jämföra resultaten genomfördes även en responspektrumanalys med samma Rayleigh-dämpning som i tidshistorieanalysen. Det kunde konstateras att skillnaderna berodde på analysmetoden och inte dämpningen.



Figur 39. Maximal acceleration längs linjerna i Figur 28 i Tidshistorieanalyserna (TH) med och utan vatten samt responspektrumanalysen (RS). Hacket i kurvan orsakas av att positionen flyttas från inneslutningens cylindervägg till bassängens vägg och bassängens vägg har hög vertikal acceleration.

Förskjutningarna har tagits ut längs linjerna i Figur 28 på samma sätt som för accelerationen. Den totala förskjutningen jämförs i Figur 40. Förskjutningen skiljer mindre längs inneslutningens cylindervägg än accelerationen



Figur 40. Maximal förskjutning längs linjerna i Figur 28 i Tidshistorieanalyserna (TH) med och utan vatten samt responspektrumanalysen (RS). Hacket i kurvan orsakas av att positionen flyttas från inneslutningens cylindervägg till bassängens vägg.

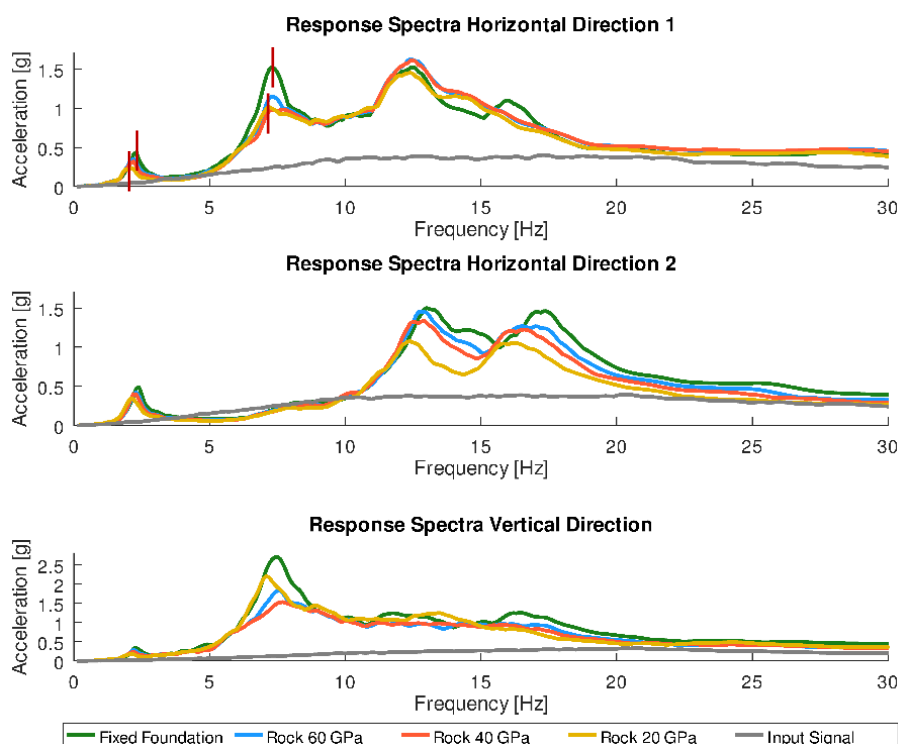
4.6 Inverkan av omgivande berg

För att undersöka bergets inverkan på strukturen utfördes en parameterstudie. Tre tidshistorieanalyser har genomförts där ett masslöst berg med en elasticitetsmodul på 20, 40, respektive 60 GPa användes. I parameterstudien användes vatten i bränsle- och kondensationsbassängerna. Accelerationen från parameterstudien jämförs med den fast inspända modellen i Figur 41.

Responserna blir lägre med mindre styvt berg. Responserna är dock inte linjärt avtagande och i enstaka moder kan accelerationen vara högre för det mindre styva berget. I Tabell 8 presenteras kvoten mellan den högsta och lägsta responserna i två moder. I den första moden ökar accelerationen med nästan 90 % i den fixerade modellen jämfört med den fast inspända. Accelerationen är dock relativt låg i denna mod på grund av det höga frekvensinnehållet i jordbävningssignalen. I mod 3 ökar responserna med 50 %. Resultatet visar på en tydlig skillnad med att beakta bergets styvhet och att beakta reaktorinneslutningen som fast inspänd. Spänningsökningen i reaktorinneslutningen minskade också när det masslösa berget inkluderades. Det är viktigt att också påpeka att elasticitetsmodulen i samtliga analysen är avsevärt högre än den rekommendation som ges i ASCE och DNB gällandes när berget kan försummas. Oftast leder försummelse av berget till ett konservativt antagande eller väldigt konservativt antagande.

Tabell 8. Kvot mellan accelerationsresponsen för den fixerade modellen och modellen med masslöst berg med E-modul på 20 GPa. De använda moderna presenteras i Figur 41.

Frekvens (fast inspänd)	Riktning	Kvot högsta och lägsta respons
2,3 Hz	H1	1,88
7,3 Hz	H1	1,50



Figur 41. Resonsspektrum för accelerationen i parameterstudien av bergmassans styvhet samt med fast inspänd modell. De röda strecken visar de resultat som jämförs i Tabell 8.

4.7 Inverkan från val av Rayleigh-dämpning

För att undersöka dämpningens inverkan vid en resonsspektrumanalys utfördes en parameterstudie där tre olika värden för Rayleigh-dämpning användes. För att ta ut Rayleigh-dämpningen användes första egenmoden kombinerat med den tredje, sjunde och den sextonde egenmoden. Den sextonde egenmoden representerar 80 % av den kumulativa massa och valdes för att ge exempel på vad som sker om en hög frekvens väljs för att beräkna Rayleigh-dämpningen. På grund av tidsbrist utfördes ingen optimering av dämpningen enligt Spears och Jensen (2012). Analysen utfördes med modellen fast inspänd i berget med fyllda bassänger. De valda moderna för parameterstudierna och de motsvarande dämpningsparametrarna presenteras i Tabell 5.

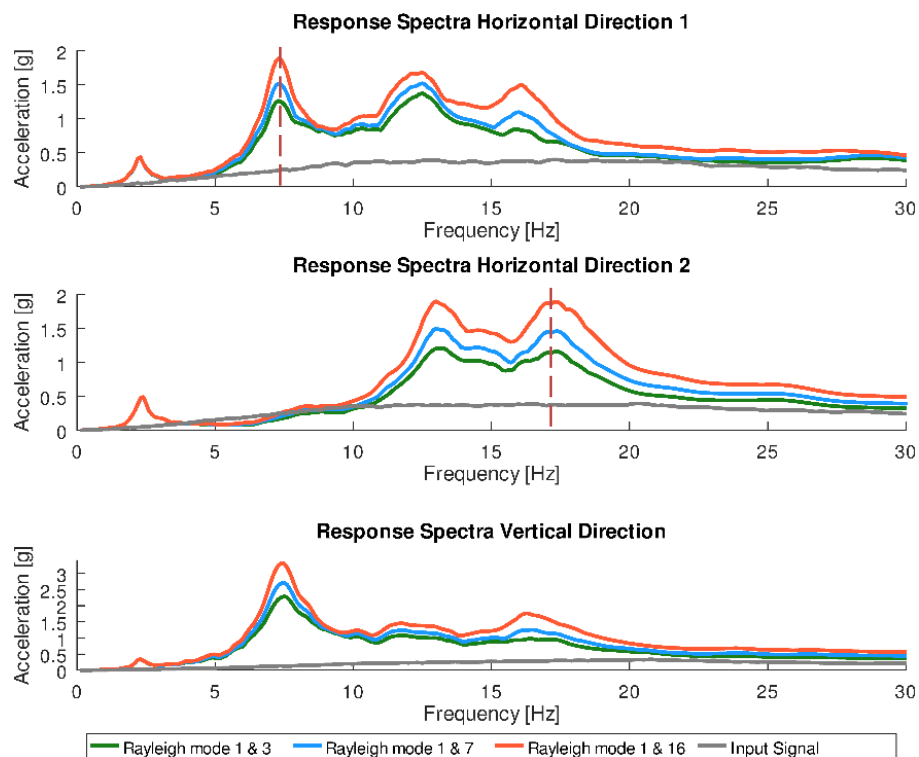
För att illustrera resultatet av parameterstudien togs accelerationen ut från de tre analyserna i punkten som visas i Figur 27. Resonsspektrumet från de tre analyserna presenteras i Figur 42. Accelerationen är nästan identisk i den

första moden på 2,3 Hz för hela parameterstudien. Detta beror på att denna frekvens användes för att beräkna dämpningen i alla analyser och dämpningen alltså kommer att vara konstant på 3 % där.

Vid de högre frekvenserna kan en större skillnad ses. När mod 1 och 3 används dämpas effektivt responsen från de högre frekvenserna bort medan de får större inverkan i fall då högre moder används vid bestämning av Rayleigh-dämpningen. I Tabell 9 presenteras kvoten mellan den högsta och lägsta responsen vid två punkter. Vid moden i 7,3 Hz är accelerationen 49 % högre när mod 1 och 16 har använts än när mod 1 och 3 har använts. Vid 17,3 Hz är samma förhållande 63 %. En viss förskjutning i egenfrekvenserna sker för de högre moderna, eftersom att dämpningen skiljer sig, jämför Ekvation 7.

Tabell 9. Respons vid specifika frekvenser. Kvoten har beräknats för den högsta och lägsta accelerationen och uttrycks som procentuell ökning.

Frekvens	Riktning	Kvot högsta och lägsta respons	Dämpning vid 1 & 3	Dämpning vid 1 & 7	Dämpning vid 1 & 16
7.3 Hz	H1	1,49	3,0 %	2,3 %	1,7 %
17.3 Hz	H2	1,63	5,8 %	4,0 %	2,3 %



Figur 42. Responsspektrum för accelerationen i parameterstudien av Rayleigh-dämpningen. De streckade linjerna markerar punkterna var responsen och dämpningen har tagits ut i Tabell 9.

5 Diskussion och slutsatser

5.1 Analysmetoder

Det finns tyvärr en begränsning i programvaran Abaqus, nämligen att det inte går att genomföra en responspektrumanalys med akustiska element. Detta är en brist i programvaran, inte hos metoden responspektrumanalys eller de akustiska elementen i sig. Därav var det inte möjligt att jämföra analysmetoderna för ett fall som beaktade akustiska element för att beskriva vattnet. En jämförelse gjordes därför istället mellan en responspektrumanalys och en tidshistorieanalys för ett fall med tomma bassänger. Resultaten avvek ganska mycket och tidshistorieanalysen hade både högre spänningar och acceleration. Avvikelsen var som störst halvvägs upp längs reaktorinneslutningens cylindervägg. Avvikelsen berodde på analysmetoden, inte på dämpningen.

En begränsning med responspektrumanalys är att enbart linjärelastiska materialmodeller och kontaktvillkor kan användas. Detta begränsar möjligheten att till exempel räkna på sprickbildning eller beteende hos existerande sprickor i en struktur. Linjäriteten riskerar även att ge missvisande resultat om en struktur har så hög nyttjandegrad att den börjar uppvisa icke-linjära beteenden. Responspektrumanalysen har alltså begränsad tillämpbarhet vid analys av DEE-jordbävningar, vilka används som brottgränstillstånd för svenska kärntekniska anläggningar. I DNB (Joval m.fl., 2017) listas responspektrumanalys som en av de tillåtna analysmetoderna. Enligt projektets uppfattning finns det bättre metoder att tillgå än responspektrumanalys och det är därför önskvärt att framtida versioner av DNB förtydligar de begränsningar som finns med responspektrumanalys. Särskilt bör det påpekas att resultatet till stor del beror på vilken metodik som används för kombinerad av moder (där t.ex. tecken ej beaktas) och att den kan vara olämplig i fall då det finns flera närliggande moder.

Även tidshistorieanalysen har problem, där den är tidskrävande med hög beräkningskostnad och genererar stora mängder data. I detta projekt testades enbart en uppsättning tidshistorier, vid en kontroll ska dock fler uppsättningar användas för att täcka in alla möjliga frekvensvariationer. Trots att många uppgifter kan automatiseras genom programmeringsskript både för att bygga modeller och efterbehandling av resultat krävs det mycket arbete. Dessutom kan inte en strukturs verkliga tålighet i brottgränstillståndet undersökas om inte en iterativ metod utförs, där många jordbävningssignaler testas till dess att strukturen uppnår till brott. Uthållighetsanalys, som presenterades i Kapitel 2.2.3, framstår därför som ett bra alternativ till tidshistorieanalys för bestämning av bärförmåga. Vid en uthållighetsanalys behöver endast strukturen kontrolleras mot en jordbävningssignal och brottgränstillståndet kan därmed kontrolleras relativt enkelt. Uthållighetsanalys borde undersökas närmare och så småningom möjligtvis arbetas in i eller nämnas i DNB om den visar sig vara lämplig.

5.2 Interaktion med undergrunden

I det här projektet har två olika modelleringsalternativ för randvillkoren undersökts; fast inspänd struktur direkt på berget och ett masslöst berg. En parameterstudie genomfördes även för att studera inverkan av det masslösa bergets styvhet. Det framgick av jämförelserna att det masslösa berget sänker strukturens egenfrekvenser något, på grund av den sänkta styvheten. Reaktorinneslutningens respons sänktes även när det masslösa berget användes. Parameterstudien visade vidare att responsen även sänktes med bergets styvhet. Det blir alltså viktigt att ha korrekta materialparametrar för berget för att inte underskatta jordbävningens påverkan.

I DNB anges parametrar för när ett berg anses bra nog för att undergrunden inte ska behöva beaktas i den seismiska analysen. Med simuleringar har det visats att bergets styvhet trots detta har stor inverkan på strukturens verkliga respons.

Om ett berg med massa inkluderas, skingras energin mer effektivt än det masslösa berget vilket sänker strukturens respons ytterligare. Detta förklarades närmare i Kapitel 2.6.1. När massan inkluderas, inkluderas även den massproportionerliga delen av Rayleigh-dämpningen, dvs att ökad dämpning fås särskilt för låga frekvenser. Metoden med inkluderad massa i bergvolymer har visat sig ge ett mer verklighetstroget resultat, se t.ex. Løkke och Chopra (2017) och Løkke och Chopra (2018). Användandet av mer korrekta modeller är önskvärt då väldigt konservativa modeller kan riskera att prediktera felaktiga brottmoder. En mer korrekt bedömning av en strukturs beteende leder därmed till en bättre bedömning av bärförmågan och att eventuella åtgärder utförs i områden där behovet är störst. Utöver att ett mer verklighetstroget uppförande uppnås när massan inkluderas i bergmassan, tillåter även denna metod modellering av olinjäriteter i berget. Det kan till exempel röra sig om icke-homogenitet, sprickplan eller olinjärt materialbeteende med krossning eller sprickbildning. Det rekommenderas därför att dessa analysmetoder undersöks vidare.

En nackdel med att modellera berget är att det krävs information om bergets materialparametrar. Denna data samlas vanligtvis noggrant vid konstruktionen av en damm eller en högsäkerhetsanläggning som ett kärnkraftverk men vid ett projekt som inte har möjlighet att göra storskaliga geotekniska undersökningar kan det vara nödvändigt att göra mer konservativa antaganden angående grundläggningen. Av kostnadsskäl kan det därför vara mer effektivt i vissa fall att använda en fast inspänd modell

5.3 Modellering av struktur och vatteninteraktion

Fluid-strukturinteraktion (FSI) är ett komplicerat fenomen. Inom numerisk analys har FSI varit ett av de främsta utvecklings- och forskningsområdena de senaste åren. Gasch m.fl. (2013) visade att det finns lättillgängliga verktyg i de flesta kommersiella FE-programvarorna som ger tillförlitliga resultat. I föreliggande projekt har seismiska simuleringar av reaktorinneslutningen till en kokvattenreaktor utförts där vattnets beteende beskrivs med akustiska element. Vattnets massa sänkte strukturens egenfrekvens och

sänkte även den resulterande accelerationen. Det ledde dock till högre spänningsökning både i reaktorinneslutningens cylindervägg och bassängväggarna.

Ett viktigt resultat från det tidigare forskningsarbetet av Gasch m.fl. (2013), var att akustiska element är särdeles lämpliga att använda för denna typ av tillämpningar när konstruktionens deformation och påkänningar är av primärt intresse. Det finns naturligtvis ännu mer detaljerade modeller men dessa är främst lämpliga i de fall då fokus ligger på vattnet. Gasch m.fl. (2013) visade även att FSI har en större relativ påverkan på resultatet vid högfrekventa jordbävningar med något lägre amplitud jämfört mot mer lågfrekventa jordbävningar med högre amplitud. För svenska förhållanden så är det därmed särdeles viktigt att metoder som akustiska element används istället för t.ex. massa-fjäder-system baserade på t.ex. Housner.

5.4 Inverkan av dämpning

Valet av Rayleigh-parametrar har stor inverkan på resultatet vid tidshistorieanalys, vilket även framgick från simuleringar i denna rapport. I Spears och Jensen (2012) presenteras en metod för optimering av dämpningen för att undvika över- respektive underdämpning av intressanta frekvenser. Det fanns dock inte tid att göra denna optimering i förevarande projekt. Det vanligaste sättet att välja frekvenser för Rayleigh-dämpning är att använda den första och tredje egenmodens frekvenser. Detta är dock problematiskt eftersom den styvhetsproportionella dämpningen ökar snabbt och därmed reducerar inverkan vid högre frekvenser. Detta kan leda till att responsen underskattas för jordbävningar med ett högt frekvensinnehåll, vilket är fallet med de svenska designspektrumen, se Kapitel 2.7.

Höga jordbävningfrekvenser har relativt låg påverkan på byggnader och betongstrukturer. Mekaniska anordningar och anordningsdelar är dock med känsliga. Eftersom att reaktorinneslutningar innehåller en stor mängd viktig utrustning som dimensioneras för jordbävningsslaster är det vanskligt att underskatta dessa.

I DNB anges vilka dämpningsnivåer som ska användas för olika material baserat på ASCE 4-98. Det ges dock inga råd för hur dämpningen ska definieras eller hur dämpningsparametrar ska väljas. Det vore rimligt att utfärda en varning vid användande av Rayleigh-dämpning, så att dämpningen inte över-skattas.

5.5 Inverkan av materialegenskaper

Materialegenskaperna för dynamisk belastning skiljer sig från motsvarande egenskaper vid statiskt belastning. Vid hastiga dynamiska förlopp så ökar betongens styvhet samt drag- och tryckhållfasthet. I många dimensioneringsriktlinjer för jordbävning så beaktas detta genom t.ex. en dynamisk elasticitetsmodul. Ofta är den dynamiska elasticitetsmodulen ca 20 – 30 % högre än den statiska. Detta innebär dels att egenfrekvenserna ökar, men även att deformationerna från jordbävningen i regel minskar på grund av ökad styvhet men med ökade påkänningar. Som exempel kan de schweiziska riktlinjerna (Swiss Committee on Dams, 2003) nämnas där elasticitetsmodulen ökas med

25 % vid seismisk analys och tryck- och draghållfastheterna ökar med upp till 50 %.

6 Slutsatser

Simuleringar med responspektrumanalys är begränsande då inga icke-linjära materialegenskaper eller randvillkor kan användas. Detta är problematiskt vid simuleringar i brottgränstillstånd då stora icke-linjäriteter kan uppstå. Enligt projektets uppfattning vore det därför önskvärt att framtida versioner av DNB beskriver de begränsningar som finns angående responspektrumanalysens tillämpbarhet. Det vore även bra att fortsätta undersöka uthållighetsanalyser som komplement till tidshistorieanalys och om den visar sig vara lämplig kan den arbetas in i DNB.

Val av sätt att bestämma dämpningen har stor inverkan på en strukturs dynamiska beteende. I DNB nämns enbart vilka nivåer som ska användas för dämpningen men inte hur den ska väljs. För att inte underskatta en strukturs dynamiska respons vore det eventuellt bra att varna för vissa sätt att bestämma dämpningen vid dimensionering och simuleringar i DNB.

Bränsle- och kondensationsbassängerna har stor inverkan på reaktorinneslutningens dynamiska beteende. I DNB (Joval m.fl., 2017) inkluderas enbart en förenklad analysmetod baserad på en medsvängande massa fäst i fjädrar trots att t.ex. Gasch m.fl. (2013) visade att andra analysmetoder som akustiska element ger goda resultat. Det rekommenderas därför att uppdatera DNB till att tillåta alternativa och mer moderna analysmetoder för FSI.

Det har genom analyser visats att berggrunden har stor inverkan på den dynamiska responsen, även i fall där den enligt DNB inte behöver beaktas. Det vore därför önskvärt att fortsätta undersöka grundläggningmaterialets inverkan både med masslösa modeller, samt med modeller som inkluderar bergets massa för att få en bättre förståelse för anläggningarnas verkliga beteende. Det vore eventuellt också bra att nämna i DNB att grundmaterialet kan ha stor inverkan även över de givna gränserna för när grunden behöver beaktas.

6.1 Fortsatt forskning

I innevarande projekt har flera aspekter av seismisk simulering undersökts och behov av fortsatt forskning och utveckling har identifierats på flera punkter. Eftersom att dämpningen har mycket stor påverkan på en strukturs beteende vore det önskvärt att undersöka om det går att arbeta in en metod för val av dämpning och dämpningsparametrar i kommande versioner av DNB.

Randvillkoren har stor inverkan på en strukturs beteende. Det vore därför bra att fortsätta undersöka bergets inverkan på strukturen. I framtida projekt borde både metoder med masslöst berg och berg med massa undersökas.

För att på ett enklare sätt kunna bestämma den verkliga beständigheten i brottgränstillståndet hos kärntekniska byggnader borde uthållighetsanalys undersökas vidare. Om metoden visar sig vara tillförlitlig kan den också omnämnas i framtida versioner av DNB som komplement till tidshistorieanalys. Responspektrumanalys är en mycket förenklad modell och eventuellt borde

den framförallt användas för att verifiera responsen hos andra analysmetoder.

7 Erkännanden

Denna rapport är finansierad av Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM). Projektet vill tacka SSM för förtroendet att genomföra studien.

8 Referenser

American Society of Civil Engineers. 2000. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary ASCE 4-98, American Society of Civil Engineers

Bungum, H., Pettenati, F., Schweitzer, J., Sirovich, L., Faleide, J. I. (2009). "The 23 October 1904 MS 5.4 Oslofjord earthquake: Reanalysis based on macroseismic and instrumental data", *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 99, no. 5, pp. 2836–2854.

Chopra AK. Earthquake analysis of arch dams: factors to be considered. *Journal of Structural Engineering* 2012; 138(2):205–214. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000431.

DASSAULT SYSTÈMES. 2014. Abaqus 6.14 Documentation [Online]. Dassault Systèmes Simulia Corp. Available: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/> [Besökt 2018-12-11].

Enzell J., Tollsten M., 2017. Thermal cracking of a concrete arch dam due to seasonal temperature variations, MSc Thesis, TRITA-BKN-Examensarbete 515: Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

Estekanchi, H. E., Vafai A., Sadeghazar M., 2004, Endurance Time method for seismic analysis and design of structures, *Scientia Iranica*, v11, n4, p361-370,

Gasch, T., Facciolo, L., Eriksson, D., C.Rydell, R.Malm, 2013. Seismic analyses of nuclear facilities with interaction between structure and water. Comparison between methods to account for Fluid-Structure-Interaction (FSI). Report 13:79, Elforsk.

Goldgruber, M., 2015. Nonlinear Seismic Modelling of Concrete Dam, Doctoral thesis. Graz University of Technology, Graz, August 2015. 173p.

Hariri-Ardebili M.A., Furgani L., Meghella M., Saouma V.E., 2016, A new class of seismic damage and performance indices for arch dams via ETA method. *Engineering Structures* 110 (2016) 145–160.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2016). DEEPSOIL 6.1, User Manual. University of Illinois, Urbana, IL, USA 2016.

Hellgren R., 2014: Influence of Fluid Structure Interaction on a Concrete Dam during Seismic Excitation. MSc Thesis, Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology.

Housner G.W. (1963). The Dynamic Behavior of Water Tanks. Bulletin of the Seismological Society of America. vol. 53. no. 2. pp. 381-387.

Joval O., Kölfors J., Andersson P., Larsson J-A., Thelandersson S., 2017. Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB). SSM 2017:07. Strålsäkerhetsmyndigheten, feb 2017, 178p.

Könönen, M, 2012. Temperature induced stresses in a reactor containment building. MSc Thesis, TRITA-BKN. 349, 2012, Department of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden 134p.

Løkke A, Chopra AK. 2017. Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam-water-foundation rock systems. Earthq Eng Struct Dyn. 2017;46(8):1267-1285.

Løkke A, Chopra AK. 2018. Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam-water-foundation rock systems. Earthquake Engng Struct Dyn. 2018;47:1309–1328.

Malm R. (2016) Guideline for FE analyses of Dams. Energiforsk report 2016:270, Energiforsk AB.

Magnusson, J, 2007. Structural concrete elements subjected to air blast loading. KTH Royal Institute of Technology. Licentiate thesis. Trita-BKN. Bulletin, ISSN 1103-4270 ; 92

OKG, 2016. Bildbank. OKG Aktiebolag 2016-06-18
<http://www.okg.se/sv/Press/Bildbank/> (Hämtad 2018-12-06)

Othman, H., Marzouk, H., 2016. Strain rate sensitivity of fiber-reinforced cementitious composites. ACI Materials Journal 113(02):143-150.

Pettersson T., Sundquist, H., 2001. Spännbetong, Kompendium I Betongbyggnad och Brobyggnad. TRITA-BKN. Rapport 46, Byggkonstruktion 1997, Utgåva 3 2001. Kungliga Tekniska Högskolan (KTH), Institutionen för byggkonstruktion, Stockholm, Sweden, 212p.

Roth, T., Silfwerbrand, J., Sundquist, H., 2002. Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk - En sammanställning över konstruktion och material. ISSN 1104-1374 ISRN SKI-R-02/59-SE, Statens kärnkraftinspektion - SKI, Sweden.

Rydell C, 2014. Seismic high-frequency content loads on structures and components within nuclear facilities. Licentiate Thesis, TRITA-BKN. Bulletin 123, 2014, Department of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 52p.

Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB. 1972. SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No.

UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley: 1972.

Spears R.E & Jensen S.R (2012): Approach for selection of Rayleigh damping parameters used for time history analysis. *Journal of Pressure Vessel Technology* 134.

Swiss Committee on Dams (2003): Methods of analysis for the prediction and the verification of dam behavior.

U.S. Nuclear Regulatory Commission (USNRC)., (1973). "Design response spectra for seismic design of nuclear power plants", Regulatory Guide 1.60, U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, D.C., USA.

U.S. Nuclear Regulatory Commission (USNRC)., 2006. Regulatory Guide 1.92 Revision 2, Combining modal responses and spatial components in seismic response analysis, U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, D.C., USA.

U.S. Nuclear Regulatory Commission (USNRC)., 2007. Damping values for seismic design of nuclear power plants. Regulatory Guide 1.61. U.S. Nuclear Regulatory Commission.

Zangar C. N. Hydrodynamic Pressures on Dams Due to Horizontal Earthquake Effects Engineering. Monograph No. 11 U.S. Bureau of Reclamation, May 1952.

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.

Publikationer utgivna av Strålsäkerhetsmyndigheten kan laddas ned via stralsakerhetsmyndigheten.se eller beställas genom att skicka e-post till registrator@ssm.se om du vill ha broschyren i alternativt format, som punktskrift eller daisy.

Strålsäkerhetsmyndigheten
171 16 Stockholm
08-799 40 00
www.stralsakerhetsmyndigheten.se
registrator@ssm.se

©Strålsäkerhetsmyndigheten