UPTEC W05 042
Examensarbete 20 p
Oktober 2005

Stabilitetsberäkningar och åtgärds-förslag vid islast på Skålandammen

Stability Calculations and Proposal Measures Regarding Ice Load for the Skålan Dam

Helena Björkman

UPTEC W 05 042
ISSN 1401-5765

Examensarbete
M.Sc. Thesis Work

Stabilitetsberäkningar och åtgärdsförslag vid islast på Skålandammen

Stability Calculations and Proposal Measures Regarding Ice Load for the Skålan Dam

Helena Björkman
Oktober 2005

REFERAT

Stabilitetsberäkningar och åtgärdsförslag vid islast på Skålandammen

Helena Björkman

Vattenkraften är en viktig energikälla i Sverige som utgör ca 46 % av den totala energiproduktionen. I Sverige finns det ca 1 200 kraftverk och i syfte att öka fallhöjden och lagra vatten bygger man dammar i anslutning till kraftverken. Dammarna skapar stora magasin med vatten och gör det möjligt att anpassa elproduktionen efter säsong och behov.

Dammar och kraftverk vid vattenmagasinen utsätts för extra belastning under perioder med höga flöden samt vid islaster och för att upprätthålla dammsäkerheten har man tagit fram RIDAS - kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet. Inom ramen för dammsäkerhetsarbete utförs fördjupade dammsäkerhetsutvärderingar, FDU, för att arbeta förebyggande och hitta möjligheter till förbättring av dammsäkerhetsarbetet. I en FDU gjord för Skålandammen i Ljungan påvisades att de av RIDAS uppsatta säkerhetsfaktorerna för glidning och stjälpning inte uppfylldes vid islast. Syftet med detta arbete var att följa upp FDU:n och med utförliga stabilitetsberäkningar på Skålandammens alla delar (monoliter) undersöka hur dessa klarar säkerhetsfaktorerna vid olika lastfall, hur stort problemet med islast är samt ta fram åtgärdsförslag för att öka dammens stabilitet.

Beräkningarna har utförts enligt RIDAS anvisningar för stabilitetsberäkningar vid fyra olika lastfall där de två första innebär en vattennivå till magasinets dämningsgräns samt en islast på 200 respektive 100 kN/m och de två andra behandlar en situation utan islast men med en vattennivå till dämningsgränsen respektive en vattennivå till 1 meter över dämningsgränsen. Stabiliteten kontrollerades med avseende på stjälpning och glidning. Resultatet av stabilitetsberäkningarna visade att för majoriteten av Skålandammens monoliter uppfylls inte stabilitetskraven vid en islast på vare sig 200 eller 100 kN/m. Det visades även att ett fåtal monoliter inte uppfyller säkerhetskraven för glidning vid lastfallet utan islast med en vattennivå till dämningsgränsen, vilket indikerar på att dessa monoliter är för lätta.

De isfrihållande åtgärdsförslagen som jämfördes var IR-element och cirkulering av vattnet med hjälp av luftbubblor och den stabilitetshöjande åtgärden med förspända bergförankringar. Nuvärdet för dessa åtgärder beräknades sedan med antagandet att dammen har en livslängd på 60 år. Resultatet från nuvärdesberäkningen visade att det billigaste alternativet är cirkulering av vattnet men utifrån stabilitetsberäkningarna är det mest fördelaktigt att använda den stabilitetshöjande åtgärden med bergförankringar. Med anledning av detta föreslås ett alternativ med bergförankringar på de monoliter som inte uppfyllde säkerhetskraven vid lastfall utan is i kombination med cirkulering av vattnet som den mest lämpliga åtgärden.

Nyckelord: *Dammsäkerhet, Skålandammen, Islast, Stabilitetsberäkningar, Isfrihållande åtgärder, Stabilitetshöjande åtgärder*

ABSTRACT

Stability calculations and proposal measures regarding ice load for the Skålan dam

Helena Björkman

Hydropower is an important source of energy in Sweden and accounts for about 46 % of the total energy production. Sweden has about 1 200 hydropower plants and with the intention of raising the pressure head of the water and to store water, dams are built by the power plants. The storage reservoirs make it possible to adjust the energy production by demand and season. Dams in connection to the reservoirs are subjected to additional loading during periods of high floods or when an icecap in the winter is formed on the reservoirs. In order to maintain the dam safety, the power companies in Sweden are working with guidelines for dam safety from RIDAS. An important part of the work of dam safety is FDU that is carried out with purposes of improving the work of dam safety. A FDU made for the Skålan dam in the River of Ljungan showed that the levels of the safety factors for sliding and overturning of the dam was not fulfilled when subjected to loads from an icecap. The object of this thesis was to follow up the FDU and by carrying out extensive stability calculations on all parts of the Skålan dam, investigate what safety factors the different parts will get and also investigate some proposal measures in order to increase the dam stability.

The stability calculations for the dam have been performed according to directions in RIDAS at four loading cases. Loading case I and II means a water level to the retained water level and an ice load of 200 and 100 kN/m respectively. Loading case III and IV means a situation without ice load but with a water level to the retained water level respectively a water level to a meter above the retained water level. The stability of the dam was studied with regards to sliding and overturning. The results from the stability calculations showed for both loading case I and II that the majority of the parts of the Skålan dam did not fulfill the levels of the safety factors. The calculations also showed that some parts of the dam did not fulfill the stability criteria of sliding at loading case III, which implies that these parts of the dam actually have not enough weight.

The measure proposals studied were the ice preventive measures IR-elements and circulation of the deep warm water and the stability increasing measure with pre strained rock anchorages. The net present value (NVP) for the different measures were calculated with a life length of the dam estimated to 60 years. The results from the calculations of the NVP showed that the most economically feasible measure is circulation of the water but when considering the results from the stability calculations, the most suitable measure is the rock anchorages. Therefore, a combination of rock anchorages on parts which not fulfills the stability criteria in combination with circulation of the water is suggested to be the best measure.

Keywords: *Dam safety, the Skålan dam, Ice load, Stability calculations, Ice preventive measures, Stability increasing measures*

Department of Earth Sciences, Uppsala University, Villavägen 16, SE-752 36 Uppsala

ISSN 1401-5765

FÖRORD

Det här examensarbetet har utförts på uppdrag av E.ON Vattenkraft Sverige AB med handledning av Carl-Oscar Nilsson, dammsäkerhetsansvarig på E.ON Vattenkraft Sverige AB. Examensarbetet omfattar 20 p och har utförts inom civilingenjörsprogrammet i miljö- och vattenteknik vid Uppsala Universitet. Ämnesgranskare för examensarbetet är Lars-Christer Lundin på Institutionen för geovetenskaper, Luft- och vattenlära, Uppsala Universitet och examinator är Allan Rodhe.

Jag vill tacka samtliga som på något sätt medverkat i detta examensarbete. Speciellt vill jag rikta ett tack till Carl-Oscar Nilsson som bidragit med kunskaper om dammar och dammsäkerhetsarbete och som alltid tålmodigt svarat på de frågor som uppkommit under arbetets gång. Stort tack även till Kenneth Burstedt, även han dammsäkerhetsansvarig på E.ON Vattenkraft Sverige AB, som initierat detta examensarbete och som bidragit med information och kunskap om både nuvärdesberäkningar och de isfrihållande- och stabilitetshöjande åtgärderna. Jag vill även passa på att rikta stor tacksamhet till Tomas Ekström på CarlBro som varit till mycket stor hjälp i samband med försök till simulering av isens last på dammkonstruktioner med hjälp av programmet Femlab. Slutligen vill jag tacka Lars-Christer Lundin som har varit till stor hjälp under rapportskrivningen samt mina vänner och kurskamrater för goda tips och råd under examensarbetets gång men även för många, långa och trevliga lunch- och fikaraster.

Uppsala, oktober 2005

Helena Björkman

Copyright © Helena Björkman och Institutionen för geovetenskaper, Luft- och vattenlära, Uppsala universitet.
UPTEC W 05 042, ISSN 1401-5765
Tryck hos Institutionen för geovetenskaper, Geotryckeriet, Uppsala universitet, 2005

1 INLEDNING 1

1.1 BAKGRUND 1
1.2 SYFTE OCH MÅL 1

2 TEORI 2

2.1 RIDAS - KRAFTFÖRETAGENS RIKTLINJER FÖR DAMMSÄKERHET 2
2.2 TRÅNGFORS KRAFTVERK 3
2.2.1 Allmän beskrivning 3
2.2.2 Klimat 7
2.3 IS 8
2.3.1 Istillväxt 8
2.3.2 Isens egenskaper 9
2.4 ISLASTER 10
2.4.1 Uppkomst av islaster 10
2.4.2 Simulering av islast 11
2.4.3 Åtgärder för att förhindra islaster och öka stabiliteten 12

3 KONTROLL AV STABILITET 13

3.1 RIKTLINJER FÖR STABILITETSBERÄKNINGAR ENLIGT RIDAS 13
3.1.1 Lastfall och stabilitetsvillkor 13
3.2 LASTER OCH ANGREPPSPUNKTER 15
3.2.1 Egentyngd 16
3.2.2 Yttre vattentryck 17
3.2.3 Upptryck/Porvattentryck 17
3.2.4 Islast 18
3.2.5 Tyngd från bro 18
3.2.6 Last från angränsande stenfyllnadsdammar 19
3.3 METOD FÖR BERÄKNING AV LASTER PÅ MONOLITERNA 19
3.3.1 Antaganden av lasternas fördelning 19
3.3.2 Egentyngd 20
3.3.3 Yttre vattentryck 22
3.3.4 Upptryck/Porvattentryck 25
3.3.5 Istryck 26
3.3.6 Tyngd från bro 26
3.4 RESULTAT FRÅN BERÄKNINGAR AV LASTER PÅ MONOLITERNA 26
3.5 METOD FÖR KONTROLL AV STABILITET 26
3.5.1 Stjälpning 27
3.5.2 Glidning 28
3.6 RESULTAT FRÅN STABILITETSKONTROLL 28
3.7 DISKUSSION AV STABILITETSKONTROLL 29
3.7.1 Lastfall I 29
3.7.2 Lastfall II 30
3.7.3 Lastfall III 31
3.7.4 Lastfall IV 31
3.7.5 Sammanfattning av diskussion 32
3.8 SLUTSATSER AV STABILITETSKONTROLL 32

4 ÅTGÄRDSFÖRSLAG 33

4.1 ÅTGÄRDER 34
4.1.1 Elektriska värmeelement 34
4.1.2 Cirkulation av vattnet med hjälp av luftbubblor 34
4.1.3 Förspända förankringar 35
4.2 UTVÄRDERING OCH DISKUSSION AV ÅTGÄRDSFÖRSLAG 36
4.3 BERÄKNINGAR AV FÖRSPÄNDA BERGFÖRANKRINGAR 37
4.3.1 Metod för beräkning av erforderlig spännkraft 37

4.3.2 Resultat och slutsats från beräkning av erforderlig spännkraft..... 40
4.4 KOSTNADSBERÄKNING OCH INVESTERINGSKALKYL FÖR DE OLIKA ÅTGÄRDERNA..... 41
4.5 SLUTSATSER AV ÅTGÄRDSFÖRSLAG..... 44
5 REKOMMENDATIONER OCH FORTSATT ARBETE..... 44
6 REFERENSER..... 46
APPENDIX I..... 49
ÖVERSIKTSRITNING I:02:04 AV SKÅLANDAMMEN..... 49
APPENDIX II..... 50
MÅTT PÅ SKÅLANDAMMENS MONOLITER..... 50
APPENDIX III..... 52
SAMMANSTÄLLNING AV LASTER PÅ TYPMONOLITERNA VID OLIKA LASTFALL..... 52
APPENDIX IV..... 55
MOMENTARMAR..... 55

1 INLEDNING

1.1 BAKGRUND

Vattenkraft är en viktig energikälla som utgör ca 46 % av energiproduktionen i Sverige och ca 18 % av energiproduktionen i världen. Norge, Island och Sverige är relativt sett de största användarna av vattenkraft i världen och i Sverige finns det ungefär 1 200 kraftverk. Vattenkraftverken utnyttjar älvarnas fallhöjd och vattenflöde för att generera energi då vattnet rinner genom en turbin och det är alltså vattnets lägesenergi mellan två nivåer som utnyttjas för att skapa elektricitet. I syfte att öka fallhöjden och för att kunna lagra vatten bygger man dammar i anslutning till kraftverken. Dammarna skapar stora magasin med vatten och gör det möjligt att anpassa elproduktionen efter säsong och behov. Vattenkraften i Sverige är utbyggd till en årskapacitet på 64 TWh. Det finns dock potential att bygga ut till motsvarande 130 TWh, men endast 27 TWh räknas som ekonomiskt möjligt (Vattenfall, 2005).

De stora vattenmagasin som bildas vid uppdämning av älvar kan ta hand om stora nederbördsmängder som annars kan orsaka översvämning. Vid extrem nederbörd kan dock även en utbyggd älv svämma över (Vattenfall, 2005). Höga flöden i utbyggda älvar inträffar dock mer sällan och kommer därför mer överraskande än vad som är fallet i outbyggda system. En statistisk analys av flödet i augusti 1993 i Luleälven visade att höga flöden i genomsnitt inträffat vart 5:e år innan älven byggdes ut och vart 30:e år efter utbyggnad av älven. Under perioder då flödena är mycket höga utsätts dammar och kraftverk för extra påfrestningar och för att dammen inte ska överströmmas finns det utskov med luckor vid eller i varje damm. Dessa kan släppa ut det vatten som inte kan lagras eller tappas via kraftverkens turbiner (Bergström, 1999). Sverige har under många år varit förskonat från allvarliga dammolyckor men 1973 brast en liten damm i ett biflöde till Klarälven, vilket orsakade ett dödsfall. Denna händelse medförde att frågan om dammbyggnadens säkerhet togs upp av regering och riksdag som initierade dammsäkerhetsarbeten på olika nivåer vilket slutligen resulterade i RIDAS – kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhetsarbete, som antogs 1997 av kraftindustrin. RIDAS förändras fortlöpande och en reviderad utgåva kom 2002 (Svensk Energi, 2002; Mill, 2005).

E.ON Vattenkraft Sverige AB har ca 150 vattenkraftanläggningar och en av dessa är Trångfors kraftverk som ligger i Ljungan i Jämtland. I anslutning till Trångfors kraftverk finns två dammar: Skålandammen och Äldådammen, där Skålandammen i huvudsak är en betongdamm och Äldådammen är en fyllningsdamm. E.ON Vattenkraft arbetar aktivt med att anpassa sina dammar så att de uppfyller RIDAS krav. Inom ramen för detta görs det genomgripande fördjupade dammsäkerhetsutvärderingar (FDU) för att arbeta förebyggande och finna möjligheter till förbättringar av dammsäkerheten. I FDU gjord för Trångfors kraftverk av Norconsult (2004) visades att Skålandammen beräkningsmässigt inte uppfyller de uppsatta krav på stabilitet som föreskrivs i RIDAS för nya dammkonstruktioner.

1.2 SYFTE OCH MÅL

Syftet med detta examensarbete är att med hjälp av utförligare kontrollberäkningar utreda hur Skålandammens samtliga delar, s.k. monoliter, klarar säkerhetsfaktorerna för stjälpning

och glidning. Även beräkningar och åtgärdsförslag för problemet med islaster, t.ex. spännkabelförankring, kompletterande betonggjutning eller isfrihållning, kommer att inkluderas. Åtgärderna utvärderas därefter bland annat med avseende på kostnader, energiåtgång och dess miljöpåverkan under dammens tjänstetid. Målet med arbetet är att genom beräkningar för samtliga monoliter få en överblick över Skålandammens stabilitet, få en uppfattning om hur stort problemet med islasten är och även få ett underlag för beslut om vilka åtgärder som bör vidtas för att öka dammens stabilitet.

2 TEORI

2.1 RIDAS - KRAFTFÖRETAGENS RIKTLINJER FÖR DAMMSÄKERHET

I de flesta länder är de laster och lastkombinationer som ska beaktas när det gäller dimensionering av en damm angivna i föreskrifter av olika omfattningar. I Sverige finns det inga klara regler eller normer men sedan 1997 tillämpas riktlinjerna i RIDAS (Svensk Energi, 2000; 2002). RIDAS består av ett huvuddokument som senast reviderades år 2002 och till detta huvuddokument finns även tillämpningsvägledningar för bland annat betongdammar från 2000 som ger närmare anvisningar för hur man praktiskt ska arbeta med riktlinjerna.

RIDAS (Svensk Energi, 2002) innehåller allmänna krav för dammsäkerhetsarbetet och de uppsatta övergripande målen för kraftindustrins dammsäkerhetsriktlinjer är att:

- definiera krav och ange riktlinjer för god och enhetlig dammsäkerhet
- utgöra grund för enhetlig bedömning av dammsäkerheten och identifiera behov av dammsäkerhetshöjande åtgärder
- vara stöd för myndigheters dammsäkerhetstillsyn

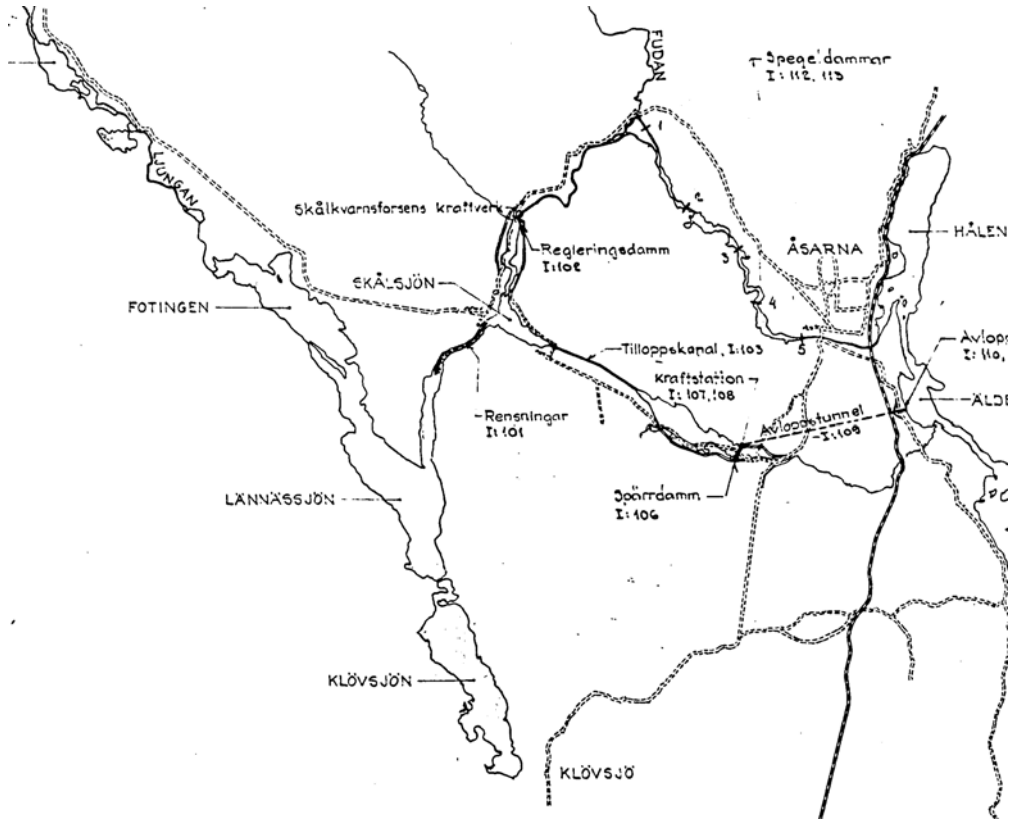
Med dammsäkerhet menar man främst säkerhet mot uppkomst av okontrollerad utströmning från magasinet som kan medföra skador i dammens närhet och nedströms dammen. Dammsäkerhetsarbetet bedrivs konsekvensstyrt och dammar ska därför klassificeras utifrån de konsekvenser som kan bli följden av ett dammbrott. Konsekvenserna av ett dammbrott utvärderas utifrån hur stor sannolikhet det är att dammbrottet orsakar förlust av människoliv eller allvarlig personskada samt skador på miljö, samhällsanläggningar och andra ekonomiska värden. I RIDAS delas dammarna upp i fyra konsekvensklasser: 1A, 1B, 2 och 3. Riktlinjerna är i huvudsak inriktade på dammar i konsekvensklass 1 och 2. Konsekvensklass 1A innebär hög sannolik för förlust av många människoliv samt hög sannolikhet för bl.a. mycket allvarlig skada på viktiga samhällsanläggningar, konsekvensklass 1B innebär icke försumbar sannolikhet för förlust av människoliv eller för allvarlig personskada samt att sannolikheten är beaktansvärd för allvarlig skada på bl.a. viktiga samhällsanläggningar och för konsekvensklass 2 är sannolikheten icke försumbar för beaktansvärd skada på bl.a. samhällsanläggningar. För dammar tillhörande konsekvensklass 1A utförs en fördjupad dammsäkerhetsutvärdering, FDU, vart femtonde år, för dammar i konsekvensklass 1B en gång vart tjugofjärde år och för dammar i konsekvensklass 2 vart trettionde år. Syftet med en FDU är att fastställa dammsäkerhetsstatus med beaktande av aktuella säkerhetskrav (Svensk Energi, 2002).

Riktlinjerna i RIDAS är inte att betrakta som lag, föreskrift eller dylikt utan ska ses som ett stöd för respektive medlemsföretag i deras dammsäkerhetsarbete. Den dammsäkerhetsnivå som RIDAS föreskriver ska följas men man är fri att välja metod för att nå säkerhetsnivån. Enligt definitionen är en damm säker då den uppfyller de uppsatta säkerhetskriterierna och då dammbrottsrisken ligger under accepterad nivå. Enligt RIDAS måste dammar dimensioneras så att de utan skador, som kan sätta säkerheten i fråga, kan motstå alla tänkbara belastningar de normalt kan förväntas utsättas för under sin livslängd. De tillämpningsanvisningar för betongdammar som finns i RIDAS är i första hand avsedda att användas vid uppförande av nya dammar i Sverige men det ingår även vissa anvisningar som kan tillämpas vid kontrollberäkning och förstärkning av befintliga äldre dammar (Svensk Energi, 2002).

2.2 TRÅNGFORS KRAFTVERK

2.2.1 Allmän beskrivning

Trångfors kraftverk är beläget i Ljungan i Bergs kommun i Jämtland. Kraftverket byggdes under åren 1970-1974. I kraftstationen, där man utnyttjar en effektiv fallhöjd på 81 m, finns ett aggregat med en effekt på 73 MW. Normalårsproduktionen för kraftverket är 258 GWh (Norconsult, 2004). Det finns två dammar i anslutning till Trångfors kraftverk, en spärrdamm och en regleringsdamm och det uppdämda magasinet benämns som Skålsjön (se figur 1).



Figur 1 Kartbild över Skålkvarnforsens kraftverk där både spärrdammen och regleringsdammen är utmärkta (del av ritning I:100 VBB, 1965).

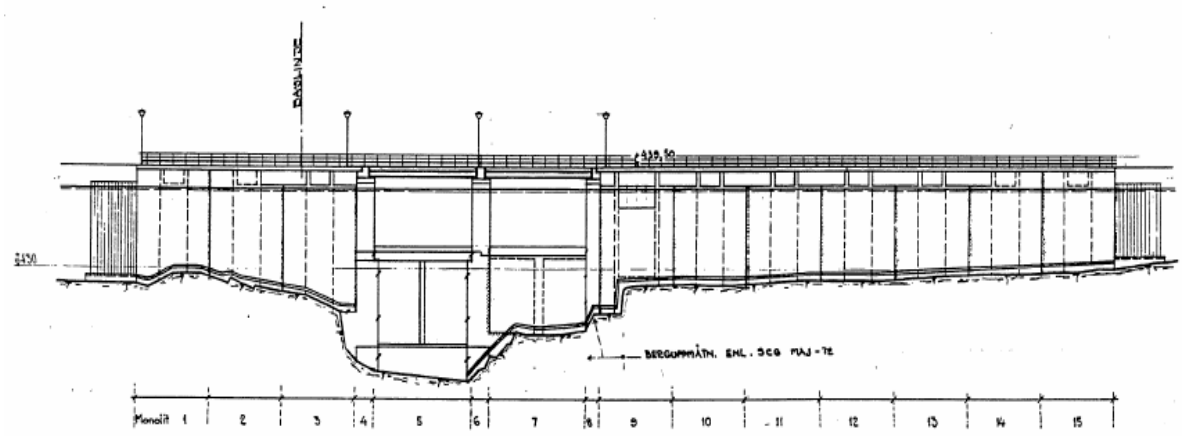
Spärrdammen som kallas för Äldådammen är ca 400 m lång och ligger vid intaget till Trångfors kraftverk. Regleringsdammen omtalas som Skålandammen eller Skålkvarnforsen och omfattar en betonglamelldamm, bestående av kröndamm och utskovsdamm, samt stenfyllningsdammar som anslutningsdammar på betongdammens båda sidor. Betongdammen är ungefär 18 m hög och 110 m lång. Dammen har två planluckor med dimensionerna bxh=10,5x5,5 m samt en mindre klafflucka. Klaffluckans ursprungliga användning var tappning av minimivattenföringen i älven men under driften upptäcktes det att tappningen fungerade bättre när man använder en av planluckorna. Klaffluckan används därför inte längre för detta ändamål. Betongdammen är även försedd med ett nödöverfall. Detta innebär att vatten kommer att rinna över monoliterna då vattenytan stiger mer än 30 cm över dämningsgräns (DG, högsta tillåtna normala vattenstånd i magasinet enligt vattendom). Total bredd på överfallet, inklusive dammluckorna, är ca 64 m. Luckornas totala avbördningskapacitet är 510 m^3/s vid DG och all normal avbördning sker genom de två planluckorna (Norconsult, 2004)

Dammens DG ligger på +437,5 möh och sänkningsgränsen (SG, lägsta tillåtna normala vattenstånd i magasinet enligt vattendom) ligger på +436,5 möh.

Skålandammen består av från vänster (se figur 2 och 3):
Stenfyllningsdamm - längd ca 90 m
Betonglamelldamm med två planluckor och en klafflucka - total längd ca 110 m
Stenfyllningsdamm - längd ca 40 m

Betongdamm
Betonglamelldammen som utgör en del av Skålandammen har en vertikal uppströmssida. En lamelldamm består i huvudsak av två delar: ett vattenbärande element eller frontplatta som upptar vattentrycket och en stödpelare i form av en vertikal skiva som utgör stöd till plattan och för ner vattenlasten till berggrunden. Både frontplattan och stödpelare är armerade. I lamelldammar är frontplattan sammangjuten med pelaren och dammen indelas i monoliter (frontplatta + stödpelare) som åtskiljs av dilatationsfogar placerade i frontplattan mellan stödpelarna. I fogarna finns ingen genomgående armering utan endast fogband för vattentätheten. Den första gjutna ytan är behandlad med t.ex. asfaltstrykning så att rörelser mellan monoliterna är möjliga, d.v.s. så att moment inte kan överföras (Bergh, 2004). Skålandammen består av 15 olika monoliter, se figur 2 och 3 samt Appendix I, där monolit 1-3 och 10-15 utgör kröndammen och benämns typmonoliter då de har ungefär samma geometriska utformning. Varje typmonolit har en 8 m bred front på uppströmssidan med en 3 m bred stödpelare centrerat på varje monolit. Höjden på dessa monoliter varierar dock beroende på nivån hos den underliggande berggrunden. Monolit 4-9 utgör utskovsdammen, där monolit 4, 6 och 8 benämns pelarmonoliter och monolit 5, 7 och 9 utskovsmonoliter. Utskovsmonolit 5 och 7 består av ett skibord och en planlucka medan monolit 9 liknar typmonoliterna och således har en 8 m bred front på uppströmssidan men även är anpassad till den 4 m breda klaffluckan och har ett utskov med ett böjt skibord. Skålandammen har alltså i utskovsmonolit 5 och 7 två planluckor konstruerade på samma sätt med tröskel på nivån +432,2 möh som är 5,3 m under DG. De två skiborden till monolit 5 och 7 är däremot olika utformade så att den ena är utformad som ett fritt överfall över en plan, 4 m bred, tröskel och den andra som ett rundat överfall med underliggande stödpelare där avrundningen är anpassad för en högre överfallshöjd än DG: se figur 3. Orsaken till

olikheterna i utskovens utformning är inte känd. Dammen är grundlagd på bra granitiskt berg (Norconsult, 2004). Enligt den FDU som Norconsult utförde 2004 är dammen i mycket gott skick och betongen har få skador.

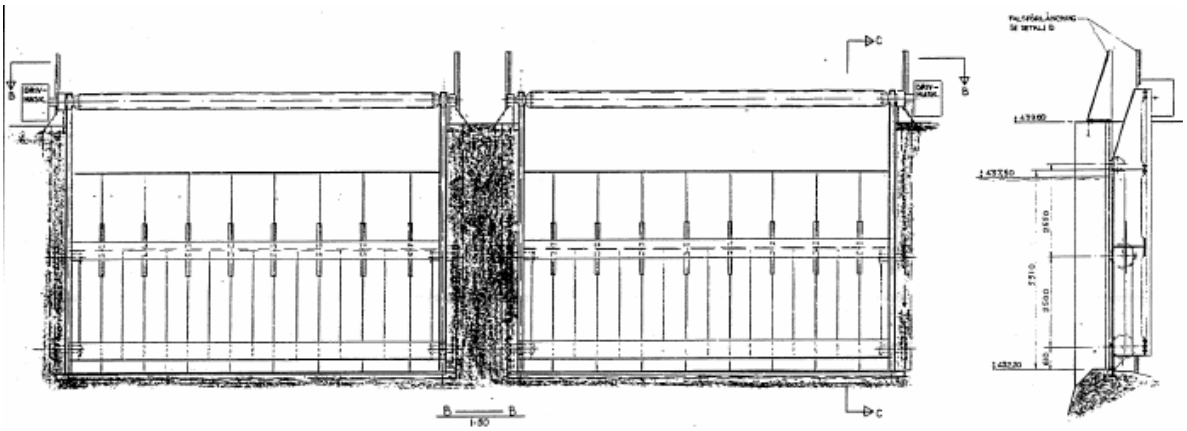


Figur 2 Uppströmssidan av Skålandammen (ej skalenlig) (del av ritning I:02:04 VBB, 1972). Dammens monoliter är numrerade 1-15 från vänster till höger.

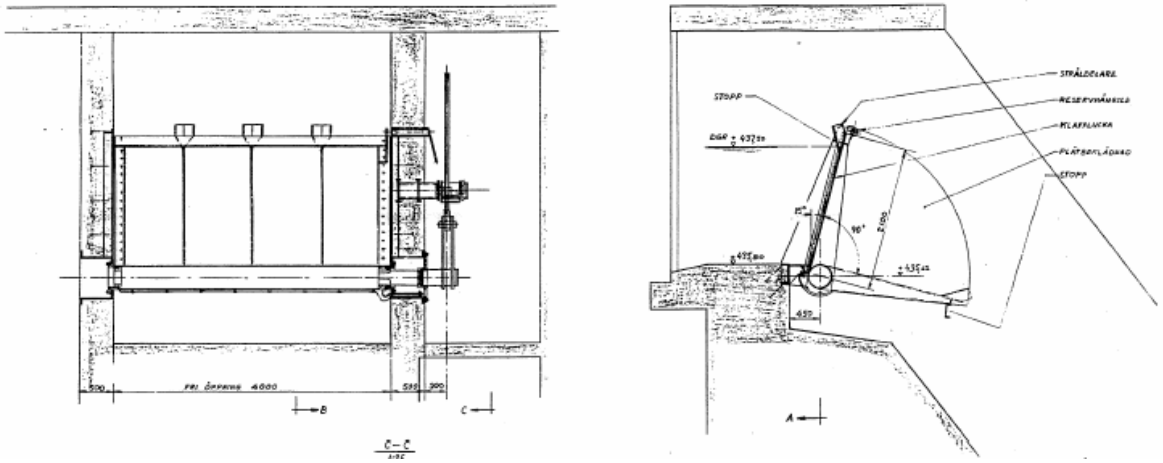
Figur 3 Skålandammen (sett från nedströmssidan). Uppe till vänster visas typmonoliterna 15-10 (från vä-hö), uppe till höger visas utskoven (monolit 9-4 från vä-hö) och nere till höger visas typmonoliterna 3-1 (från vä-hö). Nere till vänster visas utskoven vid spill av vatten. Foto: Norconsult (2004).

Mekaniska konstruktioner

Dammen har tre utskovsluckor; två plana hjulluckor och en klafflucka (se figur 4 och 5). Mekaniskt och geometriskt sett är planluckorna identiskt utformade med en bredd på 10,5 m, tröskelnivå på +432,2 möh och toppen av luckan på nivån +437,71 möh. Luckorna är svetsade stålkonstruktioner med vardera två längsgående horisontella balkar och har vardera fyra bärhjul med fläns och fettsmorda lager och hjulaxlar av vanligt konstruktionsstål. Lucka L1, vänster lucka sett i strömriktningen och tillhörande utskovs-monolit 5, är oisolerad och saknar både uppvärmning och isfrihållning och manövreras inte vintertid medan lucka L2, tillhörande utskovsmonolit 7, är utrustad med falsvärme, isolering av luckkroppen med invändiga värmeelement och infravärme (IR-värme) för isfrihållning på uppströmssidan. Lucka L2 kan därmed manövreras vintertid och normalt används lucka L2 för avbördning av minimivattenföring. Lucka L3, som tillhör utskovsmonolit 9, är en klafflucka med en bredd på 4 m, tröskelnivå på +435,80 möh och toppen av luckan på nivån +437,65 möh. Den är en svetsad stålkonstruktion med en plan luckkropp med spant placerade på nedströmssidan. Toppen av klaffluckan, och speciellt övre högra hörnet, är böjd vilket antagligen är orsakat av istryck då luckan varit låst i stängd position (Norconsult, 2004).



Figur 4 Planluckornas utformning sett från uppströmssidan (till vänster) samt dess genomskärning (till höger) (del av ritning I:02:020 VBB, 1972).



Figur 5 Klaffluckans utformning sett från uppströmssidan respektive dess genomskärning (del av ritning I:02:021 VBB, 1972).

Klassificering av dammarna

Enligt E.ON Vattenkraft Sverige AB (Norconsult, 2004) klassificeras dammarna i Trångfors kraftverk preliminärt i konsekvensklass 2 enligt RIDAS, d.v.s. en icke försumbar sannolikhet för beaktansvärd skada på samhällsanläggningar och miljövärde eller en icke försumbar sannolikhet för ekonomisk skadegörelse. Klassificeringen på dammarna i Trångfors kraftverk ses dock över med jämna mellanrum då RIDAS revideras. Dammar klassificeras även enligt Flödeskommitténs riktlinjer (Norconsult, 2004) och vid högflödesberäkning är dammarna i Trångfors kraftverk värderade till riskklass II. Vid riskklassificering enligt Flödeskommitténs riktlinjer beaktas endast marginalskadan vid dammbrott i samband med höga flöden. Flödeskommitténs riktlinjer anger hur man beräknar det dimensionerande flöde som en damm ska klara av att avbörda. Dammarna delas in i två riskklasser: Riskklass I och Riskklass II. Riskklass II innebär ”att det är en icke försumbar risk för skada på trafikled, dammbyggnad eller därmed jämförlig anläggning, miljövärde eller annan än dammägaren tillhörig egendom i andra fall än som angetts vid riskklass I”. Dammar i Riskklass II ska klara att, med vattenytan vid dämningsgräns, släppa fram ett tillrinnande flöde med en återkomsttid av minst 100 år, ett s.k. 100-års flöde. Tabell 1 visar några hydrotekniska uppgifter för Skålandammen.

Tabell 1 Hydrotekniska uppgifter för Skålandammen (modifierat från Norconsult, 2004)

Avrinningsområde	2623 km^2
Dämningsareal, sjöyta	21,5 km^2
Högsta beräknade tillrinning	1 020 m^3/s
Medelvattenföring	42 m^3/s
100-års flöde	490 m^3/s

Avbördningskapacitet

All normal avbördning sker genom de två planluckorna. Enligt beräkningar med hjälp av formeln $Q=C*B*h^{1,5}$ utförda av Norconsult (2004), där C är en utloppskoefficient som med rundad idealform på skiborden sätts till 2,1, blir avbördningen för en planlucka 242 m^3/s. Detta ger en total avbördningskapacitet vid DG på ca 510 m^3/s och luckorna klarar därför av att avbörda ett 100-års flöde på 490 m^3/s. Om vattenståndet stiger 0,3 m över DG kommer vattnet att börja rinna över monoliterna i nödöverfallet som är 1,35 m högt. I detta arbete kontrollberäknas dammens stabilitet för ett vattenstånd på 1 m över DG (+438,5 möh) vilket ger en avbördningskapacitet på ca 660 m^3/s. I FDU:n gjord av Norconsult (2004) drogs slutsatsen att den samlade avbördningskapaciteten för Skålandammen är tillräcklig.

2.2.2 Klimat

Temperaturer vid stationen Skålan visas i tabell 2 nedan.

Tabell 2 Medeltemperaturer i °C för Skålan, åren 1961-1990 (modifierat från Alexandersson och Eggertsson Karlström, 2001)

jan	feb	mar	apr	maj	jun	jul	aug	sep	okt	nov	dec
-9,4	-8,2	-4,2	0,4	6,7	11,5	12,8	11,4	7,1	2,8	-3,9	-7,8

I rapporten ”Istjocklek på sjöar - en statistisk bearbetning av SMHI:s mätningar” har Eklund (1998) sammanställt data för istjocklek på ett antal sjöar i Sverige. En av de sjöar där istjockleken har uppmätts är Lännässjön som har x-koordinat 694780 och y-koordinat 141419 i rikets allmänna nät och ligger väster om, och alldeles i anslutning till, Skålsjön (se figur 1). Lännässjön täcker en area på 18 km^2 och har ett maxdjup på 24 m.

Eftersom det inte finns tillgång till data på istjocklek på Skålsjön används i stället istjockleken för Lännässjön som ett riktvärde för hur stor istjockleken kan bli i området runt Skålandammen. SMHI:s istjockleksmätningar på sjöar startade vintern 1939/40 på ett tjugotal sjöar. I rapporten finns det endast data på istjocklek från 44 mätsäsonger på Lännässjön eftersom alla mätsäsonger inte finns digitaliserade (1939-1953 saknas) och därmed inte ingick i SMHI:s rapport. Största istjocklek som uppmättes på Lännässjön var 90 cm och uppmättes under säsongen 1995/96 och medel av varje års största istjocklek var 68 cm. I tabell 3 redovisas statistik över istjockleken på Lännässjön under vintermånaderna.

Tabell 3 Istjockleksstatistik i mitten av månaden för Lännässjön (modifierad från Eklund, 1998)

Istjocklek december (cm)		**Istjocklek januari (cm)**		**Istjocklek februari (cm)**		**Istjocklek mars (cm)**		**Istjocklek april (cm)**	
Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
0	55	28	63	39	77	31	88	0	90

2.3 IS

2.3.1 Istillväxt

Under sommaren har vattnet i sjöar högre temperatur i de ytliga lagren än i de djupa. Under hösten sker en avkylning av ytvattnet och genom cirkulation i vattenmassan sänks temperaturen i hela sjön. Så småningom ligger temperaturen i hela vattenmassan på +4 ºC. Vid fortsatt avkylning ligger det avkylda vattnet kvar över det varmare djupvattnet eftersom vatten har sin högsta densitet vid +4 ºC. Djupvattnet avkyls dock ytterligare och har oftast en lägre temperatur än +4 ºC under vintern. När ytvattnet blivit nollgradigt och det är vindstilla fryser vattenytan till is. Detta sker i regel under en kall och klar natt och först i lugna vikar och längs stränderna (Eklund, 1998).

Isbildningen sker till en början likt ett nät av nålformade kristaller på ytan som snabbt förtätas till ett kontinuerligt istäcke. Så snart detta istäcke är stabilt påbörjas istillväxten genom att isbildningsvärmet strömmar från is till luft samt värmeavgivning genom långvågig strålning. Istillväxten kan delas in i olika lager: primär is, sekundär is (benämns i svensk litteratur som kärnis) och överliggande is (benämns i svensk litteratur som stöpis). Primär is är den is som först bildar en enhetlig struktur och yta. På en lugn yta växer den primära isen horisontellt i det underkylda lagret och är några få tiondels millimeter tjockt. Om den primära isen bildas när det snöar räknas även snösörjan till den primära isen. Den sekundära isen bildas parallellt med värmeflödets riktning, vilket i de flesta fall innebär vinkelrätt mot den primära isen (Ashton, 1986). Den sekundära isens (kärnisens) struktur skiljer sig från den primära isen och bildar en kolumnliknande form. Dessa kolonnkristaller kan bli lika tjocka som istäcket och tjockleken växer med djupet (Ekström, 2002). Den

överliggande isen (stöpisen) växer till ovanpå den primära och sekundära isen och bildas då vatten på istäcket fryser till is (Ashton, 1986).

2.3.2 Isens egenskaper

Densitet

Isens kompaktdensitet varierar med istemperaturen samt den termiska volymutvidgnings-koefficienten, men beror även på vilken typ av is det är. För färskvattenis ligger bulk-densiteten mellan 870-920 kg/m^3 (Ekström, 2002).

Termiska egenskaper

Värmeutvidgningen hos is är stor, ca 5 ggr större än stålets, och sjunker temperaturen i isen 10 ºC, förkortas istäcket ca 5 cm per 100 m längd (Ekström, 2002). Vid utvidgning av istäcket p.g.a. temperaturökning måste därför stora mothållande krafter utövas av strand-linjen eller konstruktioner i vattnet för att kompensera för denna expansion (Michel, 1970).

Lufttemperaturens variationer på en speciell plats är inte lätta att förutsäga och därför kan det vara svårt att välja lämpliga värden på temperaturen vid design av olika konstruktioner. I de flesta kalla regioner överskrider sällan medelökningen av lufttemperaturen 5 ºC/h under en längre tid men det finns exempel på platser där temperaturen ökade med 22 ºC under 40 min. Denna ökning följdes dock av ett snabbt fall av temperaturen vilket medför att expansionen av istäcket inte motsvarar temperaturökningen då isen har en stor termisk tröghet (Michel, 1970).

Mekaniska egenskaper

Isens mekaniska egenskaper varierar stort beroende på många olika faktorer som t.ex. föroreningar i isen, saltinnehåll, porositet, sprickor och krosszoner. Detta medför att det är svårt att säga hur isen regerar vid olika påfrestningar. Det kan därför vara nödvändigt att utgå ifrån hur isen bildades för att få en uppfattning om vilka faktorer som påverkar isens egenskaper (Danielsen, 1990).

Is är ett kristallint material med grova kristaller som kan variera mycket i storlek. Kristalldiametern kan variera från någon mm i stöpisen till några dm i kärnisen. Iskristallerna är även anisotropiska vilket innebär att egenskaperna hos isen varierar i olika riktningar. Att iskristallerna är stora och har olika orientering innebär att isens mekaniska egenskaper kan variera mycket, även för isprov tagna bredvid varandra. Även det faktum att isen ofta befinner sig i ett temperaturintervall nära sin smältpunkt påverkar isens mekaniska egenskaper (Ashton, 1986).

Deformation

Is är ett material med både elastiska och viskösa egenskaper. Vid belastning av is uppstår först en momentan reversibel elastisk deformation som efterföljs sedan av kryp-deformationer. Krypning kan beskrivas som att töjningen i ett material som utsätts för långvarig belastning ändrar sig med tiden. Krypdeformationerna består av en tidsfördröjd elastisk töjning samt en olinjär tidsfördröjd viskös töjning (den förstnämnda kallas ofta primärkrypning och sistnämnda sekundärkrypning). Den tidsfördröjda elastiska töjningen är i stort sett reversibel vid avlastning medan den tidsfördröjda viskösa deformationen är permanent vid avlastning. Krypdeformationerna överstiger snabbt de momentana elastiska

deformationerna och utgör därmed den största delen av den totala deformationen. Krypning av isen uppstår vid alla lastnivåer och kan leda till brott om belastningen fortgår (Danielsen, 1990).

Isens elasticitet varierar stort beroende på isens temperatur men även beroende på de krosszoner, luftporer, föroreningar och sprickor som finns i isen. På grund av att is även är uppbyggd av olika lager av istyper så kommer elasticitetsmodulen (E-modulen) att variera från punkt till punkt. E-modulen hos is är väldigt svår att bestämma genom mätningar eftersom krypdeformationer uppstår snabbt vid belastning. Den riktiga E-modulen för is bestäms bäst genom att använda dynamiska metoder där isen utsätts för små stötar. Även tvärkontraktionstalet bestäms bäst på detta sätt (Danielsen, 1990). Statiskt uppmätta värden på E-modulen för is har stor variation och anledning till detta kan vara att en del av den viskösa deformationen inkluderas i mätningarna eller att isprovet endast består av ett fåtal kristaller med varierad orientering (Ekström, 2002).

2.4 ISLASTER

2.4.1 Uppkomst av islaster

Konstruktioner som under vintermånaderna kommer i kontakt med is kan som tidigare påpekats bli utsatta för betydande krafter då isen värms upp och utvidgas, s.k. termisk expansion. Undersidan av ett istäcke anses ha en temperatur på 0 ºC samtidigt som temperaturen på istäckets översida varierar som ett resultat av värmeutbytet mellan isen och den omgivande atmosfären (Azarnejad och Hrudey, 1998). En av orsakerna till den termiska expansionen av isen är då lufttemperaturen stiger och isens ovansida värms upp. Detta leder till ökade spänningar i isen och isens expansion utövar tryck mot intilliggande stränder och eventuella konstruktioner (t.ex. dammar). Ett snötäcke på isen dämpar och minskar däremot uppvärmningen av isen betydligt. En annan orsak till isens termiska expansion är då vatten tränger upp ur sprickor i isen. Sprickor i isen bildas då isens översida kyls ner till ca -10 ºC (Löfquist, 1987). Om temperaturen på isens översida fortsätter att sjunka ökar både tryck- och dragspänningarna i isen vilket leder till att nya sprickor i isen uppkommer och gamla utvidgas. Om istäcket är snöfritt flyter det på vattnet men om det finns snö på isen trycks isens översida ner under vattenytan på grund av den ovanliggande snöns tyngd. Vatten kan då tränga upp på isen i sprickorna och orsaka en hastig uppvärmning av isens ovansida vilket medför att istäcket utvidgas. Även då istäcket är snöfritt kan vatten tränga upp ur sprickorna och värma upp isen om istäcket belastas på något annat sätt. Det istryck som orsakas av termisk expansion avlastas om isen kan skjutas upp på flacka stränder eller om isen bryts sönder och långsträckta veck i form av uppråkar eller nedråkar bildas (Raab och Vedin, 1995). Som tidigare beskrivits i avsnitt 2.3.2 uppstår krypdeformationer i isen vid belastning. Detta innebär att spänningen i isen minskar med tiden (s.k. relaxation) och lasten på intilliggande dammkonstruktioner avtar. Detta gör att isens last på dammen inte är någon långvarig last såvida inte isen värms upp mera vilket leder till att isen utvidgas ytterligare.

Andra parametrar som kan variera mycket och som har stor betydelse för iskrafterna är bl.a. istjockleken, vakar, temperaturnivån, hastigheten på temperaturökningen m.m. (Löfquist, 1987). I litteraturen kan man hitta några olika värden på maximala istryck vilket redovisas i tabell 4 nedan.

Tabell 4 Exempel på maximala istryck från olika undersökningar (modifierad från Löfquist, 1987)

Författare	Publicerat år	Istryck (kN/m)	Istjocklek (m)
Royen N.	1922	300	1,0
Löfquist B., modellförsök 1943	1954	250	0,6
Monfore G. E., USA. Mätning i naturliga istäcken:	1954		
Vintern 1947-1948		240	Ca 0,5
Vintern 1948-1949		210	Ca 0,5
Vintern 1949-1950		300	Ca 0,5
SOU 1961:12	1961		
Ensidigt för broar		100-200	-
Ensidigt för dammar		100-200	-
Ensidigt för dammar, exept		100-400	-
Lindgren S.	1968	460	0,6
Bergdahl L., Beräknade max. för 100-års perioder i sjöarna:	1978		
Torne träsk (Norrbotten)		507	
Runn (Dalarna)		410	
Vidöstern (Småland)		330	
Fransson L. och Cederwall K., Beräknat ur mätningarna i naturligt istäcke vid bropelare	1984	300 220	1,0 0,5

2.4.2 Simulering av islast

Lasten på dammkonstruktioner orsakad av isens termiska expansion är som tidigare beskrivits svår att uppskatta då is är ett komplicerat och inhomogent material som kan uppträda på en mängd olika sätt vid belastning. För att få en bättre uppfattning på islastens storlek kan man utföra en simulering av islasten.

För komplexa ingenjörsproblem kan man använda sig av numeriska metoder som ger en approximativ lösning. Ungefärliga värden ges då på de okända parametrarna i ett antal olika punkter, s.k. diskretisering. Ett sätt att diskretisera en struktur är att dela upp den i flera lika enheter, s.k. finita element. De finita elementen kan t.ex. vara trianglar för en två-dimensionell struktur och tetraedrar för en tredimensionell struktur. I stället för att lösa problemet för hela strukturen i en enda operation kan man formulera en lösning för varje enhet och kombinera dessa till en lösning för hela strukturen. Detta ger en förenklad lösning och mängden data att behandla beror på hur många enheter som strukturen delas upp i. En sådan numerisk metod är den finita elementmetoden (Desai och Abel, 1972). Lovande försök med generella balansekvationer av värme och kraft tillsammans med konstitutiva samband har gjorts för större istäcken med den Finita Differens Metoden och/eller Finita Element Metoden (Ekström, 2002).

Simulering av islaster med hjälp av ett Femprogram kan ge en mer korrekt bild, jämfört med den uppsatta lasten i RIDAS, på hur stor den verkliga lasten blir på en damm-konstruktion. För att utföra dessa simuleringar krävs dock omfattande förundersökningar på isen eftersom is är ett komplext material och dess egenskaper kan variera stort men förundersökningar bör även utföras på de intilliggande strändernas lutningar och friktionsvinklar som har stor betydelse vid uppskattning av isens last. Man bör även försöka verifiera sådana simuleringar mot litteraturen och helst genom egna undersökningar för de aktuella konstruktionerna.

2.4.3 Åtgärder för att förhindra islaster och öka stabiliteten

Såväl funktionen hos dammluckor som stabiliteten av dammen kan riskeras om istäcket fryser fast i dammluckan eller om ett kontinuerligt istäcke ligger an mot damm-konstruktionen. När istäcket fryser fast i dammluckan bildas ett statiskt tryck på denna vilket bidrar till en extra belastning som försvårar användningen av dammluckan. Dammluckan utsätts även för en betydande böjspänning då vattenytan fluktuerar. Skydd för dammkonstruktionen mot det statiska trycket från isen kan fås genom att antingen anta största möjliga islast vid design av dammen eller genom att separera isen från dammkonstruktionen. Dammkonstruktionen kan separeras från isen på många olika sätt (ICOLD, 1996):

1. Att göra smala öppningar i istäcket, issågning, längs dammkonstruktionen är en säker metod så länge det utförs korrekt under hela vintersäsongen.

2. En effektiv metod för att skydda konstruktionen mot statiskt istryck är att cirkulera vattnet. Ett sätt att göra detta är med hjälp av en ridå av luftbubblor. Till detta används en kompressor som tvingar luften genom ett spridningsrör vid ett visst djup vid dammen. De stigande luftbubblorna tvingar vattnet att röra sig från botten till ytan där det relativt varma bottenvattnet smälter eller åtminstone reducerar istäcket. Denna metod kan endast användas då det djupa vattnet är varmare än 0 ºC. En annan metod är att använda en propeller (omrörare) som installeras på ett visst djup vid dammen. Även denna metod medför att det djupa, varma vattnet tvingas upp mot ytan och kan då smälta eller reducera istäcket.

3. Flödande vatten under tryck kan användas för att bryta upp istäcket och därmed minska trycket på dammkonstruktionen. Genom att pumpa vatten från dammen och därefter spruta vattnet på istäcket med en högtryckspump kan man bryta upp istäcket och generera isflak och drivis.

4. Även luft under tryck kan användas för att bryta upp istäcket. Istäcket bryts upp genom den dynamiska verkan av stora mängder luft och vatten på undersidan av isen. Luften leds ner under vattenytan genom rör och släpps därefter ut genom stora öppningar. Isen deformeras då på grund av att lokala tryck av vatten och luft under istäcket gör att isen brister.

5. Istäcket kan även smältas genom att det sprayas med varmt vatten eller med någon kemisk lösning. Varmvattnet eller den kemiska lösningen släpps ut från ett

perforerat rör precis ovanför vattenytan. Denna metod är lämplig att använda då det finns tillgång till en uppvärmd eller ofarlig kemisk vätska till ett bra pris.

6. Istäcket framför dammkonstruktionen kan också brytas upp mekaniskt med hjälp av båtar.

7. Elektriska värmeelement (infravärmare) kan användas för att behålla en isfri zon på vattenytan närmast dammkonstruktionen. Värmeelement är väldigt billigt att införskaffa och driftskostnaderna är låga.

För att öka dammens stabilitet utan isfrihållning kan man t.ex. lägga på en spännkraft genom att installera förspända vajrar eller gjuta på mer betong i syftet att öka dammens vikt.

I denna rapport kommer främst åtgärd nummer 2 och 7 ovan att undersökas med avseende på att öka stabiliteten hos dammkonstruktionen genom att förhindra isbildning vid dammens frontplattor och utskov. Även den stabilitetshöjande åtgärden med fastspänning i form av förspända stag eller vajrar för att öka dammens stabilitet kommer att undersökas.

3 KONTROLL AV STABILITET

3.1 RIKTLINJER FÖR STABILITETSBERÄKNINGAR ENLIGT RIDAS

3.1.1 Lastfall och stabilitetsvillkor

Betongdammar ska dimensioneras med hänsyn till alla belastningar och kombinationer av belastningar som realistiskt kan tänkas uppstå vid dammen. Belastningsfallen delas in i vanliga lastfall, exceptionella lastfall och olyckslastfall. Vanliga lastfall är t.ex. då vattenytan är vid DG, maximal islast och stängda luckor. Exceptionellt lastfall är t.ex. då vattenytan är vid betongdammens krön, ingen islast finns och ogynnsammaste kombination av stängda eller öppna utskov råder. Exempel på olyckslastfall är då vattennivån är exceptionellt hög p.g.a. att ett utskov är ur funktion vid dimensionerande klass II-flöde. Detta lastfall kan tillämpas då ett utskov av någon anledning kan befaras bli obrukbart, t.ex. beroende på utebliven lucköppning.

Enligt tillämpningsvägledningarna i RIDAS (Svensk Energi, 2000) finns det tre stabilitetsvillkor som en betongdamm ska uppfylla:

A. Dammen skall vara säker mot stjälpning
B. Dammen skall vara säker mot glidning
C. Betongens och grundens hållfasthet får inte överskridas

Dessa stabilitetsvillkor ska uppfyllas för både vanliga och exceptionella lastfall.

Säkerhet mot stjälpning

Stjälpningsvillkoret har förändrats med tiden både med avseende på säkerhetskravet och på beräkningsmetoder (Wiberg m.fl., 2003) Enligt tidigare beräkningsprinciper, vilka ofta

finns redovisade i beräkningar för äldre dammar, ansågs villkoret att dammen inte får stjälpa som uppfyllt om kvoten mellan det stabiliserande och det stjälpande momentet översteg en given säkerhetsfaktor, s, se ekvation 3.1.

$$s = \frac{M_{stab}}{M_{stjälp}} \qquad (3.1)$$

Detta villkor används fortfarande med fördel då man utför överslagsmässiga bedömningar av äldre dammars stabilitet (Wiberg m.fl., 2003). De säkerhetsfaktorer som ska tillämpas mot stjälpning för en betongdamm är:

- Vanligt lastfall s = 1,5
- Exceptionellt lastfall s = 1,35
- Olyckslastfall s = 1,1

Utöver beräkningen av säkerhetsfaktorn formuleras numera stjälpningsvillkoret vanligtvis med hjälp av kriterier för var inom basytan som resultanten till alla verkande krafter tillåts falla. Säkerheten mot stjälpning kan alltså kontrolleras genom att man undersöker om resultanten till alla krafter faller inom en given gräns. Denna gräns varierar beroende på lastfallet. För vanliga lastfall ska resultanten av alla krafter som verkar på dammen falla inom kärngränsen (mellersta 1/3 av basarean) vilket innebär att inga dragpåkänningar tillåts uppkomma (Svensk Energi, 2000). Vid exceptionellt lastfall tillåts resultanten av alla krafter däremot falla inom de mellersta tre femtedelarna av basarean vilket innebär att viss dragspänning tillåts uppstå (Wiberg m.fl., 2003). Stjälpningsaxelns läge bestäms i förhållande till betongens eller undergrundens hållfasthet men läggs normalt vid dammpelarens nedströmskant vid grundläggning på bra berg. Detta villkor anger däremot inte någon säkerhet mot brott och heller inte några begränsningar mot tryckspänningar.

Säkerhet mot glidning

Säkerhet mot glidning kontrolleras genom att se till att horisontalkrafterna kan överföras från konstruktionen till grunden (Svensk Energi, 2000). Glidningsvillkoret kan alltså endast uppfyllas om det finns tillräckligt med friktion mellan dammkroppen och grunden (Wiberg m.fl., 2003). Friktionen beror till stor del på grundens egenskaper men även utformningen av kontaktytan. Kontroll av glidning utförs för både anliggningsytan mellan berg och betong samt för eventuella svaghetsplan i grunden. Utöver det ska även kontroll mot glidning utföras på farliga snitt i själva dammkroppen, t.ex. vid gjutfogar eller sektionsändringar (Svensk Energi, 2000).

Glidvillkoret uppfylls om den framräknade glidfaktorn, μ, inte överstiger det tillåtna värdet, μ_{till}. Glidfaktorn uttrycker förhållandet mellan resulterande krafter parallellt, R_H, respektive vinkelrätt, R_V, mot glidplanet (se ekvation 3.2).

$$\mu = \frac{R_H}{R_V} \leq \mu_{till} = \frac{\tan\delta_g}{s_g} \qquad (3.2)$$

μ_{till} bestäms genom att $\tan\delta_g$ (brottvärdet för friktionskoefficienten i glidytan), som bestäms utifrån resultat från undersökningar eller enligt tabell 6, divideras med säkerhetsfaktorn, s_g enligt tabell 5.

Tabell 5 Säkerhetsfaktor, s_g, för beräkning av μ_{till} (modifierad från Svensk Energi, 2000)

Grundläggningstyp	Säkerhetsfaktor, s_g		
	Vanligt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olyckslastfall
Berg	1,35	1,1	1,05
Morän, grus, sand	1,5	1,35	1,25
Grovsilt	1,5	1,35	1,25

Om grundläggningen sker på berg av god kvalitet eller på packad morän, grus, sand och grovsilt så kan man använda de värden på μ_{till} som redovisas i tabell 6 vid kontroll av glidsäkerheten i snittet mellan dammen och grunden.

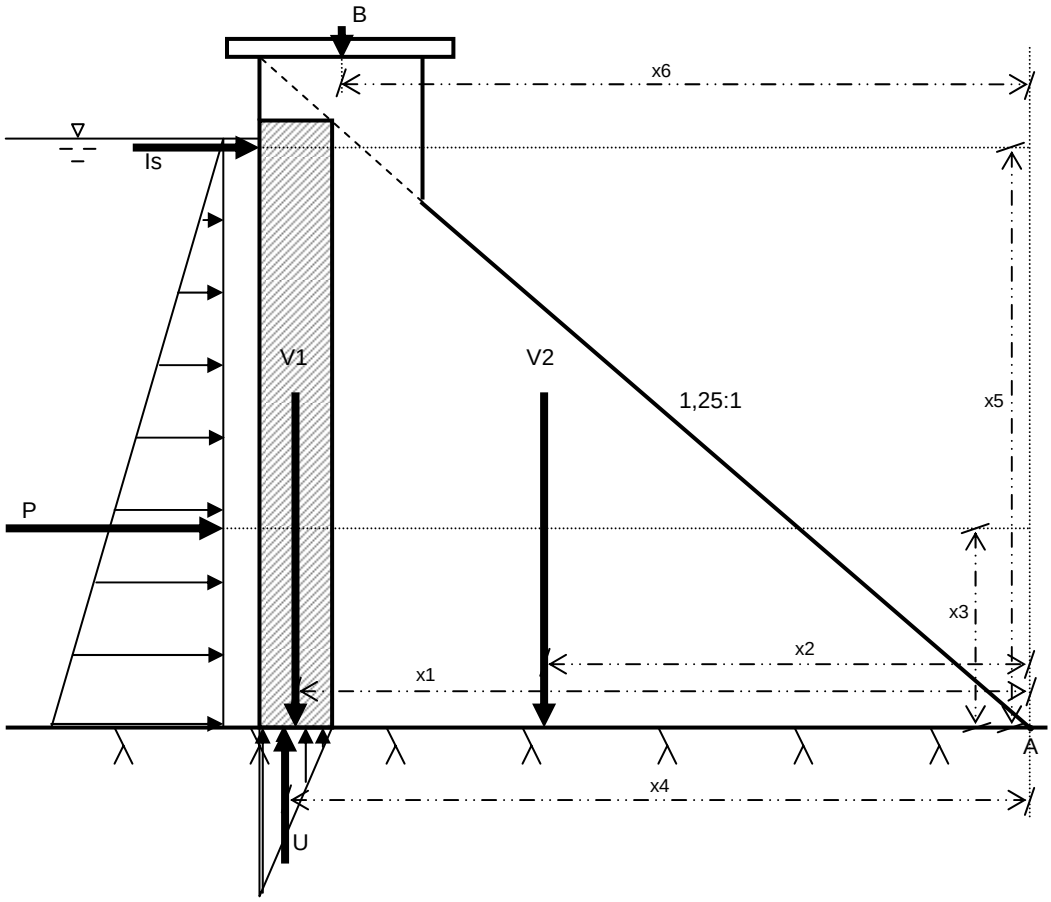
Tabell 6 Tillåtna värden och brottvärden på friktionskoefficienten, μ_{till} (modifierad från Svensk Energi, 2000)

Grundläggningstyp	Säkerhetsfaktor, s_g			Brottvärde för $\tan\delta_g$
	Vanligt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olyckslastfall	
Berg	0,75	0,9	0,95	1
Morän, grus, sand	0,5	0,55	0,6	0,75
Grovsilt	0,4	0,45	0,5	0,6

Genom att kartera borrkärnor kan man kontrollera berggrundens slag- och sprickriktningar relativt resultantens riktning. Om karteringen visar att det finns kross- eller slagzoner vilkas lutning eller läge kan ge upphov till glidytor ska även detta beaktas vid stabilitets-beräkningen.

3.2 LASTER OCH ANGREPPSPUNKTER

För att kunna utföra stabilitetsberäkningar på Skålandammen och därmed bestämma vilka säkerhetsfaktorer monoliterna får, måste först lasterna som verkar på dammen bestämmas. I figur 6 visas de laster som verkar på dammens typmonoliter samt lasternas angreppspunkter och momentarmar. De laster som visas i figuren är: vattenlasten mot frontplattan (P), upptrycket/porvattentrycket mot basytan (U), islasten (I), egentyngden (V1 och V2) samt tyngden från bron (Bro).



Figur 6 Figuren illustrerar de laster (V1, V2, P, U, Is och B) och tillhörande momentarmar (x1-x6) som verkar på en typmonolit av Skålandammen.

Den dominerande yttre belastningen för dammar uppstår genom vattenlasten som emellertid är lätt att uppskatta till storlek och riktning. Det finns dock andra inverkande laster som kan vara svårare att uppskatta, såsom porvattentryckets fördelning i betongen och i undergrunden och även islastens verkan och angreppspunkt (Wiberg m.fl., 2003). Nedan följer en beskrivning av hur de olika laster som verkar på Skålandammen ska beräknas enligt RIDAS (Svensk Energi, 2000).

3.2.1 Egentyngd

Vid stabilitetsberäkningar av äldre betongdammars egentyngd ska betongens tunghet bestämmas genom materialprov eller genom bedömning baserad på uppgifter om dammens uppbyggnad. Vid uppförande av nya betongdammar ska betongens tunghet (= $\rho_b \cdot g$) antas vara 23,0 kN/m^3 om inte annat värde visar sig vara riktigare genom utförda materialprover (Svensk Energi, 2000). Egentyngden i kN för varje monolit betecknas som V1 och V2 i figur 6 och beräknas enligt ekvation 3.3:

$$V_i = \rho_b \cdot g \cdot A \cdot b \qquad (3.3)$$

där A är tvärsnittsarean i m^2 av den del av dammen som man vill beräkna stabilitet på och b är bredden i m på samma del. Egentyngdens angreppspunkt sammanfaller med monolitens tyngdpunkt.

3.2.2 Yttre vattentryck

Det yttre vattentrycket är hydrostatiskt och verkar i första hand på dammens uppströmssida men kan även förekomma på nedströmssidan om dammen är motdämd. Den horisontella komponenten av vattenlasten varierar linjärt från noll vid vattenytan till sitt största värde på botten (se figur 6) och den resulterande horisontella vattenlasten, P, i kN per monolit kan beräknas som skillnaden mellan vattenlasten på uppströms- och nedströmsvattenytorna, se ekvation 3.4.

$$P = \gamma \cdot (\frac{H_1^2}{2} - \frac{H_2^2}{2}) \cdot b \qquad (3.4)$$

I ekvationen är γ (= $\rho_v \cdot g$ = 10) vattnets tunghet i kN/m^3, H_1 är vattendjupet i m på uppströmssidan, H_2 är vattendjupet i m på nedströmssidan och b är bredden på monoliten i m (Wiberg m.fl., 2003). Den horisontella vattenlastens angreppspunkt hamnar på en tredjedel av vattendjupet från botten sett. Det kan även uppstå en vertikal vattenlast om uppströmssidan eller nedströmssidan lutar eller om dammen har någon utstickande del. Om sidan eller den utstickande delen är horisontell fås den vertikala vattenlasten i kN per monolit genom att tyngden av den ovanliggande vattenmassan beräknas enligt:

$$P = \gamma \cdot V \qquad (3.5)$$

där V är den ovanliggande vattenmassans volym i m^3. Angreppspunkten för den vertikala vattenlasten infaller i vattenmassans tyngdpunkt.

Enligt RIDAS (Svensk Energi, 2000) ska vattentryck vid stabilitetsberäkningar antas på det mest ogynnsamma sätt utifrån de kombinationer av uppströms- och nedströmsvattenstånd som realistiskt kan uppstå vid dammen.

3.2.3 Upptryck/Porvattentryck

Vid stabilitetsberäkningar ska hänsyn tas till invändigt vattentryck (portryck) och vattentryck mellan damm och grund (upptryck) enligt RIDAS (Svensk Energi, 2000). Att portryck uppstår i betongdammar beror på att betong är ett poröst material som är genomsläppligt för vatten. Vattnets strömning genom en betongdamm orsakar då ett upptryck/portryck vars fördelning kan beräknas ur strömbilder. En gravitationsdamm av homogen betong på tätt underlag får oftast en linjär upptryckfördelning, d.v.s. upptrycket varierar rätlinjigt från vattentrycket på uppströmssidan, H_1, till vattentrycket på nedströmssidan, H_2, och upptrycket verkar på hela basarean (Bergh, 2004). Den totala lasten på grund av upptrycket, U, i kN per monolit kan då beräknas enligt:

$$U = \gamma \cdot D \cdot b \frac{H_1 + H_2}{2} \qquad (3.6)$$

där γ är vattnets tunghet i kN/m^3, D är den sträcka i m som vattentrycket verkar på, d.v.s. uppströmssidan – nedströmssidan och b är bredden i m på monoliten. Om upptrycket varierar rätlinjigt hamnar angreppspunkten för upptrycket på en tredjedels längd av basen från uppströmssidan. Om det via tryckspänningsberäkningar visar att det kan uppstå en spricka i den delen av dammen närmast uppströmssidan eller mellan damm och grund, måste fullt uppströmsvattentryck antas i alla delar av tvärsnittet där det inte råder tryck-spänningar och då förskjuts angreppspunkten följaktligen närmare nedströmssidan (Svensk Energi, 2000).

Metoder för att minska upptrycket under betongdammar har ofta använts för att öka stabiliteten. Exempel på detta är dränagetunnlar, dränageborrning, tätskärmar eller kombinationer av dessa. Med dränagetunnlar och borrade dränagehål fås en reduktion av upptrycket under dammen. Effekten av de borrade dränagehålen beror av hålens diameter, placering och djup (Wiberg m.fl., 2003). Däremot måste man kunna visa att de upptrycks-reducerande åtgärderna verkligen fungerar för att få tillgodoräkna sig upptrycks-reduceringen vid stabilitetsberäkningar.

3.2.4 Islast

Den horisontella tryckkraften som fås på en dammkonstruktion vid isens termiska expansion kallas islast. Storleken på denna kraft beror främst på hur snabb temperaturökningen är, under hur lång tid temperaturökningen varar samt isens tjocklek. Den maximala kraften fås vid en istjocklek på 0,5-0,6 m (Bergh, 2004). I Sverige antas den verksamma islasten till 50-200 kN per längdmeter damm beroende på geografiskt läge, höjd över havet och lokala förhållanden vid dammen. Som riktlinje kan man anta att dammar på låg höjd över havet i södra Sverige (Skåne, Blekinge, Halland, Bohuslän och Västergötland) har en islast på 50 kN/m. Norr om detta område och upp till en linje mellan Stockholm och Karlstad kan man anta en islast på 100 kN/m. För övriga Sverige antas en islast på 200 kN/m (Svensk Energi, 2000). Isens last i kN per monolit beräknas då enligt:

$$Is = I \cdot b \qquad (3.7)$$

där I är den uppskattade islasten i kN/m och b är bredden i m på den monolit som isen verkar på. Isen bildar valv mellan utskovspelarna, över utskovsöppningarna, vilket innebär att islasten från hela utskovets bredd överförs i pelarna närmast utskoven och varje pelare antas då bära last från halva utskovsöppningen, inklusive pelarbredden. Istrycket antas angripa på en tredjedel av isens tjocklek räknat från isens överkant. Som en riktlinje vid stabilitetsberäkningar enligt RIDAS antar man en istjocklek på 0,6 m söder om gränsen mellan Stockholm och Karlstad och en istjocklek på 1,0 m norr om denna gräns (Wiberg m.fl., 2003).

3.2.5 Tyngd från bro

Tyngden från bron (B) i kN per monolit beräknas på samma sätt som egentyngden av dammen enligt ekvation 3.8 och angreppspunkten infaller även här med brons tyngdpunkt.

$$B = \rho_b \cdot g \cdot A \cdot b \qquad (3.8)$$

I ekvationen står $\rho_b \cdot g$ för betongens tunghet i kN/m^3, A för brons tvärsnittsarea i m^2 och b för bredden i m på den del som brons tyngd verkar på.

3.2.6 Last från angränsande stenfyllnadsdammar

Stenfyllnadsdammarna som omger lamelldammen och främst typmonoliterna 1, 2, 3, 13, 14 och 15 orsakar ett tryck som antas vara lika stora på båda sidorna och tar därför ut varandra. På grund av detta tas ingen hänsyn till dessa laster i stabilitetsberäkningarna.

3.3 METOD FÖR BERÄKNING AV LASTER PÅ MONOLITERNA

I detta arbete kontrollberäknades dammens stabilitet för fyra olika lastfall:

Lastfall I	Vattennivå till dämningsgräns och en islast på 200 kN/m.
Lastfall II	Vattennivå till dämningsgräns och en islast på 100 kN/m.
Lastfall III	Vattennivå till dämningsgräns.
Lastfall IV	Vattennivå till en meter över dämningsgräns.

där lastfall I, II och III är vanliga lastfall och lastfall IV är ett exceptionellt lastfall. Dessa olika lastfall valdes för att kunna jämföras med de beräkningar som gjordes av Norconsult (2004) i den fördjupade dammsäkerhetsutvärderingen för Trångfors kraftverk.

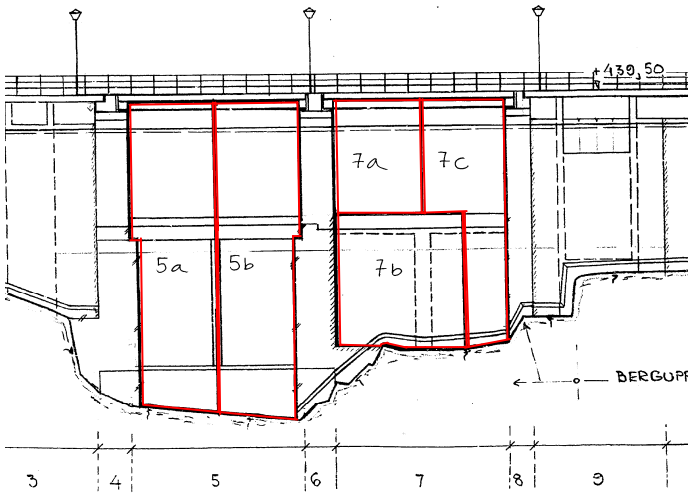
Alla mått på Skålandammens monoliter avlästes eller mättes i meter med noggrannhet av en decimal på kopierade ritningar från E.ON Vattenkrafts arkiv i Sundsvall (se Appendix II). Ritningar som i huvudsak användes var I:02:04, I:02:05, I:02:06, I:02:07, I:02:08, I:02:09, I:02:12 och I:02:13 (VBB, 1972), men även vissa kompletterande uppgifter togs från armeringsritningarna för Skålandammen. Då inte alla monoliter är horisontellt grundlagda (se figur 1 och Appendix I) mättes höjden på typmonoliternas frontplatta på fyra ställen och ett medelvärde för dessa användes som frontplattans höjd i beräkningarna. För stödpelarna på typmonoliterna togs ett medelvärde på höjden från två olika ställen. Lutningen på stödpelarna är enligt ritningarna (t.ex. I:02:05) 1,25:1 och längden på respektive stödpelare beräknades då med hjälp av att den tidigare uppmätta höjden på stödpelarna dividerades med 1,25. För utskoven, som har en mer komplicerad utformning och fler ingående delar, krävdes fler mätningar och förenklingar. En noggrannhet på två eller tre värdesiffror användes överlag vid uppmätningen och resultatet presenteras därför med två värdesiffror. Enligt den fördjupade dammsäkerhetsutvärderingen för Trångfors kraftverk som utfördes 2004 av Norconsult, överensstämmer ritningarna med verkligt utförande.

3.3.1 Antaganden av lasternas fördelning

Eftersom Skålandammens monoliter 1-3 och 9-15 är fristående, måste de var för sig klara de uppsatta kraven på stabilitet. Monoliterna i utskovsdammen (förutom monolit 9) är däremot uppdelade i två sammanfogade enheter där monolit 4, 5 och 6 utgör en enhet och monolit 7 och 8 utgör den andra enheten. I de sammanfogade enheterna är det pelar-monoliterna (men även skibordet i utskovsmonolit 7) som överför lasterna till berggrunden. För monolitenheten 4-6 antas de krafter som verkar på utskovsmonolit 5 (skibordet och planluckan) fördelas så att hälften av lasterna överförs till pelarmonolit 4 och hälften av lasterna överförs till pelarmonolit 6. För monolitenheten 7-8 är däremot antagandet av last-

fördelningen lite mer komplicerad. Skibordet på utskovsmonolit 7 har en rörelsefog i angränsningen till pelarmonolit 6 medan planluckan på utskovsmonolit 7 sitter fast i pelarmonolit 6. Detta innebär att pelarmonolit 6 tar upp hälften av lasten från planluckan men ingen last från skibordet. Andra hälften av lasten från luckan tas upp av pelarmonolit 8. Skibordet på utskovsmonolit 7 har en inbyggd pelare som överför de verkande lasterna till berggrunden men då denna monolit sitter ihop med pelarmonolit 8 överförs även en del av lasten till pelarmonoliten. Här antas att den inbyggda pelaren tar ¾ av lasten och pelarmonolit 8 tar ¼ av lasten. Antaganden om hur lasterna från utskovsmonoliterna 5 och 7 fördelas på monoliterna 4, 6, 7 och 8 förtydligas i figur 7.

Lastbärande monolit	Tar upp last från monolit
4	4 och 5a*
6	5b*, 6 och 7a**
7	7b**
8	7c** och 8

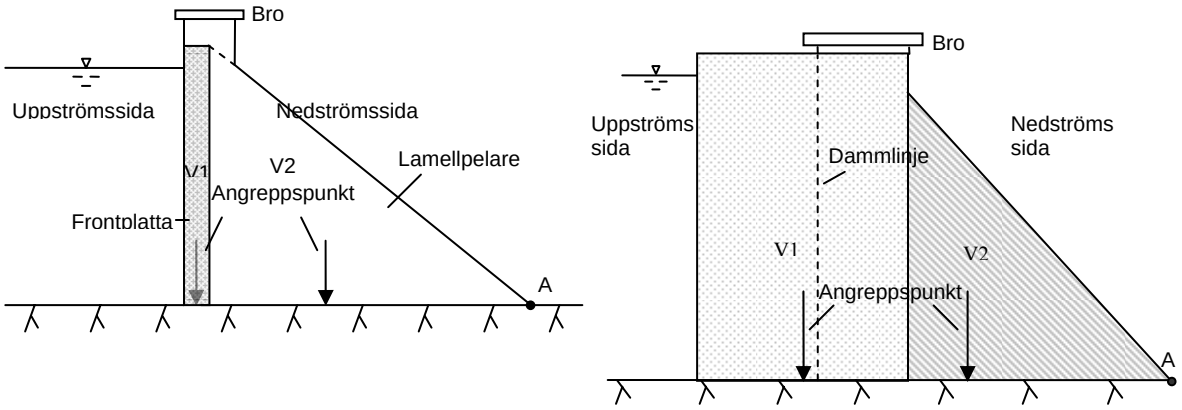


Figur 7 Fördelning av lasterna från utskovsmonoliterna 5 och 7 på monoliterna 4, 6, 7 och 8 (del av ritning I:02:04, modifierad från VBB, 1972). *Monolit 5 delas på mitten upp i två delar: 5a och 5b. **Monolit 7 delas upp i tre delar: 7a som innefattar vänstra halvan av luckan, 7b som består av ¾ av skibordet och 7c som utgörs den högra halvan av luckan och den sista ¼ av skibordet.

Vid samtliga beräkningar sattes tyngdaccelerationen till 10 m/s^2.

3.3.2 Egentyngd

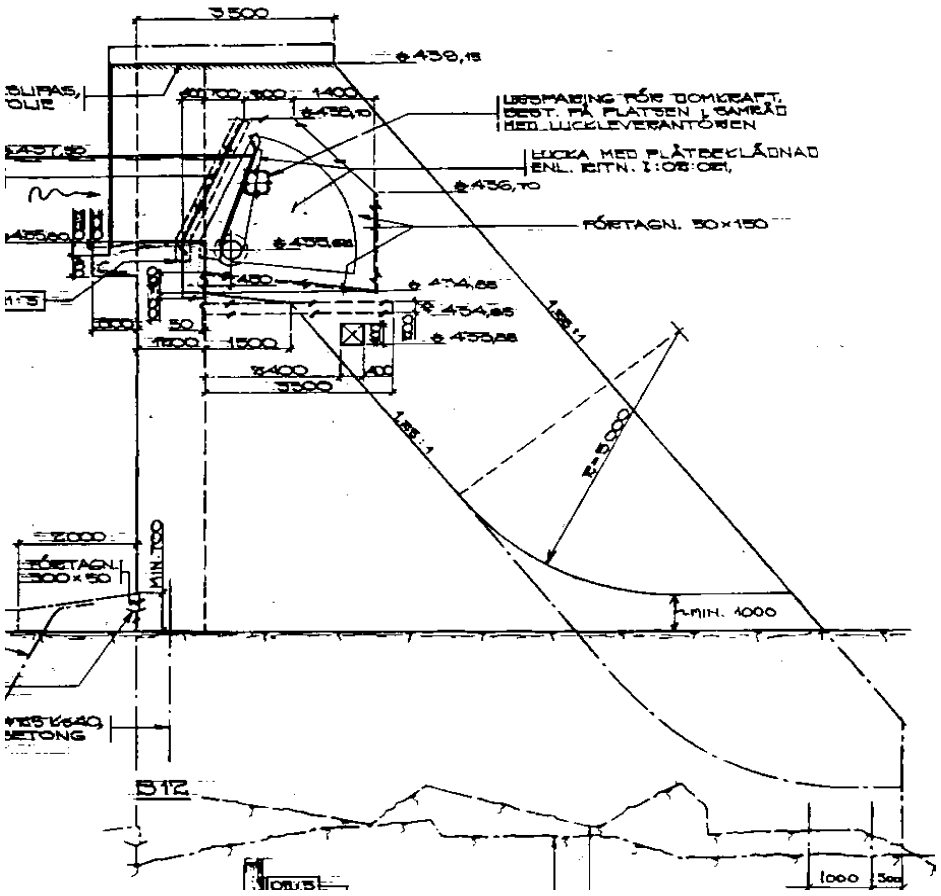
Egentyngden för de olika monoliterna varierar dels beroende på skillnad i höjd men även på grund av skillnad i utformning. Typmonoliterna (1-3 och 10-15) är utformade på ungefär samma sätt men får varierande egentynger då deras höjder varierar beroende på undergrundens nivå. Typmonoliterna delades upp i två delar, frontplatta (V1) och pelare (V2), vid beräkning av egentyngder och angreppspunkter (se figur 8a). Monoliterna i utskovsdammen som benämns pelar- och utskovsmonoliter (4-9) har varierande egentyngder på grund av dess olikheter i utformning. Pelarmonoliterna 4, 6 och 8 delades också upp i två delar (V1 och V2) vid beräkning av egentyngder och angreppspunkter (se figur 8b) medan utskovsmonoliterna 5, 7 och 9 är något mer komplicerade och delades upp i ett antal olika delar, se figur 9-11 nedan. En bild av utskoven sett uppifrån i snittet mellan dammluckorna och utskoven ses i figur 12.



a) **b)**

Figur 8a) Sektionssnitt av typmonolit (ej skalenligt). Figuren visar hur en typmonolit uppdelades vid egentyngdsberäkningarna. Även de två krafterna V1:s och V2:s angreppspunkter är utsatta i figuren samt momentpunkten A på dammens nedströmssida. **b)** Sektionssnitt av pelarmonolit (ej skalenligt). Figuren visar uppdelningen av pelarmonolit 4, 6 och 8 vid egentyngdsberäkningarna. Även här visas angreppspunkterna för de två krafterna, V1 och V2, samt momentpunkten A.

Monolit 9 har ett relativt komplicerat utseende som visas i figur 9. Frontplattan är lik typmonoliternas frontplatta medan den stödjande lamellpelaren här i stället är ett utskov. Detta utskov har ett böjt skibord varför ett antal förenklingar har gjorts vid stabilitets-beräkningarna. Då berggrunden varierar mycket under denna monolit har momentpunkten, A, satts mitt emellan de två stödjande pelarna i skibordet på en medelhöjd av de båda pelarna.

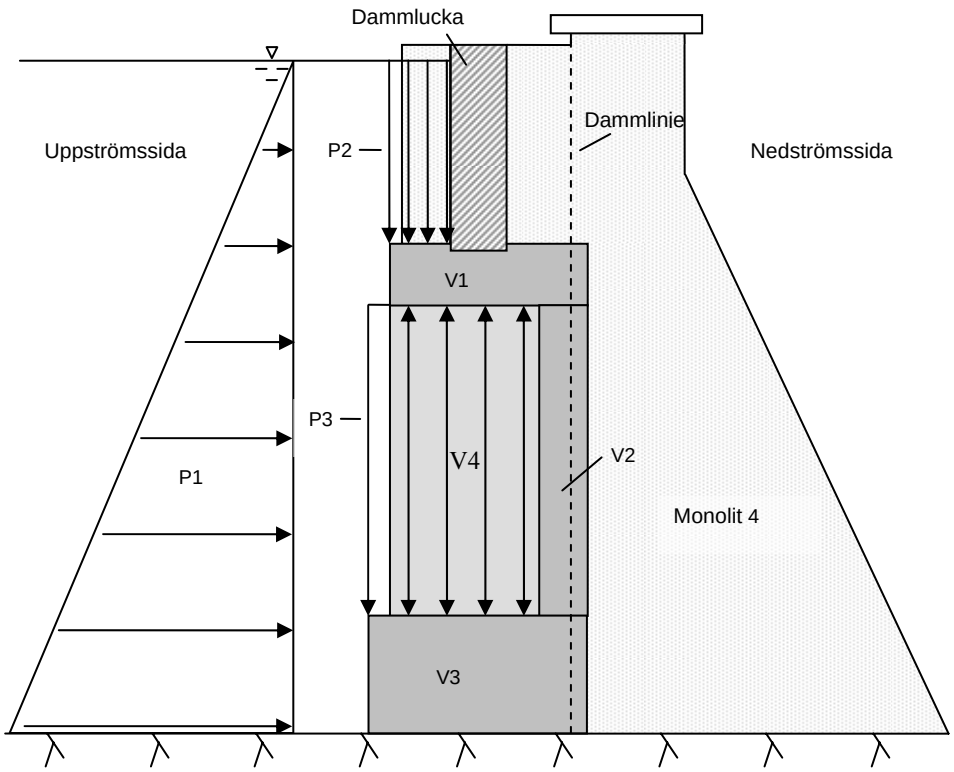


Figur 9 Utformning av monolit 9 (del av ritning I:02:12 VBB, 1972).

Egentyngden för den enskilda monoliten är densamma oberoende av vilket lastfall som behandlas. De olika egentyngderna för varje monolit beräknades med hjälp av ekvation 3.3 där betongens tunghet sattes till 23,0 kN/m^3.

3.3.3 Yttre vattentryck

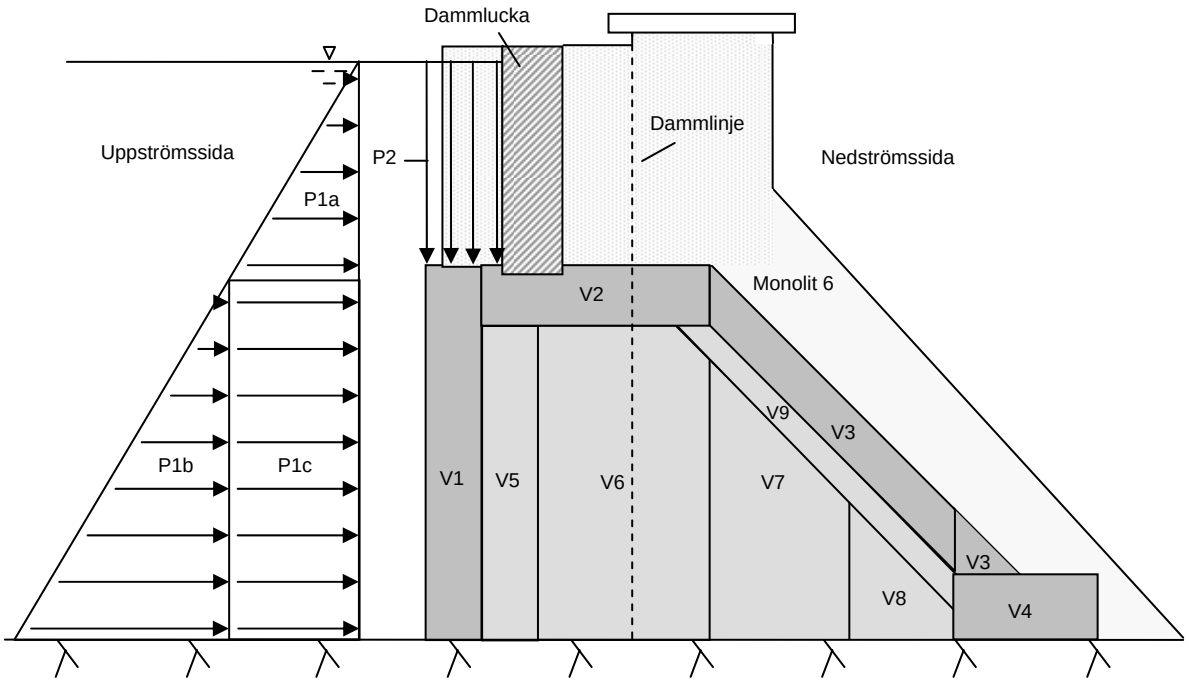
Det bildas normalt inte något vattentryck på Skålandammens nedströmssida då det inte ansamlas vatten på dammens nedströmssida förutom vid mycket höga flöden och då blir vattendjupet bara någon enstaka meter och försummas därför. Det yttre vattentrycket på Skålandammen härstammar alltså enbart från vattnet på uppströmssidan. Uppströmssidan på Skålandammens typmonoliter är vertikal så vattenlasten för varje monolit får endast en horisontell komponent och kan beräknas med hjälp av ekvation 3.4 med insättning av olika vattendjup beroende på lastfallet. Vid beräkning av vattentrycket på utskovsmonolit 5 fås dels en horisontell vattenlast men även två vertikala, stabiliserande komponenter på vattenlasten samt en vertikal, stjälpande komponent, då utskovet sticker ut uppströms dammluckorna och utskovets utformning gör att ett vattentryck bildas av vattenpelaren inuti utskovet, se figur 10 och 12 nedan. Den stabiliserande, vertikala vattenlasten fås genom att beräkna tyngden på den överliggande vattenmassan med ekvation 3.5 och den stjälpande, vertikala vattenlasten fås genom att anta fullt vattentryck längs hela undersidan av del V1 som är i kontakt med vattnet.



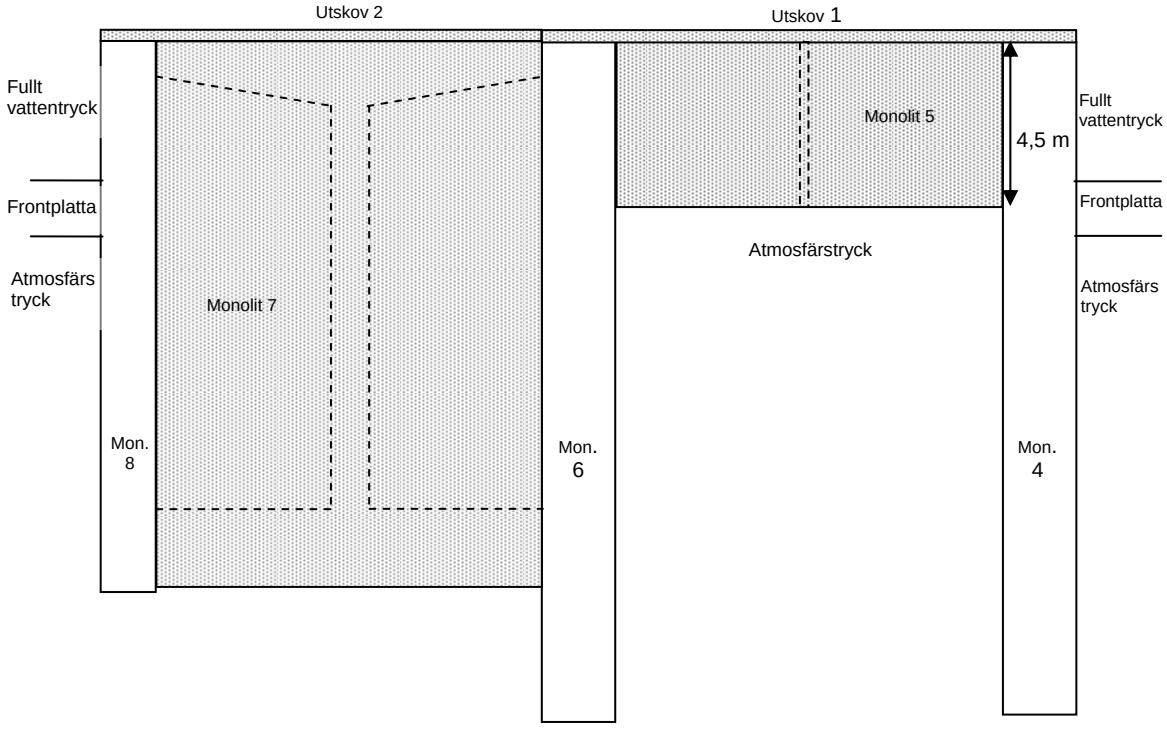
Figur 10 Utskovsmonolit 5 (mörkt gråfärgad och uppdelad i fyra sektioner; V1, V2, V3 och V4) i genomskärning med den ljust gråfärgade pelarmonoliten 4 i bakgrunden (ej skalenligt). Figuren visar de vattenlaster (pilar) som verkar på utskovet. P1 visar den stjälpande horisontala vattenlasten på utskovet och P2 och P3 visar de stabiliserande vertikala vattenlasterna på utskovet.

Utskov 7 är lite annorlunda utformat jämfört med utskov 5 (se figur 11 och 12), vilket ger ett lite annorlunda utseende på det vattentryck som verkar på utskovet. Här blir det bara en stabiliserande, vertikal komponent av vattenlasten utöver den horisontala vattenlasten på utskovet. Den horisontala vattenlasten på utskovet delas upp i tre delar då planluckan antas ta upp den översta delen av vattenlasten och i sin tur överföra krafterna till intilliggande pelarmonoliter. De två nedre vattenlasterna tas upp av skibordet och överförs i stödpelaren på monolit 7 samt i pelarmonolit 8.

Observera att vattennivån vid dämningsgränsen ligger på en höjd +437,5 möh och överfallet ligger på höjden +437,8 möh.



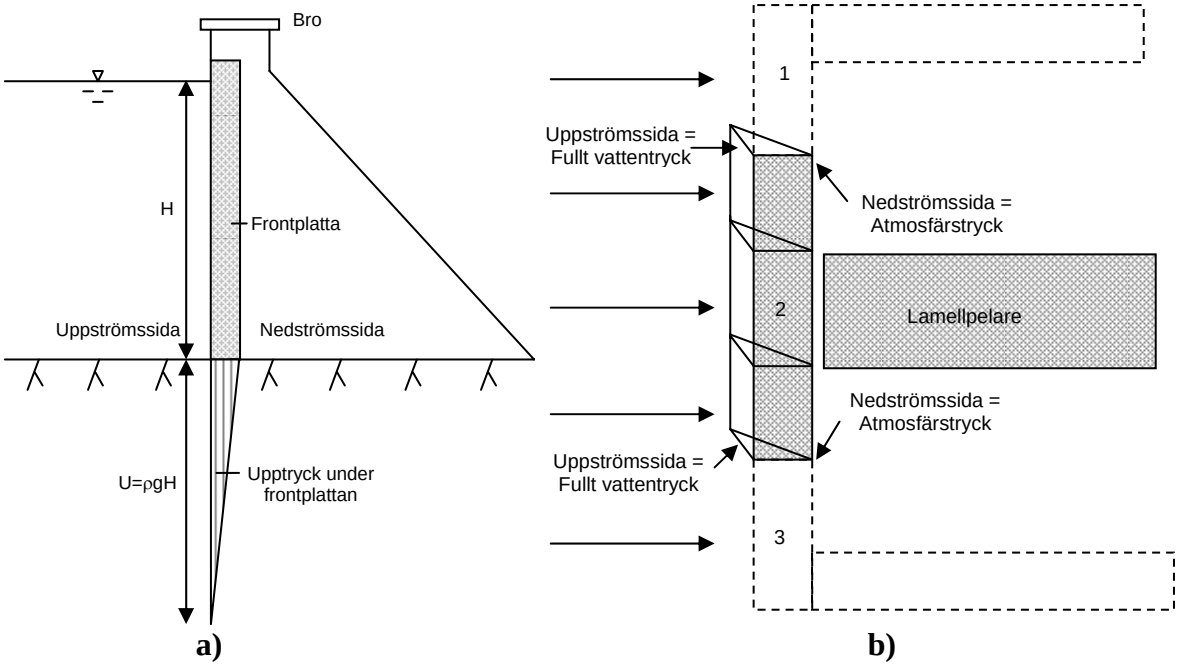
Figur 11 Utskovsmonolit 7 (mörkt gråfärgad och indelad i 9 olika sektioner; V1-V9) i genomskärning med den ljust gråfärgade pelarmonoliten 6 i bakgrunden (ej skalenligt). Figuren visar de olika vattenlasterna (pilar) som verkar på utskovet. P1a, b och c visar fördelningen av den stjälpande horisontala vattenlasten på utskovet och dammluckan och P2 visar den stabiliserande vertikala vattenlasten på utskovet.



Figur 12 Horisontalsnitt av utskovsmonoliterna 5 och 7 samt de omgivande monolitpelarna 4, 6 och 8. Figuren illustrerar skibordens utformningar för utskovsmonoliterna 5 och 7.

3.3.4 Upptryck/Porvattentryck

Upptrycket under lamelldammen är relativt svårt att uppskatta och flera antaganden och förenklingar måste göras. Upptrycket i uppströmskanten kan anses motsvara vattendjupet uppströms och på motsvarande sätt kan upptrycket i nedströmskanten anses motsvara vattendjupet nedströms. Enligt den FDU som Norconsult (2004) utförde på Skålandammen är dammen grundlagd på bra granitiskt berg. Granitiska bergarter är vanligtvis mycket motståndskraftiga och har hög hållfasthet och kan därför räknas som ett tätt underlag. Detta innebär att upptrycket under den 1,2 m breda frontplattan hos typmonoliterna och monolit 9 avtar linjärt från fullt upptryck på uppströmssidan till noll på nedströmssidan då det normalt inte finns något vatten på nedströmssidan av frontplattan (se figur 13a) och kan beräknas med ekvation 3.6. Teoretiskt sett kan man även anta att det bildas ett vattentryck under stödpelarna på typmonoliterna och under skibordet på monolit 9 men eftersom pelarna och skibordet har atmosfäriskt tryck på två sidor så uppskattas detta tryck som mycket litet och kan då försummas, se figur 13b.



Figur 13a) Sektionssnitt av en typmonolit (ej skalenligt). Upptrycket under frontplattan avtar från fullt upptryck till atmosfärstryck. **b)** Horisontalsnitt av typmonolit 2 sett underifrån (ej skalenligt). Figuren illustrerar hur vattentrycket skulle se ut utan lamellpelare. Lamellpelaren har atmosfärstryck på tre sidor vilket ger ett komplext utseende på porvattentrycket under lamellpelaren och förenklas därför såsom bilden visar.

Upptrycket under monoliterna 4-8 skiljer sig en aning från upptrycket under typmonoliterna. Monoliterna 4, 6 och 8 är pelarmonoliter och består alltså enbart av en pelare. Dessa sticker ut en bit framför frontplattan, men ligger ungefär jämsides med utskovsmonoliterna 5 och 7 som figur 12 visar. Upptrycket blir då fullt längs de sidor av pelaren som är i kontakt med vattnet på uppströmssidan ända fram till frontplattans eller utskovets nivå och antas upphöra på andra sidan frontplattan eller utskovet (då pelaren utsätts för atmosfäriskt tryck). Förenklat antas upptrycket avta linjärt från fullt vattentryck vid pelarens främre kant till atmosfäriskt tryck på andra sidan frontplattan eller utskovet.

Upptrycket i kontakten med berggrunden för monolit 5 beräknas på samma sätt som för typmonoliterna där upptrycket under V3 avtar linjärt från maximalt vattentryck till atmosfärstryck. För monolit 7 förenklas upptrycket genom att anta att upptrycket går från fullt vattentryck på utskovets uppströmssida till atmosfärstryck på nedströmssidan om del V1 då skibordet på monolit 7 är ihåligt.

3.3.5 Istryck

Istrycket antas vara antingen 200 kN/m, 100 kN/m eller 0 kN/m beroende på vilket lastfall som behandlas. Isens tjocklek antas vara 1 m i både fallet med en islast på 200 kN/m och 100 kN/m eftersom dammen ligger norr om gränsen Stockholm-Karlstad. Denna istjocklek ligger också nära det värde som redovisas i tabell 3 med istjockleksstatistik från Lännässjön där maxvärdet på istjockleken i april var 0,9 meter. Angreppspunkten för islasten sätts till en tredjedel av istjockleken räknat från isens överkant vilket i detta fall blir 0,33 m nedanför vattenytan.

3.3.6 Tyngd från bro

Brons utformning antas var lika över hela dammkonstruktionen. En förenkling av brons mått har använts där höjden på broplattan är 0,4 m och bredden 4 m. Längden på broplattan över varje monolit är lika som längden på monoliten, d.v.s. 8 m för typmonoliterna, 2 m för pelarmonolit 4, 10,5 m för utskovsmonolit 5 etc. Brons tyngd har därefter beräknats enligt ekvation 3.8 där betongens tunghet sattes till 23 kN/m^3.

3.4 RESULTAT FRÅN BERÄKNINGAR AV LASTER PÅ MONOLITERNA

Lasterna på varje monolit är beräknade för de olika lastfallen I, II, III och IV och resultaten från samtliga beräkningar av lasterna finns samlade i Appendix III. De laster som finns presenterade i Appendix III är delresultat vid stabilitetsberäkningarna som visas med varierande antal värdesiffror. Dessa värden på lasterna är dock inga precisa värden men redovisas som sådana då dessa används i kommande avsnitt vid beräkning av stabiliteten för Skålandammen. De beräknade lasterna har i själva verket en noggrannhet på två värdesiffror.

3.5 METOD FÖR KONTROLL AV STABILITET

När lasterna för varje lastfall och monolit har beräknats måste även angreppspunkterna för lasterna bestämmas för att kunna beräkna de moment som krafterna utför på dammkonstruktionen (se figur 6). Momentarmarnas längd blir, utifrån de riktlinjer som beskrevs i avsnitt 3.2, det vinkelräta avståndet från den momentpunkt/stjälpningsaxel A som bestämts för varje monolit eller varje monolitkombination till kraftens verkningslinje. Eftersom dammen enligt FDU:n (Norconsult, 2004) är grundlagd på bra berg läggs momentpunkterna/stjälpningsaxlarna för typmonoliterna vid varje stödpelares nedströms-kant. På liknande sätt har momentpunkterna/stjälpningsaxlarna för pelarmonoliterna satts vid pelarens nedströmskant. Eftersom krafterna på utskoven antas överföras på intill-liggande pelarmonoliter har intilliggande pelarmonoliternas momentpunkt använts (undantag är utskovsmonolit 7 som delvis tar upp lasterna själv). Momentarmarnas längd mättes ut i ritningar och vid beräkning av momenten används lasterna enligt avsnitt 3.3.

3.5.1 Stjälpning

Den yttre horisontala vattenlasten, den uppåtriktade vertikala vattenlasten, islasten och porvattentrycket bidrar till de stjälpande momenten på Skålandammen medan dammens egentyngd, lasten från bron och det nedåtriktade yttre vertikala vattenlasten bidrar till de stabiliserande momenten. För varje typmonolit användes endast en momentpunkt, d.v.s. vid varje stödpelares nedströmskant, vilket gör att beräkningarna av stjälpsäkerhetsfaktorn blir relativt enkla. På samma sätt användes endast en momentpunkt för varje pelarmonolit men för utskovsmonoliterna användes två olika momentpunkter, beroende på vilken pelare det är som ska ta upp lasten. För varje lastfall och monolit beräknades de stabiliserande och stjälpande momenten samt säkerhetsfaktorn. De lastfall som utreds här är vanligt lastfall och exceptionellt lastfall och säkerhetsfaktorerna som ska överskridas för att dammen ska vara stabil är 1,5 för det vanliga lastfallet och 1,35 för det exceptionella lastfallet enligt avsnitt 3.1.1.

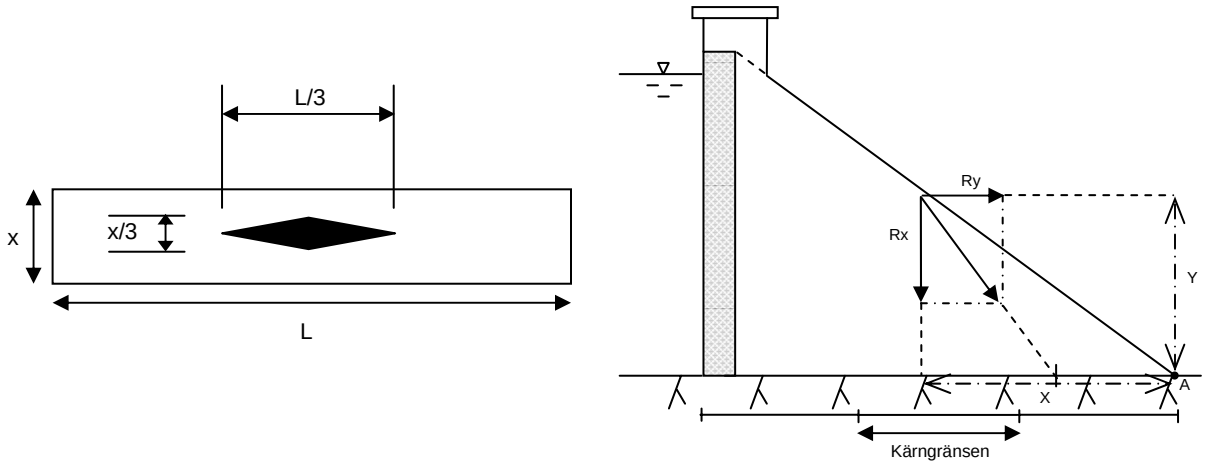
Det andra villkoret för säkerhet mot stjälpning, och det som numera vanligen används, är kriteriet att resultanten till alla verkande laster ska falla inom kärngränsen vid vanligt lastfall. Detta innebär att resultanten ska hamna inom den del av basytan där dragspänningar inte uppstår i någon kant. För en rektangulär basyta, t.ex. pelarmonoliterna, hamnar kärngränsen som figur 14a visar.

Då Skålandammen har en relativt rak frontplatta (endast utskoven och pelarna står ut en bit framför typmonoliterna) antas det att det endast är risk för stjälpning i strömriktningen. Detta medför att kärngränsen utgörs av den centrala tredjedelen av dammtjockleken i strömriktningen, d.v.s. L/3 som visas i figur 14a. Om dammen däremot hade varit vinklad eller böjd hade även ett stjälpningsmoment vinkelrätt mot vattnets strömningsriktning kunnat bildas, d.v.s. då hade man även använt den kärngräns som benämns som x/3 i figur 14a. När det gäller kontroll av stabilitet för det exceptionella lastfallet tillåts att vissa dragspänningar uppstår och resultanten måste då hamna inom 3/5 av dammtjockleken i strömriktningen.

Vid beräkning av resultantläget beräknas för varje kraft, F_i, momentet kring momentpunkten, A, och därefter beräknas kraftsumman. Komponenten av resultantens hävarm i förhållande till momentpunkten kan sedan beräknas enligt:

$$a = \sum F_i \cdot a_i / R \qquad (3.9)$$

där a är resultanten R:s vinkelräta avstånd från momentpunkten A, a_i är varje kraft F_i:s momentarm runt A. Då man endast räknar med krafter i strömriktningen underlättas beräkningarna av om resultantens horisontal- och vertikalkomposanter och deras lägen bestäms var för sig enligt ovan, varefter resultantens skärning mot basytan geometriskt kan bestämmas, se figur 14b. När resultantens läge har bestämts jämförs den med kärngränsen som har beräknats enligt tidigare beskrivning.



Figur 14 a) Kärnarean för en rektangulär basyta (modifierad från Wiberg m.fl., 2003). **b)** Geometrisk bestämning av resultantens läge där X i bilden är den vertikala kraftens, Rx, vinkelräta avstånd från momentpunkten A och Y är den horisontala kraftens, Ry, vinkelräta avstånd från punkten A. Den streckade linjen visar var resultanten skär basytan (i figuren utanför kärngränsen).

3.5.2 Glidning

Glidningsvillkoret uppfylls om friktionskraften mellan monoliterna och berggrunden är tillräckligt stor så att glidning förhindras. Då Skålandammen är grundlagd på god granitisk berggrund kontrolleras enbart glidningen i anliggningsytan mellan berg och betong och värden i tabell 6 för friktionskoefficienten, μ_{till}, kan användas vid jämförelse med kvoten mellan de resulterande horisontella krafterna, R_H, och de resulterande vertikala krafterna, R_V. Då Skålandammen är grundlagd på berg av bra kvalitet är de värden på friktions-koefficienten, μ_{till}, som ska understigas 0,75 för vanligt lastfall och 0,9 för exceptionellt lastfall (enligt tabell 5) för att dammen ska klara stabilitetsvillkoret för glidning.

3.6 RESULTAT FRÅN STABILITETSKONTROLL

De momentarmar som användes vid stabilitetsberäkningarna finns redovisade i Appendix IV. I tabell 7 redovisas en sammanställning av resultaten från de stabilitetsberäkningar som gjorts på Skålandammen. Vid beräkningarna har minst två värdesiffror använts och därför presenteras också säkerhetsfaktorerna med två värdesiffror.

Tabell 7 Resultat från stabilitetsberäkningarna för de olika monoliterna och kombinationer av monoliterna vid de olika lastfallen. Tabellen visar värden på beräknade stjälpsäkerhetsfaktorer, s, glidfaktorer, μ, och ifall de resulterande krafterna faller inom kärngränsen eller inte. De gråmarkerade fälten innebär att monoliten inte uppfyller kravet på stabilitet

Monolit Nr	**Vanligt lastfall**									**Exceptionellt lastfall**		
	(I) Vatten till DG + is 200 kN/m			**(II)** Vatten till DG + is 100 kN/m			**(III)** Vatten till DG			**(IV)** Vatten till DG + 1m		
	Stjälpning s	Glidning μ	Krafter R*	Stjälpning s	Glidning μ	Krafter R*	Stjälpning s	Glidning μ	Krafter R*	Stjälpning s	Glidning μ	Krafter R*
Krav enligt RIDAS	*minst 1,5*	*under 0,75*	*inom 1/3 basarea*	*minst 1,5*	*under 0,75*	*inom 1/3 basarea*	*minst 1,5*	*under 0,75*	*inom 1/3 basarea*	*minst 1,35*	*under 0,9*	*inom 3/5 basarea*
1	1,2	1,1	Nej	1,6	0,86	Nej	2,6	0,67	Ja	2,0	0,85	Ja
2	1,2	1,1	Nej	1,6	0,91	Nej	2,4	0,72	Ja	1,8	0,91	Ja
3	1,2	1,1	Nej	1,5	1,0	Nej	2,1	0,83	Ja	1,7	1,0	Ja
4-5a	1,6	0,94	Ja	1,7	0,89	Ja	1,9	0,83	Ja	1,7	0,94	Ja
5b-7a	1,4	1,1	Nej	1,6	1,0	Ja	1,8	0,87	Ja	1,6	1,0	Ja
7b	2,8	0,76	Ja	2,8	0,76	Ja	2,8	0,76	Ja	2,6	0,83	Ja
7c-8	1,7	0,82	Nej	2,2	0,71	Ja	2,9	0,60	Ja	2,4	0,71	Ja
9	1,9	0,78	Ja	2,4	0,66	Ja	3,3	0,54	Ja	2,6	0,66	Ja
10	1,1	1,2	Nej	1,5	1,0	Nej	2,3	0,76	Ja	1,7	1,0	Ja
11	1,1	1,2	Nej	1,5	1,0	Nej	2,3	0,75	Ja	1,7	1,0	Ja
12	1,1	1,2	Nej	1,5	1,0	Nej	2,3	0,74	Ja	1,8	0,94	Ja
13	1,1	1,2	Nej	1,5	0,94	Nej	2,4	0,73	Ja	1,8	0,93	Ja
14	1,1	1,1	Nej	1,5	0,89	Nej	2,5	0,68	Ja	1,9	0,87	Ja
15	1,2	1,1	Nej	1,6	0,84	Nej	2,7	0,63	Ja	2,0	0,81	Ja

*Den resulterande kraften R:s lägen för de olika monoliterna har beräknats och jämförts med de uträknade kärngränserna.

3.7 DISKUSSION AV STABILITETSKONTROLL

De ingående stabilitetsberäkningarna visade, i likhet med Norconsult (2004), att säkerhetsfaktorerna beräkningsmässigt inte uppfyller de uppsatta riktvärdena enligt RIDAS, främst i lastfallen med islaster på 200 kN/m och 100 kN/m, men de visade även att glidningsvillkoret inte uppfylldes för vissa monoliter vid lastfallen utan is. Nedan diskuteras de olika lastfallen var för sig.

Felkällor för de stabilitetsberäkningar som gjorts för typmonoliterna kan vara bedömningen av upptrycket under dammen samt uppmätningen av monoliternas dimensioner vid beräkning av monoliternas egentyngd. Dessa felkällor finns även vid stabilitetsberäkningarna för utskovsmonoliterna men är jämförelsevis små jämfört med de felkällor som kan ha uppstått vid de antaganden som gjorts med avseende på lastfördelningen. Detta innebär att resultaten från stabilitetsberäkningarna för utskovsmonoliterna är osäkra vilket innebär att man inte med säkerhet kan säga om utskovsmonoliterna uppfyller stabilitetsvillkoren eller inte.

3.7.1 Lastfall I

Lastfall I, som innebär vatten till DG och en islast på 200 kN/m, har som väntat flest beräknade säkerhetsfaktorer på monoliterna som inte uppfyller RIDAS stabilitetskrav (se tabell 7). Låga värden på säkerhetsfaktorn för stjälpning fås då de stjälpande momenten är större än de stabiliserande momenten. Detta är vanligt när man har en islast, eftersom islasten verkar strax under vattenytan och därför får en stor hävarm som i sin tur ger ett stort moment. Förhöjda värden på glidfaktorn fås då de resulterande krafterna parallellt med glidplanet är större än de resulterande krafterna vinkelrätt mot glidplanet.

För samtliga typmonoliter understiger här de beräknade stjälpsäkerhetsfaktorerna kraftigt de uppsatta riktvärdena och resultanternas läge hamnar inte heller inom kärngränsen. Alla typmonoliter får även höga värden på den framräknade glidfaktorn. Typmonoliterna är de monoliter som sämst klarar de uppsatta säkerhetskraven enligt RIDAS vid detta lastfall.

Monolitenheterna med ingående monoliter 4-7a och 7b-8 har vardera två pelare som antas ta upp lasterna som verkar på utskoven och dessa monolitenheter ska inom enheten vara stabila. I monolitenheten 4-7a klarar kombinationen 4-5a stabilitetskraven bättre än 5b-7a. För kombinationen 4-5a, där pelarmonolit 4 är den monolit som överför lasten till berggrunden, är det endast problem med att uppfylla glidningsvillkoret medan monoliterna 5b-7a, med pelarmonolit 6 som lastöverförande monolit till berggrunden, inte uppfyller något av stabilitetskraven. Största skillnaden mellan dessa monolitkombinationer är att 5b-7a även tar upp vatten- och islaster från halva planluckan på utskovsmonolit 7 samtidigt som bidraget från luckans egentyngd (en stabiliserande kraft) försummas då luckorna inte antas bidra till någon betydande egentyngd. Detta är antagligen anledningen till att monolitkombinationen 5b-7a inte klarar av att uppfylla de stabilitetsvillkor som monolitkombination 4-5a uppfyller då dessa monolitkombinationer i övrigt är ungefär lika utformade.

Monoliten 7b (skibordet i utskovsmonolit 7) uppfyller enligt beräkningarna näst intill alla stabilitetskrav (glidfaktorn är något för hög). Att monolit 7b klarar stabilitetsvillkoren bra kan bero på den antagna uppdelning av lasterna, där 7b ligger under vattenytan och enbart tar upp lasten på nedre delen av vattenpelaren samtidigt som den har en relativt stor stabiliserande egentyngd i form av utskovets alla delar. Monolit 7b tar inte heller upp någon islast vilket till stor del kan förklara att den nästan klarar samtliga stabilitetskrav. För den andra ingående delen (7c-8) i monolitenheten 7b-8, är det glidnings- och kärngränsvillkoret som inte uppfylls vid detta lastfall. På samma sätt som för monolitkombinationen 5b-7a kan anledningen vara att denna monolitkombination får ta islast och vattenlast från pelarmonolit 8 och från halva luckan i utskovsmonolit 7 samt ¼ av vattenlasten från utskovet på monolit 7 utan något större tillskott till de vertikala, stabiliserande krafterna. Överlag har alltså både monolitenheterna 4-7a och 7b-8 problem med att uppfylla glidningsvillkoret enligt stabilitetsberäkningarna.

För monolit 9 överstiger den beräknade friktionsfaktorn precis den uppsatta enligt RIDAS vilket betyder att de vertikala krafterna är något för små (för liten egentyngd) i förhållande till de horisontella krafterna som dammen utsätts för. De övriga stabilitetsvillkoren är däremot uppfyllda för detta lastfall så man kan säga att monolit 9 klarar de uppsatta kraven relativt bra.

3.7.2 Lastfall II

Lastfall II med en vattennivå till DG och en islast på 100 kN/m togs med i detta arbete för att kontrollera hur monoliterna klarar stabiliteten om islasten inte är fullt så stor som den uppskattade islasten enligt RIDAS.

På samma sätt som för lastfall I är det många monoliter som vid beräkningarna inte uppfyller de uppsatta stabilitetsvillkoren. Som man kan se i tabell 7 är resultatet dock något bättre här då det är fler monoliter som helt uppfyller stabilitetsvillkoren (monolit-

kombinationen 7c-8 och monolit 9) jämfört med i lastfall I. Stabilitetsvillkoret för stjälpning är det villkor som klaras av samtliga monoliter för lastfall II. Detta var också väntat då islasten med sin långa momentarm har störst påverkan på det stjälpande momentet vilket leder till att då islasten minskar, minskar också det stjälpande momentet och säkerhetsfaktorn för stabiliteten ökar. En sänkning av islasten från 200 kN/m till 100 kN/m har alltså minskat det stjälpande momentet så mycket att detta stabilitetskrav uppfyllts helt för samtliga monoliter. Dock är det ett antal typmonoliter (monolit 3 och monoliterna 10-14) som precis ligger på gränsen för att klara detta villkor.

Glidfaktorn har också minskat för nästan samtliga monoliter men det är bara monolitkombinationen 7b-8 samt monolit 9 som understiger den uppsatta friktions-koefficienten. Minskningen av islasten resulterade i att stabilitetsvillkoret med resultanten inom kärngränsen uppfylls nu av båda monolitenheterna samt monolit 9, medan denna minskning av islasten inte minskade glidfaktorn tillräckligt för typmonoliterna som fortfarande har problem med att uppfylla detta stabilitetsvillkor.

3.7.3 Lastfall III

Lastfall III är ett vanligt lastfall där vattennivån är till DG och det inte finns någon islast vilket gör detta lastfall lämpligt för att användas vid jämförelse med de övriga lastfallen. Som väntat uppfylls flest stabilitetskrav vid detta lastfall då det endast är typmonoliterna 3, 10 och 11, monolitenheten 4-7a och monolit 7b som inte uppfyller glidningsvillkoret (där den framräknade glidfaktorn ska vara mindre än 0,75) och samtliga säkerhetsfaktorer för stjälpning uppfylls med god marginal. Samtliga monoliter klarar också stabilitetsvillkoret med ett resultantläge inom kärngränsen.

För de monoliter som inte uppfyller glidningsvillkoret ligger de beräknade glidfaktorerna strax över det uppsatta värdet enligt RIDAS (se tabell 7). Att typmonoliterna inte uppfyller glidningsvillkoret kan förklaras med att vattenpelarens tillskott till de horisontala krafterna är något för stort jämfört med de vertikala krafterna (egentyngden) vilket resulterar i en förhöjd beräknad glidfaktor. Detta visar på att typmonoliterna är något under-dimensionerade, d.v.s. de är för lätta för att klara ett vanligt lastfall utan islast. Så kan även vara fallet för utskovsmonoliterna 4-7a men det kan även vara den antagna fördelningen av lasterna som gör att glidningsvillkoret inte uppfylls vid detta lastfall.

3.7.4 Lastfall IV

För det exceptionella lastfallet IV, utan islast och med en vattennivå en meter över DG, klarar alla monoliter och monolitkombinationer både stjälpnings- och kärngränsvillkoret (se tabell 7). Här är det endast glidningsvillkoret som inte uppfylls för ett fåtal monoliter. En ökning av vattenlasten på en meter innebär ett stort ökat bidrag till de horisontala krafterna men eftersom vattenlasten bara verkar på 1/3 av vattnets höjd, och således får en relativt liten momentarm, blir inte bidraget till det stjälpande momentet lika stort som i fallen med islaster där momentarmen är betydligt längre. Detta kan förklara att det endast är glidnings-villkoret som inte uppfylls då beräkningar av glidfaktorn inte inkluderar någon hävarm utan beräknas genom att ta kvoten mellan de horisontala och de vertikala krafterna. En annan förklaring till att glidningsvillkoret inte uppfylls här är att i lastfall III ligger glidfaktorerna relativt nära det enligt RIDAS uppsatta värdet och då den extra vattenlasten tillkommer i

lastfall IV överskrids detta värde. När det gäller säkerhetsfaktorn för stjälpning ligger det beräknade värdet mycket över det uppsatta värdet i lastfall III och en ökning av vattenlasten gör att stjälpsäkerhetsfaktorn minskar men ligger fortfarande över det uppsatta värdet enligt RIDAS.

Vid exceptionella lastfall är det uppsatta värdet på den friktionskoefficient som ska understigas 0,9. De typmonoliter som enligt beräkningarna överstiger detta värde är: 2, 3, 10, 11, 12 och 13. Monoliterna 2, 12 och 13 överskrider glidningsvillkoret endast marginellt (har framräknade glidfaktorer på 0,91, 0,94 och 0,93) vilket medför att man med tanke på felkällorna inte med säkerhet kan säga att de inte uppfyller glidningsvillkoret. De övriga typmonoliterna som inte klarade glidningsvillkoret (monoliterna 3, 10 och 11) har en något högre beräknad glidfaktor (1,0) vilket innebär att de horisontella krafterna är lika stora som de vertikala krafterna. Detta kan innebära att dessa monoliter är underdimensionerade för den last som en vattennivå på en meter över dämningsgränsen ger.

För utskovsmonoliterna är det bara monolitenheten 4-7a som inte klarar glidningsvillkoret då det beräknade värdet på glidfaktorn ligger på 0,94 respektive 1,0. Detta är, på samma sätt som för typmonoliterna, en indikation på att dessa utskovsmonoliter är underdimensionerade för den ökade vattenlasten men då lastfördelningen för utskovsmonoliterna är osäker kan man inte med säkerhet säga att dessa är underdimensionerade.

3.7.5 Sammanfattning av diskussion

Stabilitetsberäkningarna visar att vid de olika lastfallen har nästan alla monoliter något eller några problem med att uppfylla de stabilitetskrav som är uppsatta i RIDAS. Enda undantaget är monolit 9 som uppfyller samtliga stabilitetskrav för alla lastfall med undantag för en något för hög beräknad glidfaktor vid lastfall I. Monolitenheten 7b-8 klarar också överlag stabilitetsvillkoren bra men har problem med en något hög glidfaktor. Typmonoliterna däremot uppfyller inte stabilitetskraven vid islast men klarar i stort samtliga stabilitetskrav i lastfallen utan islast (med undantag för monolit 3, 10 och 11 som inte klarar glidningsvillkoret för varken lastfall III och IV). Monolitenheten 4-7a har främst problem med glidningsvillkoret, vilket gäller vid samtliga lastfall.

Vid beräkningarna av stabiliteten användes liknande beräkningar som tidigare gjorts på Skålandammen i samband med den fördjupade dammsäkerhetsutvärderingen av Norconsult (2004). I dessa beräkningar antogs det att betongens tunghet är 23,0 kN/m^3 och att tyngdaccelerationen är 10 m/s^2 och därför ansattes även dessa värden i detta arbete. Detta leder till att slutresultatet i stabilitetsberäkningarna endast kan redovisas med en noggrannhet på två värdesiffror. Noggrannheten i beräkningarna hade dock kunnat öka om ett betongprov på dammen hade analyserats med anledning att få fram ett mer exakt värde på betongens tunghet och om ett mer exakt värde på tyngdaccelerationen, 9,81 m/s^2, hade använts.

3.8 SLUTSATSER AV STABILITETSKONTROLL

I stabilitetsberäkningarna har förenklingar av upptrycket och antaganden av lastfördelningen lett till att resultaten inte är några absoluta tal och presenteras endast med två värdesiffror. Detta gäller främst för de geometriskt komplicerade utskovsdelarna på dammen (monolit 4-8) där grova antaganden gjordes för lastfördelningen. Detta innebär att

vid tolkningen av resultaten kan man inte alltid med säkerhet säga huruvida stabilitets-villkoren uppfylls eller inte. Resultaten blir i stället en fingervisning på de olika monoliternas stabilitet. Om däremot säkerhetsfaktorerna avsevärt över- eller underskrids, kan man tolka det som att monoliten verkligen har problem med stabiliteten. Vid fortsatt arbete bör man dock göra noggrannare utredningar på lastfördelningen för dessa monoliter för att verkligen kunna bestämma om stabilitetskraven uppfylls för dessa monoliter.

Då ingen av Skålandammens monoliter enligt beräkningarna helt uppfyller de uppsatta riktlinjerna vid islast enligt RIDAS indikerar det att dammen i stort har relativt låg stabilitet. Det är även vid islast som problemet är störst då de flesta monoliterna har problem med samtliga stabilitetsvillkor medan vid lastfallen utan is är det främst stabilitets-villkoret för glidning som inte uppfylls. Enligt tidigare undersökningar av maximala istryck (tabell 4) ser man att den islast som anges i RIDAS för området norr om Stockholm - Karlstad stämmer väl överens med de maxvärden på islaster som finns redovisade i litteraturen. Därför är det rimligt att antaga att det lokalt verkligen kan uppstå islaster på 200 kN/m och ytterligare undersökningar på hur stor islasten kan bli inte är nödvändig. Stabilitetsberäkningarna visar också att i jämförelse mellan lastfall I (vanligt lastfall med islast) och lastfall IV (exceptionellt lastfall med en vattennivå 1 m över DG) är det fler monoliter som inte uppfyller de uppsatta stabilitetsvillkoren vid det vanliga lastfallet med islast jämfört med det exceptionella lastfallet där många monoliter helt klarar stabilitets-villkoren och man kan därför konstatera att problemet med islast är större än det exceptionella lastfallet.

De monoliter som har störst problem med att klara stabilitetskraven vid islast är typmonoliterna medan vid lastfall utan is är det monolitenheten 4-7a samt ett fåtal typmonoliter i anslutning till utskoven som har problem med att uppfylla stabilitetskravet för glidning. Detta indikerar på att någon åtgärd för att förhindra uppkomsten av islasten eller en stabilitetshöjande åtgärd för respektive monolit (undantag kan vara för monolit 9) verkligen bör övervägas. Att vissa monoliter inte klarar av stabilitetskraven vid lastfallen utan islast är en varningssignal som pekar på att monoliterna faktiskt är under-dimensionerade för vattenlasten och därför anser jag att en åtgärd med stabilitetshöjande karaktär är nödvändig för dessa monoliter även om en isfrihållande åtgärd införs. De åtgärder som kan tänkas vara aktuella för problemet med islaster på Skålandammen behandlas i nästa avsnitt.

4 ÅTGÄRDSFÖRSLAG

För att förhindra stabilitetsproblem vid islast finns det ett antal åtgärder som kan vidtas (se avsnitt 2.4.3). Ett tillvägagångssätt är att åtgärda själva isproblemet, d.v.s. att på något sätt förhindra isens fastfrysning och därmed även kraftöverföring till dammkonstruktionen. Ett annat sätt är att tillföra en ytterligare stabiliserande kraft till dammen, t.ex. via spännkablar som borras ned i underliggande berggrund eller genom gjuta betong på dammen i syfte att öka dammens vikt. Nedan utreds tre olika alternativ, två åtgärder som åtgärdar själva isproblemet och en stabilitetshöjande åtgärd. Åtgärdsförslagen måste därefter bedömas med avseende på ekonomiska aspekter, livslängd och energiåtgång. Nybyggda dammar beräknas ha en livslängd på 50-100 år och eftersom kraftverket i Trångfors och således även

Skålandammen byggdes mellan 1970-1974 kommer dammanläggningen vara i bruk i minst 20-70 år till.

4.1 ÅTGÄRDER

4.1.1 Elektriska värmeelement

De element som kan användas till isfrihållning är element med strålvärme (IR-element) som monteras på dammens uppströmssida på ett visst avstånd från vattnet. Med hjälp av strålningen värmer elementen upp vattnet och luften närmast dammen och på så sätt förhindrar att isen fryser fast i dammkonstruktionen (Wictorsson muntligen, 2005). IR-element tillverkas av keramiskt material, kvartsglas och kvartsglas med halogen. Värmare i keramiskt material och kvartsglas alstrar IR-strålning med lång respektive medellång våglängd vid arbetstemperaturer mellan 150°C och 760°C, värmare i kvartsglas med halogen alstrar IR-strålning med kort våglängd och vid arbetstemperaturer på upp till 2400°C (Backer BHV AB, 2005).

IR-element ger en snabb och effektiv uppvärmning av luft och vatten till en relativt låg investeringskostnad. Speciellt lämplig är IR-strålning då det krävs ojämn och kortvarig uppvärmning (Backer BHV AB, 2005).

IR-elementens för och nackdelar redovisas nedan.

+ IR-element är relativt billiga och har även en billig installationskostnad.
+ Elementen behöver inte vara i bruk under sommarmånaderna samt dagar på höst, vinter och vår då temperaturen överskrider noll.
+ IR-elementen är lätt att reparera och underhålla.

– Vid drift av IR-element blir det mycket stor åtgång av den lokala energin.
– Det blir stora energiförluster då en stor del av den tillförda energin försvinner. ”Man eldar för kråkorna”.
– Livslängden för IR-element är endast ca 10 år och det kan därför bli aktuellt att byta ut elementen 1-6 gånger under dammens resterande livslängd.
– Tillsyn måste utföras varje vecka.
– Vid driftbrott av IR-elementen finns inget skydd mot islasten.

4.1.2 Cirkulation av vattnet med hjälp av luftbubblor

Cirkulation av det djupare vattnet kan utföras med hjälp av en luftbubbelridå som alstras med en kompressor. Kompressorn kopplas till en perforerad slang eller rör som installeras på ett visst djup på uppströmssidan av dammen. Då luften under högt tryck leds ner i slangen/röret och därefter pressas ut i vattnet stiger luftbubblorna och tvingar det djupare, varmare vattnet att röra sig uppåt mot ytan och på så sätt motverkar isbildningen.

För att driva en kompressor krävs en yttre kraftkälla, vanligen en el- eller förbränningsmotor (BIAB-Tryckluft AB, 2005). Nedan redovisas för- och nackdelar med en tryckluftsanläggning.

+ Kompressorer och kraftkällor har relativt billiga inköps- och installationskostnader.
+ Är relativt energisnål och effektförlusterna är små, d.v.s. det mesta av den energi som används gör nytta.
+ Behöver inte vara i bruk under sommarmånaderna samt de dagar under höst, vinter och vår då temperaturen överskrider noll.

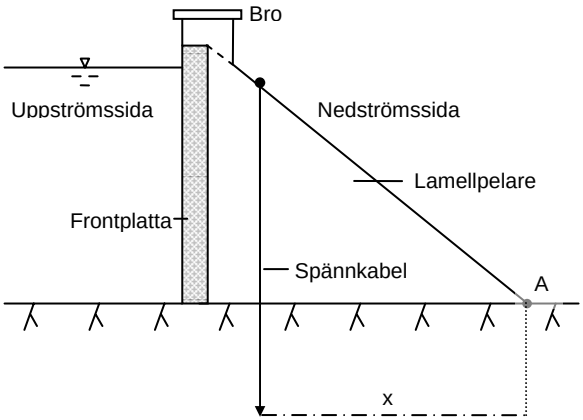
− Stor kostnad vid installering av rör under vatten då dykare krävs.
− Även vid reparation och underhåll av tryckluftsanläggning som är i drift kan inhyrning av dykare krävas.
− Livslängden för de olika ingående delarna i tryckluftsanläggningen kan variera. Beroende på vilket material slangar eller rör är gjorda av kan de hålla många år medan kompressorn kan behöva bytas ut vart 15:e år.
− Tillsyn av tryckluftsanläggningen måste utföras varje vecka.
− Kompressorns kraftkälla förbrukar den lokala energin.
− Driftbrott av tryckluftsanläggningen gör dammen oskyddad mot islasten.

4.1.3 Förspända förankringar

När det gäller äldre dammar som inte uppfyller stabilitetskraven kan stabiliteten förbättras genom insättning av grova bergförankringar som extra säkerhet. Bergförankringarna ska då utföras så att uppspänningskraften regelbundet kan kontrolleras genom provdragning (Svensk Energi, 2000).

Spännarmerad betong är ett vanligt och väl beprövat konstruktionssystem inom anläggningsbyggandet. Spännbetongtekniken används vid stora komplicerade projekt som t.ex. broar, plattformar och pelardäck där långa spännvidder eftersträvas. Genom att spännarmera konstruktioner kan man uppnå att konstruktionen aldrig blir utsatt för större dragpåkänningar än betongens draghållfasthet (Spännarmering AB, 2005). Utgångspunkten för spännbetong är att betong är ett material som har relativt hög tryckhållfasthet men däremot låg draghållfasthet. Vidare har betong liten deformationsförmåga och kan spricka redan vid förhindrad krympning. Därför är det väldigt vanligt att initialtryckspänna betongen så att den inte spricker vid normal belastning (Petersson, 2003).

Samma princip gäller också för användandet av förspända förankringar. Med hjälp av dessa kan man tillföra en extra tryckspänning i befintliga konstruktioner för att få en större stabiliserande kraft hos dammen och därmed uppfylla uppsatta stabilitetsvillkor enligt RIDAS (se figur 15). Denna åtgärd kommer också, på samma sätt som med spännarmerad betong, jämna ut eventuellt uppkomna dragspänningar.



Figur 15 Skiss på hur spännkablarna bidrar med en stabiliserande kraft och moment.

Vid införandet av bergförankringar med förspända linor är det viktigt att tänka på förankringarnas placering. Man vill undvika dragspänningar på uppströmssidan av dammen då betong inte klarar av stora dragspänningar och lämpligast är då att borrningen utförs i kärngränsen (Burstedt muntligen, 2005). Beroende på hur stor spännkraft som krävs och bergets kvalitet måste man borra olika djupt. Förankringarna ska också vara effektiva under hela den aktuella byggnadsdelens funktionstid. Detta förutsätter att betongen är av bra kvalitet, d.v.s. har få sprickor, och att utförandet säkerställer en bibehållen spännkraft och bärförmåga (SwedPower AB, 2004a).

För- respektive nackdelar för förspända bergförankringar redovisas nedan.

+ De förspända linorna har relativt lång livslängd.
+ Spännkraften hos spännförankringarna behöver ingen fortlöpande tillsyn utan behöver bara kontrolleras vart 6:e år.
+ I stort sett inga fortlöpande kostnader (tillsynen ett undantag), d.v.s. ingen energi åtgår förutom vid installering.

– Stor engångskostnad vid installation av bergförankringarna.
– Dyr tillsynskontroll var 6:e år (200 000-300 000 SEK).
– Åtgärden med spännkablar fungerar inte på alla dammar då inte alla dammar klarar den extra punktlasten som spännkablarna ger.

4.2 UTVÄRDERING OCH DISKUSSION AV ÅTGÄRDSFÖRSLAG

Lucka 2 på utskovsmonolit 7 i Skålandammen har redan ett IR-element som ser till att luckan inte fryser fast på vintern. De åtgärder som presenterats ovan är åtgärder utöver denna, d.v.s. IR-elementen skulle behöva installeras på uppströmssidan framför i stort sett samtliga monoliter för att stabilitetskraven ska uppfyllas och på samma sätt skulle luftslangarna till tryckluftsanläggningen installeras över hela dammkonstruktionen. När det gäller förspända bergförankringar avgör det kraftbehov som krävs för att uppnå stabilitets-kraven hur många förankringar som skulle behöva installeras för varje monolit.

I slutsatserna för stabilitetsberäkningarna konstaterades det att inte bara en isfrihållande åtgärd krävs för Skålandammen, utan även en stabilitetshöjande åtgärd då stabilitetskraven för några monoliter inte uppfylldes för det vanliga lastfallet med vatten till dämningsgränsen. Med anledning av detta görs ytterligare beräkningar på spännkablarna för att se hur många som krävs för varje monolit för att uppnå de uppsatta stabilitetskraven. Därefter görs en beräkning på nuvärdet för investeringen med spännkablar och jämförs sedan med beräknade nuvärden för IR-elementen och kompressorn.

4.3 BERÄKNINGAR AV FÖRSPÄNDA BERGFÖRANKRINGAR

Att använda förspända bergförankringar innebär en relativt stor investering men kräver nästan obefintligt underhåll. Var 6:e år ska dock linorna kontrolleras med avseende på spännkraft etc. vilket innebär en kostnad på ca 200 000-300 000 SEK per gång (Burstedt muntligen, 2005). Hur många spännkablar som krävs för varje monolit är helt beroende på hur stort extra stabiliserande moment monoliten behöver och hänsyn ska också tas till monolitens tjocklek. Borrhålen kan inte heller placeras för nära varandra, en riktlinje är att borrhålen placeras med ca en meters mellanrum. Spännkablarna placeras inne i borrhålet och spännkabelns vajrar förankras i berget genom att de gjuts fast i berget. När man har borrat i berget måste man innan montering av förankringarna kontrollera borrhålen med avseende på täthet och förekommande vattenläckning för att vara säker på att ingen oacceptabel bruksförlust uppkommer vid installering av linorna och att ett vattenläckage inte kan skada eller spola ur det färska bruket. Om inget vattenläckage förekommer och om berget bedöms ha normal täthet och homogenitet så kan förankringarna sättas utan några tätningsåtgärder. Om hålen däremot inte uppfyller kraven på täthet måste de tätinjekteras och borras om (SwedPower AB, 2004a). Borrhålen i monoliten måste placeras inom monolitens kärngräns så att inte några dragspänningar uppstår. Samtidigt vill man ha spännkablarna så nära frontplattans uppströmskant så att momentarmen blir så stor som möjligt och att man då får största möjliga momentet (se figur 15).

Linorna i spännkablarna skyddas mot korrosion genom att den del som ska förankras i berget gjuts in i cementbruk och att alla trådar på den övre delen där linorna kan löpa fritt omges av fett i ett plaströr. Efter att bruket pumpats in i borrhålet ska kablarna placeras med de plaströr som omger linorna uppstickande några cm ur ingjutningen. Sju dagar efter att spännkablarna blivit fastgjutna i borrhålen spänns de med en nykalibrerad spänn-utrustning bestående av en domkraft med anslutet mätdon. Uppspänningen sker i flera etapper och efterkontrolleras efter några dagar (SwedPower AB, 2004a).

4.3.1 Metod för beräkning av erforderlig spännkraft

Vid beräkning av hur många spännkablar som krävs för att uppfylla RIDAS stabilitets-villkor för varje monolit användes liknande metod som vid om och tillbyggnad av Hammarforsens kraftverk (SwedPower AB, 2004a och b).

Beräkningarna uppdelades i typmonoliter och utskov för att få det mer överskådligt. Då stabilitetsberäkningarna för lastfall I med en islast på 200 kN/m visades ge sämst värden på säkerhetsfaktorerna användes detta lastfall vid beräkningarna av spännkablar. I tabell 8 och 9 visas en sammanfattning av resultatet från beräkningarna av de krafter och säkerhets-faktorer som tidigare beräknats för typmonoliterna och utskoven vid lastfall I. Notera att i

fallet med utskoven är det bara pelarmonoliterna samt utskovsmonolit 9 som praktiskt kan ha spännkablar.

Tabell 8 Sammanställning av de beräknade krafter, moment och säkerhetsfaktorer för typmonoliterna vid en islast på 200 kN/m. Gråmarkerade fält innebär att krav på stabilitet inte är uppfyllt

Monolit Nr	Htot (kN)	Vtot (kN)	M-stab (kNm)	M-stjälp (kNm)	s	e*	μ
1	4 400	4 100	28 000	23 000	1,2	1,0	1,1
2	4 700	4 300	30 000	26 000	1,2	0,9	1,1
3	5 900	5 300	41 000	36 000	1,2	1,1	1,1
10	4 700	4 100	29 000	26 000	1,1	0,6	1,2
11	4 600	4 000	28 000	25 000	1,1	0,5	1,2
12	4 500	3 900	26 000	25 000	1,1	0,5	1,2
13	4 300	3 700	24 000	23 000	1,1	0,4	1,2
14	4 100	3 700	24 000	22 000	1,1	0,6	1,1
15	3 900	3 700	23 000	20 000	1,2	0,8	1,1

* e visar resultantlägets avstånd från momentpunkterna. Dessa har därefter jämförts med kärngränserna för respektive monolit.

Som de gråmarkerade fälten tydligt visar är inga av säkerhetsfaktorerna uppfyllda för typmonoliterna vid lastfall I vilket innebär att samtliga typmonoliter kräver en stabilitets-höjande åtgärd vilket också var slutsatsen i avsnitt 3.8. Detta innebär att beräkningar med spännkablar kommer att göras för samtliga typmonoliter.

Tabell 9 Sammanställning av de beräknade krafter, moment och säkerhetsfaktorer på pelarmonoliterna samt utskovsmonolit 9 vid lastfall I. Gråmarkerade fält innebär att RIDAS stabilitetskrav inte är uppfyllda

Monolit Nr	Htot (kN)	Vtot (kN)	M-stab (kNm)	M-stjälp (kNm)	s	e*	μ
4	12 000	13 000	240 000	150 000	1,6	7,1	0,9
6	14 000	13 000	250 000	180 000	1,4	5,2	1,1
8	5 000	6 200	66 000	39 000	1,7	4,5	0,8
9	5 200	6 600	68 000	36 000	1,9	4,7	0,8

* e visar resultantlägets avstånd till momentpunkten. Detta avstånd har därefter jämförts med kärngränsen för respektive monolit.

Pelarmonoliterna samt monolit 9 klarar stabilitetskraven bättre än typmonoliterna vid lastfall I. Här är det endast pelarmonolit 6 som inte klarar stjälpsäkerhetskravet och pelar-monoliterna 6 och 8 som inte klarar villkoret med en resultantläge inom kärngränsen medan samtliga monoliter överskrider glidningsvillkoret. Beräkningar med spännkablar kommer även här att göras för samtliga monoliter.

För att öka stabiliteten kan spännkablar installeras med 1 500 kN spännkraft vardera placerade på ett avstånd av tre meter (inom kärngränsen) från typmonoliternas frontplatta och på varierande avstånd från pelarmonoliternas front beroende på olikheter i utformning av pelarna. För att få en indikation på hur många spännkablar som krävs för att vara på den säkra sidan undersöktes antalet spännkablar som krävs för att få en stjälpsäkerhetsfaktor

över 2 men även hur många spännkablar som krävs för att precis klara RIDAS uppsatta krav på en stjälpsäkerhetsfaktor över 1,5.

I tabell 10 visas exempel på beräkningar för att få stjälpsäkerhetsfaktorn till 2 eller större. Kolumnen med ”Hävarm spännkab.” visar de uppmätta hävarmarna som spännkablarna får om de placeras tre meter från frontplattan. Då säkerhetsfaktorn för stjälpning beräknas genom att ta kvoten mellan de stabiliserande momenten och de stjälpande momenten så fås stjälpsäkerhetsfaktorn till 2 om de stabiliserande momenten är dubbelt så stora som de stjälpande och det är även vad som visas i kolumnen som betecknas ”M-stab = (M-stjälp*2)”. Kolumnen som betecknas ”Erfordrad M-stab” anger skillnaden mellan det extra moment som behövs för att få säkerhetsfaktorn till 2 och det faktiska momentet som fås vid beräkningarna för lastfall I. Nästa kolumn (”Erfordrad kraft”) visar resultatet av det erfordrade stabiliserande momentet från kolumnen innan, dividerat med spännkablarnas hävarm. Den erfordrade kraften dividerat med spännkablarnas spännkraft ger därefter antalet spännkablar som behövs för att uppnå den önskade stjälpsäkerhetsfaktorn. De tre sista kolumnerna visar vilka säkerhetsfaktorer som fås då tre kablar installeras.

Tabell 10 Beräkningar för hur många spännkablar som krävs på varje typmonolit för att uppnå en stjälpsäkerhetsfaktor på två samt vilka teoretiska stjälpsäkerhetsfaktorer som fås om 3 spännkablar installeras

Monolit Nr	Hävarm spännkab.	M-stab = (M-stjälp*2)	Erfordrad M-stab	Erfordrad kraft	Antal erf. kablar		Ny s	Ny e*
1	5,1	47 000	19 000	3 800	2,5	3 kablar	*2,2*	*3,1*
2	5,4	52 000	22 000	4 100	2,7	3 kablar	*2,1*	*3,2*
3	6,7	72 000	30 000	4 600	3,0	3 kablar	*2,0*	*3,7*
10	5,4	53 000	24 000	4 400	2,9	3 kablar	*2,0*	*3,1*
11	5,3	51 000	23 000	4 400	2,9	3 kablar	*2,0*	*3,1*
12	5,2	49 000	23 000	4 400	2,9	3 kablar	*2,0*	*3,0*
13	4,9	46 000	22 000	4 400	2,9	3 kablar	*2,0*	*2,9*
14	4,7	43 000	19 000	4 100	2,7	3 kablar	*2,1*	*2,9*
15	4,5	40 000	17 000	3 800	2,5	3 kablar	*2,2*	*2,9*

* Resultantlägets avstånd till momentpunkten.

I tabell 11 visas motsvarande beräkningar för pelar- och utskovsmonoliterna. Trots att dessa monoliter generellt klarar stabilitetskraven bättre än typmonoliterna undersöktes även här hur många spännkablar som krävs för att uppnå en stjälpsäkerhetsfaktor på mer än 2.

Tabell 11 Beräkningar för hur många spännkablar som varje pelar- och utskovsmonolit behöver för att få den beräknade stjälpsäkerhetsfaktorn till två samt de säkerhetsfaktorer som erhålls vid installering av 3 spännkablar

Monolit Nr	Hävarm spännkab.	M-stab = (M-stjälp*2)	Erfordrad M-stab	Erfordrad kraft	Antal erf. kablar		Ny s	Ny e*
4	12,2	300 000	60 000	4 900	3,2	3 kablar	*2,0*	*8,4*
6	12,3	360 000	110 000	9 200	6,1	3 kablar	*1,7*	*7,0*
8	10,0	78 000	11 000	1 100	0,8	3 kablar	*2,9*	*6,8*
9	9,5	73 000	5 000	500	0,4	3 kablar	*3,0*	*6,7*

* Resultantlägets avstånd till momentpunkten.

Beräkningar för vilka säkerhetsfaktorer som fås i fallet då en eller två kablar installeras finns redovisade i resultatkapitlet 4.3.2.

För att få fram de nya glidfaktorerna efter installering av spännkablarna togs värden av de tidigare beräknade totala horisontala och vertikala krafterna från tabell 8 och 9. Därefter dividerades de totala horisontala krafterna med summan av de totala vertikala krafterna och spännkablarnas bidrag till de vertikala krafterna.

4.3.2 Resultat och slutsats från beräkning av erforderlig spännkraft

En sammanställning av de nya säkerhetsfaktorerna efter installering av spännkablar visas i tabell 12.

Tabell 12 Sammanställning av beräknade säkerhetsfaktorer vid lastfall I efter installering av spännkablar. Gråmarkerade fält innebär att stabilitetskravet fortfarande inte är uppfyllt

Monolit	3 kablar			2 kablar			1 kabel		
Nr	s	e	μ	s	e	μ	s	e	μ
1	2,2	3,1	0,51	1,9	2,9	0,62	1,5	2,3	0,79
2	2,1	3,2	0,53	1,8	2,8	0,64	1,5	2,1	0,81
3	2,0	3,7	0,60	1,7	3,0	0,71	1,4	2,2	0,87
4	2,0	8,4	0,70	1,8	8,1	0,76	1,7	7,7	0,84
6	1,7	7,0	0,79	1,6	6,5	0,86	1,5	5,9	0,95
8	2,9	6,8	0,47	2,5	6,3	0,55	2,1	5,5	0,66
9	3,0	6,7	0,47	2,6	6,2	0,54	2,3	5,6	0,64
10	2,0	3,1	0,55	1,7	2,7	0,66	1,4	2,0	0,84
11	2,0	3,1	0,54	1,8	2,7	0,66	1,4	2,0	0,84
12	2,0	3,0	0,54	1,7	2,4	0,65	1,4	1,6	0,83
13	2,0	2,9	0,52	1,7	2,4	0,64	1,4	1,6	0,83
14	2,1	2,9	0,50	1,7	2,4	0,61	1,4	1,7	0,79
15	2,2	2,9	0,48	1,8	2,5	0,58	1,5	1,9	0,75

I tabell 12 kan man tydligt avläsa att installering av endast en spännkabel i de flesta fallen inte ger ett tillräckligt tillfredsställande resultat då många monoliter inte klarar de uppsatta säkerhetsfaktorerna. Det är endast för två monoliter, monolit 8 och 9, som samtliga stabilitetsvillkor uppfylls med en spännkabel. Om i stället två spännkablar installeras blir det en markant förbättring och samtliga monoliter klarar då att uppfylla stjälpningsvillkoret och förutom monolit 8 och 9 klarar nu även monolit 1 att uppfylla samtliga stabilitets-villkor. Däremot klarar flertalet monoliter inte stabilitetskravet med ett resultantläge inom kärngränsen och två monoliter har också problem med att uppfylla glidningsvillkoret. Vid installering av tre spännkablar uppfyller dock majoriteten av alla monoliter samtliga säkerhetsfaktorer, med undantag av monolit 6 som fortfarande inte har en tillräckligt låg glidfaktor.

Då borrhålen för spännkablarna ska placeras med ca en meters mellanrum är det inte möjligt att sätta fler än två spännkablar i bredd för pelarmonoliterna då dessa endast är två meter respektive 1,5 meter breda. Ett alternativ som inte har undersökts i detta arbeta är att placera spännkablarna längs med stödpelaren inom kärngränsen. Detta ger dock en kortare momentarm och då även ett mindre moment så fler spännkablar eller spännkablar med större spännkraft kan komma att krävas för att få samma stabiliserande effekt som då de

placeras i bredd. Förutom spännkablarnas placering är det också viktigt att genom hållfasthetsberäkningar för monoliterna undersöka hur dessa klarar av det extra trycket som spännkablarna ger då monoliterna ursprungligen inte är dimensionerade för denna punktlast.

Ur tabell 12 kan man avläsa att enligt dessa beräkningar behöver monolit 8 och 9 en spännkabel, monolit 1 behöver två spännkablar medan resterande monoliter behöver tre spännkablar för att uppnå stabilitetsvillkoren. Att installera endast en spännkabel per monolit är inte att rekommendera då man helst vill ha två som säkerhet. Detta innebär att följande kostnadsberäkning görs för 2 spännkablar på monolit 1, 8, 9 men även på monolit 4, 6 med hänsyn till dessa monoliters bredd. För de övriga monoliterna kommer beräkningar göras för 3 spännkablar. Detta ger en totalsumma på 34 stycken spännkablar.

4.4 KOSTNADSBERÄKNING OCH INVESTERINGSKALKYL FÖR DE OLIKA ÅTGÄRDERNA

För att beräkna kostnader för installering av spännkablarna användes även här handlingar från om och tillbyggnaden av Hammarforsens kraftverk (SwedPower, 2004b).

De spännkablar som här har använts vid beräkningarna är likadana spännkablar som användes vid Hammarforsens kraftverk. Kablarna är av typ VSL 5-12 super och med en spännkraft på 1 500 kN. Kostnad för varje spännkabel uppskattas till 100 000 SEK vid installering. Detta pris avser fullt färdigt arbete exklusive eventuell injektering och omborrning som kan krävas efter resultat från mätningar av vattenförlusten (SwedPower, 2004b). Då det antal spännkablar som enligt beräkningarna krävs är 34, blir det en total kostnad vid installering på 3,4 miljoner SEK. För att få denna kostnad jämförbar med kostnader för till exempel IR-elementen eller tryckluftsanläggningen, som båda har stora löpande kostnader i och med energiåtgång och veckotillsyn, måste man omvandla kostnaderna för spännkablarna till ett nuvärde enligt Administrativa Rådet (1990). Nuvärdet är summan av betalningarna omräknade till tidpunkt 0 med en given kalkylräntefot. Varje betalning omräknas till varje års nuvärde med ekvation 4.1 nedan.

$$Nuvärde_n = \frac{a}{(1+r)^n} \qquad (4.1)$$

I ekvation 4.1 är a betalningsnetto (inbetalningar - utbetalningar), r är räntefoten i decimalform och n är det år då betalningen inträffar. Respektive års nuvärden beräknas och summeras till ett som blir hela investeringens nuvärde, se tabell 13.

Tabell 13 Tabellen visar beräkningar av nuvärdet i fallet då 34 spännkablar installeras à 100 000 SEK/styck med tillsyn var 6:e år som kostar 250 000 SEK. Räntefoten är satt till 0,14 och dammens livslängd till 60 år.

År	**0**	**6**	**12**	**18**	**24**	**30**	**36**	**42**	**48**	**54**	**60**
Betalningsnetto	-3 400 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000	-250 000
Nuvärde	-3 400 000	-113 897	-51 890	-23 640	-10 770	-4 907	-2 235	-1 018	-464	-211	-96

Summa nuvärde -3 609 129

Som tabellen visar blir nuvärdet för spännkablarna på 60 år ungefär -3,6 miljoner kronor då räntefoten är 0,14. För att kunna jämföra, med avseende på kostnad, åtgärden med spännkablar med IR-elementen och tryckluftsanläggningen beräknas även ungefärliga nuvärden för dessa åtgärder.

Vid beräkning av nuvärdet för IR-element och tryckluftsanläggning används samma metod som för spännkablarna men för dessa åtgärder blir de fortlöpande kostnaderna betydligt fler. Både IR-elementen och tryckluftsanläggningen kräver tillsyn en gång/vecka vilket uppskattas bli en genomsnittlig kostnad på 300 SEK/tillsynstillfälle (Burstedt muntligen, 2005). Denna kostnad kan dock variera då vissa tillsynstillfällen kräver mer tid, t.ex. vid reparationer, och vissa tillsynstillfällen endast kräver en snabb tillsyn. Tillsynen utförs endast under vinterhalvåret, uppskattningsvis 6 månader/år, vilket ger en tillsynskostnad på 7 800 SEK/år. Även kostnaden för energiförbrukningen är fortlöpande. IR-element som är 2,19 meter långa och har en effekt på 2000 W kan fördelaktligen användas för att få isfrihållning. Då dammen är 110 meter lång krävs det 50 stycken IR-element som tillsammans ger en total effekt på 100 000 W. Då IR-elementen måste användas dygnet runt under vintermånaderna (6 månader/år) blir den totala energiförbrukningen 438 000 kWh/år. Kompressorn kräver en lägre effekt för isfrihållning jämfört med IR-elementen då mindre av energin går förlorad. Kompressorns effekt uppskattas till totalt 25 000 W och då kompressorn på samma sätt som med IR-elementen måste användas dygnet runt under 6 månader/år blir energiförbrukningen totalt 109 500 kWh/år. Denna energi tas från det lokala nätet och man slipper då momsen vilket ger ett uppskattat energipris på 0,6 SEK/kWh. Detta ger en energikostnad för IR-elementen på 262 800 SEK/år och 65 700 SEK/år för kompressorn. Investeringskostnaden blir däremot lägre jämfört med för spännkablarna. En kompressor beräknas kosta 250 000 SEK och inköp och installering av slangar kan tänkas kosta 200 000 SEK. Kompressorn behöver även en liten uppvärmd byggnad för att underlätta vid reparationer och underhåll. Detta kan uppskattas bli en extra kostnad på 50 000 SEK vilket ger en total investeringskostnad på 500 000 SEK för tryckluftsanläggningen. För IR-elementen behövs 50 stycken element à 1 600 SEK/styck plus en installationskostnad på ungefär 100 000 SEK vilket ger en totalkostnad på 180 000 SEK för IR-elementen. IR-elementen och tryckluftsanläggningen har också en kortare livslängd jämfört med spännkablarna och man kan antaga att tryckluftsanläggningens delar måste bytas ut med jämna mellanrum (var 15:e år) till en kostnad av ca 450 000 SEK och samtliga IR-element måste bytas ut med 10 års mellanrum till inköps- och installationskostnaden (180 000 SEK). Respektive års nuvärden för båda åtgärderna beräknas och summeras till ett nuvärde som blir respektive investerings hela nuvärde (se tabell 14 och 15).

Tabell 14 Beräkningar av nuvärdet för IR-element då energiförbrukningen beräknas till 438 000 kWh/år och 1 kWh kostar 0,6 SEK. Räntefoten sattes till 0,14 och dammens livslängd till 60 år

År	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Betalningsnetto	-450 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-450 600
Nuvärde	-450 600	-237 368	-208 218	-182 647	-160 217	-140 541	-123 282	-108 142	-94 861	-83 212	-121 547
År		**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**
Betalningsnetto		-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-450 600
Nuvärde		-64 029	-56 165	-49 268	-43 218	-37 910	-33 254	-29 171	-25 588	-22 446	-32 786
År		**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
Betalningsnetto		-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-450 600
Nuvärde		-17 271	-15 150	-13 290	-11 658	-10 226	-8 970	-7 869	-6 902	-6 055	-8 844
År		**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39**	**40**
Betalningsnetto		-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-450 600
Nuvärde		-4 659	-4 087	-3 585	-3 145	-2 758	-2 420	-2 123	-1 862	-1 633	-2 386
År		**41**	**42**	**43**	**44**	**45**	**46**	**47**	**48**	**49**	**50**
Betalningsnetto		-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-450 600
Nuvärde		-1 257	-1 102	-967	-848	-744	-653	-573	-502	-441	-644
År		**51**	**52**	**53**	**54**	**55**	**56**	**57**	**58**	**59**	**60**
Betalningsnetto		-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-270 600	-450 600
Nuvärde		-339	-297	-261	-229	-201	-176	-154	-135	-119	-174

Summa nuvärde -2 449 176

Tabell 15 Beräkningar av nuvärdet för en tryckluftsanläggning. Energiförbrukningen beräknas uppgå till 109 500 kWh per år och 1 kWh kostar 0,6 SEK. Även här sattes räntefoten till 0,14 och dammens livslängd till 60 år

År	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Betalningsnetto	-573 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500
Nuvärde	-573 500	-64 474	-56 556	-49 610	-43 518	-38 174	-33 486	-29 373	-25 766	-22 602	-19 826
År		**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**
Betalningsnetto		-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-523 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500
Nuvärde		-17 391	-15 256	-13 382	-11 739	-73 341	-9 033	-7 923	-6 950	-6 097	-5 348
År		**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
Betalningsnetto		-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-523 500
Nuvärde		-4 691	-4 115	-3 610	-3 166	-2 778	-2 436	-2 137	-1 875	-1 645	-10 275
År		**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39**	**40**
Betalningsnetto		-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500
Nuvärde		-1 265	-1 110	-974	-854	-749	-657	-577	-506	-444	-389
År		**41**	**42**	**43**	**44**	**45**	**46**	**47**	**48**	**49**	**50**
Betalningsnetto		-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-523 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500
Nuvärde		-341	-299	-263	-230	-1 439	-177	-156	-136	-120	-105
År		**51**	**52**	**53**	**54**	**55**	**56**	**57**	**58**	**59**	**60**
Betalningsnetto		-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-73 500	-523 500
Nuvärde		-92	-81	-71	-62	-55	-48	-42	-37	-32	-202

Summa nuvärde -1 171 584

Ur tabell 14 och 15 kan man utläsa att nuvärdet för IR-elementen på 60 år blir ca 2,4 miljoner SEK och nuvärdet för tryckluftsanläggningen på 60 år blir ca 1,2 miljoner SEK.

I beräkningarna av nuvärdet gjordes ett antal antaganden och uppskattningar. Energiförbrukningen för de båda isfrihållande åtgärderna är endast uppskattade värden och även inköps- och installationskostnaderna är uppskattade. Räntefoten sattes i beräkningarna till 0,14. Vid fortsatt arbete och jämförelse med ytterligare åtgärder (t.ex. kompletterande

betonggjutning) kan man enkelt ändra dessa uppskattningar till mer exakta värden för att få en mer noggrann bestämning av nuvärdet för de olika åtgärderna.

4.5 SLUTSATSER AV ÅTGÄRDSFÖRSLAG

Ur nuvärdesberäkningarna kan man klart se att med en livstid för dammen på 60 år är åtgärden med spännkablar den dyraste och åtgärden med tryckluftsanläggningen den billigaste då nuvärdet för spännkablar är ungefär tre gånger så stort som nuvärdet för tryckluftsanläggningen. Dessa beräkningar tar dock endast upp de rent ekonomiska aspekterna och inte hur de respektive åtgärderna praktiskt fungerar. Om man även tar med de olika åtgärdernas positiva och negativa sidor i bedömningen (t.ex. att med IR-elementen och tryckluftsanläggningen är dammen oskyddad från isens last vid driftbrott) samt slutsatserna från stabilitetsberäkningarna kan man konstatera att spännkablar är att föredra, i alla fall för de monoliter som inte klarar stabilitetskraven vid lastfallen utan islast (typmonoliter 2-3 och 10-13 samt monolitenheten 4-7a). I detta arbete har dock inte åtgärden med kompletterande betonggjutning på pelarna utretts vilket kan tänkas vara ett bra alternativ som stabiliserande åtgärd.

Utifrån de beräkningar som gjorts i detta arbete är tryckluftsanläggningen den mest ekonomiska lösningen på islastproblemet men med hänsyn till stabiliteten även utan islast och faktumet att dammkonstruktionen är oskyddad från isens last vid ett driftbrott är spännkablar det bästa alternativet som utretts här. En bra lösning skulle kunna vara en kombination av spännkablar och tryckluftsanläggning där tryckluftsanläggningen skulle installeras på dammens uppströmssida för att motverka uppkomsten av islast och spännkablar skulle installeras på de ovan nämnda monoliter som har problem med stabilitet vid lastfallen utan islast. Ytterligare investeringskalkyler skulle då behöva utföras för att kontrollera investeringskostnaden för denna åtgärdskombination.

5 REKOMMENDATIONER OCH FORTSATT ARBETE

Eftersom stabilitetsberäkningarna visar att samtliga monoliter på Skålandammen har problem med att klara de uppsatta stabilitetskraven enligt RIDAS, och då dessa föreskrifter bör följas, rekommenderar jag att någon slags åtgärd övervägs. Åtgärder bör främst riktas in på de monoliter som inte klarar stabiliteten vid det vanliga lastfallet utan islast, men om resurser finns även för övriga monoliter som inte uppfyller lastfallet med islast, vilket även är föreskrivet i RIDAS. Nedan presenteras förslag på fortsatt arbete för att öka Skålan-dammens stabilitet.

- Ytterligare stabilitetsberäkningar med en noggrannare beräkningsmetod bör utföras för utskovsmonoliterna (främst för monolitenheten 4-7a som enligt beräkningarna är längst ifrån att klara de uppsatta stabilitetskraven men även för monolitenheten 7b-8) och för typmonoliterna i anslutning till utskoven (2-3 samt 10-13) där de beräknade säkerhetsfaktorerna ligger nära de uppsatta enligt RIDAS. Förslag på beräkningsmetod är t.ex. en Femanalys där utskoven ritas upp och en noggrannare bestämning av lastfördelningen på de olika ingående delarna i utskoven kan göras.

- När mer omfattande stabilitetsberäkningar har utförts på utskovs- och typmonoliterna och man fått en bättre bild på hur de olika monoliterna klarar stabilitetsvillkoren, kan de stabilitetshöjande åtgärderna som spännkablar och kompletterande betonggjutning i första hand undersökas för de monoliter som inte klarar kraven på stabilitet vid vanligt lastfall utan is (lastfall III). När det gäller spännkablar måste även utredningar för de aktuella monoliterna utföras med avseende på hur de klarar den extra punktlasten från spännkablarna. Därefter kan en nuvärdesberäkning utföras för de båda åtgärderna för att jämföra vilken åtgärd som är bäst ekonomiskt sett.

- Det sista steget i arbetet för att öka Skålandammens stabilitet är att bestämma vilken eller vilka åtgärder som krävs för de återstående monoliterna som ingår i Skålandammen och som har problem med att uppfylla stabilitetskraven vid lastfallet med en islast på 200 kN/m. Installering av de isfrihållande åtgärderna medför att dammen inte är stabil vid t.ex. ett driftbrott och uppfyller då alltså inte de uppsatta stabilitetsvillkoren enligt RIDAS men är däremot billigare än den stabilitetshöjande åtgärden med spännkablar. Därför måste man här ta med både en ekonomisk bedömning samt en bedömning av risken för dammbrott vid beslut av vilken åtgärd som bör utföras. Ett förslag är en kombination av tryckluftsanläggning över hela dammen med spännkablar eller kompletterande betonggjutning på de mest utsatta delarna (d.v.s. utskov och anslutande monoliter).

I allmänhet finns det relativt lite information om hur stor isens verkliga last på dammkonstruktioner kan bli. Många lovande försök har utförts både i fält och i laboratorier men då isens egenskaper varierar stort är det svårt att prediktera hur stor isens last kan bli på en specifik plats. För att få en något bättre bild av hur stor isens verkliga last är på t.ex. en dammkonstruktion kan man simulera isen på magasinet vid ogynnsamma förhållanden (inget snötäcke på isen, få sprickor i isen, stor temperaturhöjning etc.) med t.ex. den finita elementmetoden. Som tidigare nämnts krävs dock detta en hel del förarbete och denna modell bör även verifieras med fältmätningar.

6 REFERENSER

Publicerade källor

Administrativa Rådet (1990). *Investeringskalkylering för energiföretag.* Stockholm.

Alexandersson, H. och Eggertsson Karlström, C. (2001). *Temperaturen och nederbörden i Sverige 1961-1990, referensnormaler - utgåva 2.* SMHI, Meteorologi Nr 99.

Ashton, G. (redaktör) (1986). *River and lake engineering*, Water resources publications. Book Crafters, Inc. Chelsea, Michigan, USA (ISBN 0-918334-59-4)

Azarnejad, A. och Hrudey, T.M. (1998). *A numerical study of thermal ice loads on structures.* Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, s 557-568.

Bergh, H. (2004). *Kompendium i Vattenbyggnad*, KTH Mark- och Vattenbyggnad avdelningen Vattenbyggnad.

Bergström, S. (1999). *Höga vattenflöden i reglerade älvar*, SMHI, Fakta nr 1 (ISSN 1404-0417)

Danielsen, O. (1990). *Numerisk simulering av islaster mot konstruksjoner*, examensarbete 1990:142 E, Avdelningen för Byggnadsmekanik, Luleå.

Desai, C. och Abel, J. (1972). *Introduction to the Finite Element Method – a numerical method for engineering analysis.* Van Nostrand Reinhold Company, New York.

Eklund, A. (1998). *Istjocklek på sjöar – en statistisk bearbetning av SMHIs mätningar.* SMHI, Hydrologi Nr 76.

Ekström, T. (2002). *Islaster mot hydrauliska konstruktioner, med inriktning mot betongdammar.* Litteraturstudie och styrande parametrar. Rapport 02:03, Elforsk.

ICOLD (1996). *Dams and related structures in cold climate – design guidelines and case studies.* Bulletin 105.

Löfquist, B. (1987). *Istryck mot bropelare*, Publikation 1987:43, Vägverket, Sverige

Michel, B. (1970). *Ice Pressure on Engineering Structures.* Cold regions science and engineering Monograph III-B1b.

Mill, O. (2003). *Dammsäkerhet - egenkontroll och tillsyn.* Svenska Kraftnät (ISBN 91-970-190-4-6)

Norconsult (2004). *FDU - Fördjupad dammsäkerhetsutvärdering,* E.ON Vattenkraft AB:s arkiv i Sundsvall.

Petersson, T. och Sundquist, H. (2003). *Spännbetong,* Rapport 46, Byggkonstruktion 1997, Utgåva 3, Universitetsservice US AB, Stockholm (ISSN 1103-4289).

Raab, B. och Vedin, H. (temaredaktörer) (1995). *Klimat, sjöar och vattendrag,* Sveriges National Atlas, Bokförlaget Bra Böcker, Höganäs (ISBN 91-87760-31-2).

Svensk Energi (2002). *RIDAS, Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet*, Reviderad 2002, (ISBN 91-7622-174-1)

Svensk Energi (2000). *Vägledning för tillämpning av RIDAS, Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet,* kapitel 3:3, Betongdammar, Tillämpningsanvisningar (2000-04-19)

SwedPower AB (2004a). *Anvisningar för utförande av permanenta spännkabelförankringar i bergförankringar*, Handling 13.2, Projektarbete Hammarforsen Damm, anvisningar spännkablar (2004-06-24).

SwedPower AB (2004b). *Hammarforsens kraftverk - höger kröndamm om och tillbyggnad*, mängdbeskrivning, handling 09, förfrågningsunderlag, uppdrag nr 1954 100 (2004-06-24). Med tillhörande ritningar K02:30:100, K02:33:1101, K02:33:1102, K02:33:1103, K02:33:1104, K02:33:1105, K02:331201, K02:33:1202, K02:33:2101, K02:33:2102, K02:33:2103, K02:33:01, K02:33:02, K02:33:03.

Wiberg, U., Eriksson, H. och Engström, Å. (2003). *Betongdammar*, delkapitel av kursmaterial till kursen Dammar och Dammsäkerhet.

Internetkällor

Backer BHV AB. *IR-element,* http://www.backer.se/nytt/sidor/luftuppv/infra.asp (2005-08-30)

BIAB-Tryckluft AB. *Tryckluftsguiden,* http://www.biab-tryckluft.se/ (2005-08-30)

Mill, O. (2005). *Dammsäkerhet – egenkontroll och tillsyn,* Svensk Energi, http://www.svk.se/upload/3556/DAMSAK_CC.pdf (2005-09-08)

Mill, O. och Fridolf, T. (2004). *Dammsäkerhet i Sverige*, Sammanställning baserad på: Dammägares årsrapportering till nio länsstyrelser om dammsäkerhet årsskiftet 2002/2003 och Flödeskonferensens uppföljning av anpassningen till Flödeskommitténs riktlinjer mars 2004, Svenska Kraftnät, http://www.svk.se/upload/3402/Dammsakerhet_Sverige_rapport_040519.pdf (2005-09-06)

Spännarmering AB. *Teknik*, http://www.spannarmering.se/ (2005-08-31)

Vattenfall. *Om Vattenfall: Energikunskap: Vatten: Vattenkraften drivs av solen*, http://www.vattenfall.se/om_vattenfall/energikunskap/vatten/ (2005-09-08)

Muntliga källor

Kenneth Burstedt, Dammsäkerhetsansvarig, Sydkraft AB Vattenkraft, 2005-09-12

Krister Wictorsson, Sales Engineer, Backer BHV AB, 2005-07-13

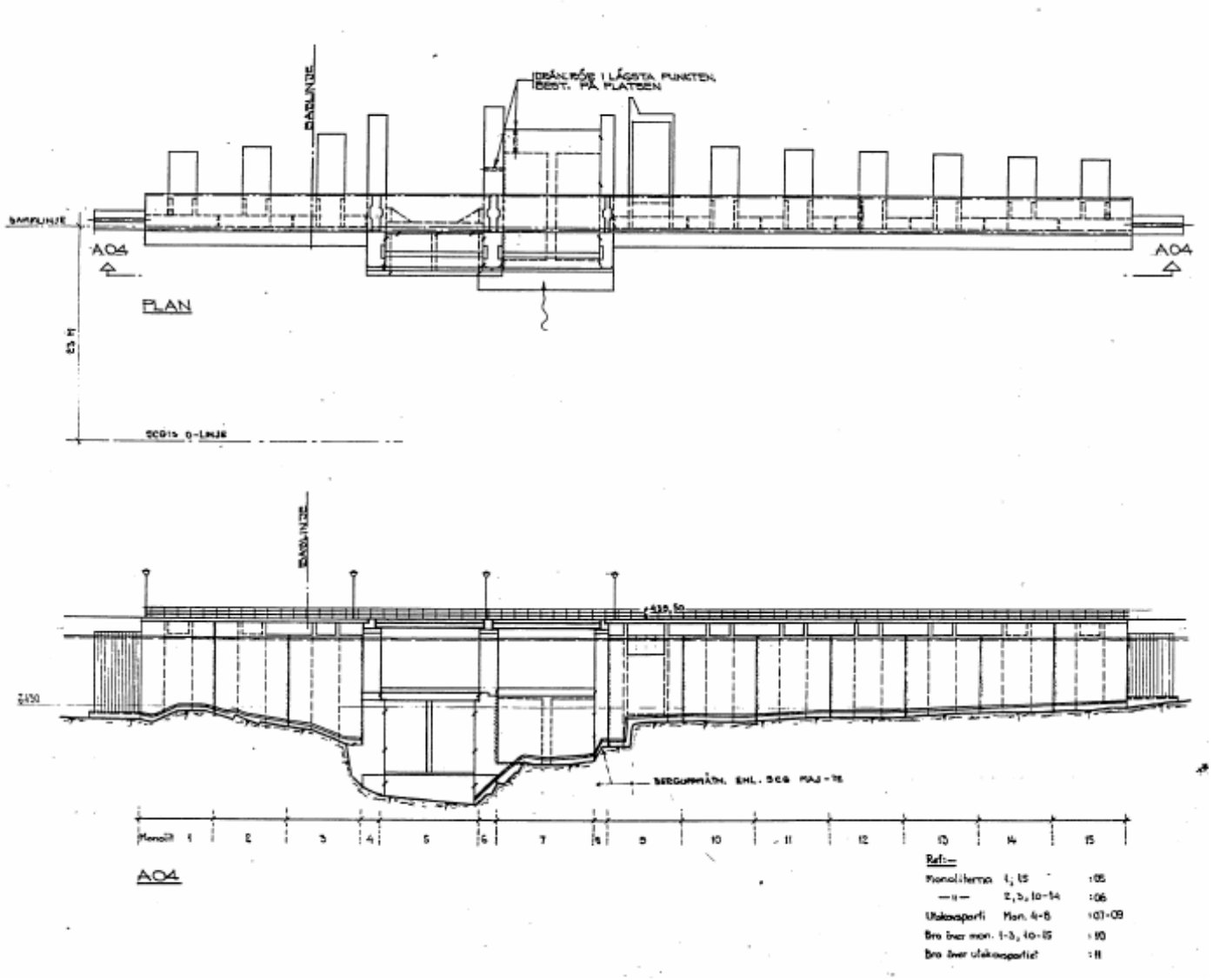
Övriga källor

Vattenbyggnadsbyrån (VBB), 1972. *Ritningarna I:02:04, I:02:05, I:02:06, I:02:07, I:02:08, I:02:09, I:02:12, I:02:13, I:02:020, I:02:021,* från arkivet på E.ON. Vattenkraft Sverige AB i Sundsvall.

Vattenbyggnadsbyrån (VBB), 1965. *Översiktsplan I:100*, reg. nr 10074, från arkivet på E.ON. Vattenkraft Sverige AB i Sundsvall.

APPENDIX I

ÖVERSIKTSRITNING I:02:04 AV SKÅLANDAMMEN



APPENDIX II

MÅTT PÅ SKÅLANDAMMENS MONOLITER

Tabell II.1 Avlästa och uppmätta mått på typmonoliterna från ritning I:02:04. H står för höjden, B för bredden, D för djupet och v står för delens volym. Broplattan har samma bredd som frontplattan

Monolit	Frontplatta				Pelare				Broplatta		
Nr	H [m]	B [m]	D [m]	v1 [m3]	H [m]	B [m]	L [m]	v2 [m3]	H' [m]	D' [m]	v3 [m3]
1	9,9	8,00	1,20	95	8,6	3,00	6,9	89	0,400	4,00	12,8
2	10,3	8,00	1,20	95	9,0	3,00	7,2	97	0,400	4,00	12,8
3	10,6	8,00	1,20	102	10,6	3,00	8,5	135	0,400	4,00	12,8
10	9,1	8,00	1,20	87	9,1	3,00	7,2	98	0,400	4,00	12,8
11	8,9	8,00	1,20	85	8,9	3,00	7,1	95	0,400	4,00	12,8
12	8,7	8,00	1,20	84	8,7	3,00	7,0	91	0,400	4,00	12,8
13	8,4	8,00	1,20	81	8,4	3,00	6,7	85	0,400	4,00	12,8
14	9,5	8,00	1,20	87	8,2	3,00	6,5	80	0,400	4,00	12,8
15	9,2	8,00	1,20	88	7,9	3,00	6,3	75	0,400	4,00	12,8

Tabell II.2 Avlästa och uppmätta mått på pelarmonoliterna från bl.a. ritningarna I:02:07 och I:02:04. Pelarmonoliterna delas upp i två delar, V1 och V2. B1 står för bredden på pelaren, D för djupet/längden på respektive del, H för höjden på respektive del och v står för delens volym. Broplattan har samma höjd och djup som i tabell II.1 och B2 motsvarar den bredd på broplattan som pelaren tar last från

Pelare		V1			V2			Broplatta	
Nr	B1 [m]	D [m]	H [m]	v1 [m3]	D [m]	H [m]	v2 [m3]	B2 [m]	v3 [m3]
4	2,00	7,00	17,7	248	11,3	14,1	159	7,3	11,6
6	2,00	7,00	18,0	252	11,5	14,4	166	12,5	20,0
8	1,50	7,00	13,6	143	8,0	10,0	60	6,8	10,8

Tabell II.3 Avlästa och uppmätta mått på skiborden hos utskovsmonoliterna 5 och 7 samt utskovsmonolit 9 från ritningarna I:02:07, I:02:08, I:02:09 och I:02:12. Skibordet på utskovsmonolit 5 delas upp i fyra delar (V1-V4), skibordet på utskovsmonolit 7 delas upp i 9 delar (V1-V9) och utskovsmonoliten 9 delas upp i 10 delar (V1-V10). Samtliga bredder på monoliterna (B), höjder (H), och längder (L) är uppmätta och redovisade i meter i tabellen och de uträknade volymerna för respektive del är redovisade i m^3.

Utskov		**V1**			**V2**			**V3**			**V4**			
Nr	**B**	**H1**	**L1**	**v1**	**H2**	**L2**	**v2**	**H3**	**L3**	**v3**	**B1**	**H4**	**L4**	**v4**
5	10,5	1,5	4,9	77,2	7,7	1,2	97,0	2,9	5,4	164	0,5	7,7	3,7	14,2

Utskov		**V1**			**V2**			**V3**				**V4**		
Nr	**B**	**H1**	**L1**	**v1**	**H2**	**L2**	**v2**	**B1**	**L3**	**H3**	**v3**	**H4**	**L4**	**v4**
7	10,5	7,7	1,2	96,9	1,3	4,9	65,3	0,9	6,7	6,7	89,5	1,0	3,1	31,1

Utskov		**V5**			**V6**			**V7**			**V8**			**V9**	
Nr	**B2**	**H5**	**L5**	**v5**	**H6**	**L6**	**v6**	**H7**	**L7**	**v7**	**H8**	**L8**	**v8**	**B3**	**v9**
7	1,0	6,4	0,8	29,4	6,4	3,0	18,9	4,7	3,1	19,8	4,7	3,7	8,7	0,8	36,0

Utskov		**V1**			**V2**			**V3**			**V4**			
Nr	**L**	**H1**	**B1**	**v1**	**H2**	**B2**	**v2**	**H3**	**B3**	**v3**	**L1**	**H4**	**B4**	**v4**
9	1,2	13,1	1,5	23,6	7,3	4,0	35,0	9,1	1,5	16,4	3,5	10,6	0,5	18,6

Utskov		**V5**			**V6**			**V7**				**V8**			
Nr	**L2**	**H5**	**B5**	**v5**	**H6**	**B6**	**v6**	**L3**	**H7**	**B7**	**v7**	**L4**	**H8**	**B8**	**v8**
9	8,5	10,6	0,5	22,5	13,1	0,5	22,9	10,5	13,1	0,5	34,4	1,5	6,4	4,0	38,1

Utskov		**V9**			**V10**		
Nr	**L5**	**H9**	**B9**	**v9**	**L6**	**H10**	**v10**
9	5,1	6,4	4,0	64,8	4,3	1,0	17,2

APPENDIX III

SAMMANSTÄLLNING AV LASTER PÅ TYPMONOLITERNA VID OLIKA LASTFALL

Lastfall I

Tabell III.1 Laster i kN på typmonoliter vid lastfall I

Monolit Nr	V1	V2	Bro	P	U	I
1	2 186	2 041	294	2 756	398	1 600
2	2 185	2 236	294	3 098	422	1 600
3	2 346	3 116	294	4 347	500	1 600
10	1 998	2 261	294	3 133	425	1 600
11	1 965	2 186	294	3 028	418	1 600
12	1 926	2 101	294	2 907	409	1 600
13	1 855	1 947	294	2 690	394	1 600
14	1 997	1 833	294	2 528	382	1 600
15	2 031	1 723	294	2 310	365	1 600

Tabell III.2 Laster i kN på pelarmonoliter vid lastfall I

Pelare Nr	V1	V2	Bro	P	U	I
4	5 699	3 658	267	2 624	729	400
6	5 796	3 815	460	2 723	743	400
8	3 284	1 380	248	1 098	363	300

Tabell III.3 Laster i kN på utskovsmonoliter vid lastfall I

Utskov Nr	V1	V2	V3	P1	P2	P3	U1	U2	I	V4
5	1 775	2 231	3 782	15 895	779	6 395	2 642	4 933	2 100	328

Utskov Nr	V1	V2	V3	V4	P1a	P1b	P1c	P2	U	I	V5	V6	V7	V8	V9
7	2 229	1 503	2 059	709	1 475	3 105	4 279	779	818	2 100	677	434	394	198	776

Utskov Nr	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	P1	P2	U	I	Bro
9	542	806	377	427	517	527	789	876	1 484	396	3 582	53	454	1 600	294

Lastfall II

Tabell III.4 Laster i kN på typmonoliter vid lastfall II

Monolit Nr	V1	V2	Bro	P	U	I
1	2 186	2 041	294	2 756	398	800
2	2 185	2 236	294	3 098	422	800
3	2 346	3 116	294	4 347	500	800
10	1 998	2 261	294	3 133	425	800
11	1 965	2 186	294	3 028	418	800
12	1 926	2 101	294	2 907	409	800
13	1 855	1 947	294	2 690	394	800
14	1 997	1 833	294	2 528	382	800
15	2 031	1 723	294	2 310	365	800

Tabell III.5 Laster i kN på pelarmonoliter vid lastfall II

Pelare Nr	V1	V2	Bro	P	U	I
4	5 699	3 658	267	2 624	729	200
6	5 796	3 815	460	2 723	743	200
8	3 284	1 380	248	1 098	363	150

Tabell III.6 Laster i kN på utskovsmonoliter vid lastfall II

Utskov Nr	V1	V2	V3	P1	P2	P3	U1	U2	I	V4
5	1 775	2 231	3 782	15 895	779	6 395	2 642	4 933	1 050	328

Utskov Nr	V1	V2	V3	V4	P1a	P1b	P1c	P2	U	I	V5	V6	V7	V8	V9
7	2 229	1 503	2 059	709	1 475	3 105	4 279	779	818	1 050	677	434	394	198	776

Utskov Nr	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	P1	P2	U	I	Bro
9	542	806	377	427	517	527	789	876	1 484	396	3 582	53	454	800	294

Lastfall III

Tabell III.7 Laster i kN på typmonoliter vid lastfall III

Monolit Nr	V1	V2	Bro	P	U
1	2 186	2 041	294	2 756	398
2	2 185	2 236	294	3 098	422
3	2 346	3 116	294	4 347	500
10	1 998	2 261	294	3 133	425
11	1 965	2 186	294	3 028	418
12	1 926	2 101	294	2 907	409
13	1 855	1 947	294	2 690	394
14	1 997	1 833	294	2 528	382
15	2 031	1 723	294	2 310	365

Tabell III.8 Laster på pelarmonoliter vid lastfall III

Pelare Nr	V1	V2	Bro	P	U
4	5 699	3 658	267	2 624	729
6	5 796	3 815	460	2 723	743
8	3 284	1 380	248	1 098	363

Tabell III.9 Laster på utskovsmonoliter vid lastfall III

Utskov Nr	V1	V2	V3	P1	P2	P3	U1	U2	V4					
5	1 775	2 231	3 782	15 895	779	6 395	2 642	4 933	328					
Utskov Nr	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**P1a**	**P1b**	**P1c**	**P2**	**U1**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**
7	2 229	1 503	2 059	709	1 475	3 105	4 279	779	818	677	434	394	198	776
Utskov Nr	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**	**V10**	**P1**	**P2**	**U**	**Bro**
9	542	806	377	427	517	527	789	876	1 484	396	3 582	53	454	294

Lastfall IV

Tabell III.10 Laster i kN på typmonoliter vid lastfall IV

Monolit Nr	V1	V2	Bro	P	U
1	2 186	2 041	294	3 460	446
2	2 185	2 236	294	3 842	470
3	2 346	3 116	294	5 221	548
10	1 998	2 261	294	3 881	473
11	1 965	2 186	294	3 764	466
12	1 926	2 101	294	3 629	457
13	1 855	1 947	294	3 386	442
14	1 997	1 833	294	3 204	430
15	2 031	1 723	294	2 958	413

Tabell III.11 Laster i kN på pelarmonoliter vid lastfall IV

Pelare Nr	V1	V2	Bro	P	U
4	5 699	3 658	267	2 958	774
6	5 796	3 815	460	3 063	788
8	3 284	1 380	248	1 287	393

Tabell III.12 Laster i kN på utskovsmonoliter vid lastfall IV

Utskov Nr	V1	V2	V3	P1	P2	P3	U1	U2	V4					
5	1 775	2 231	3 782	17 774	926	6 836	3 030	5 216	328					
Utskov Nr	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**P1a**	**P1b**	**P1c**	**P2**	**U**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**
7	2 229	1 503	2 059	709	2 084	3 105	5 087	926	881	677	434	394	198	776
Utskov Nr	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**	**V10**	**P1**	**P2**	**U**	**Bro**
9	542	806	377	427	517	527	789	876	1 484	396	4 379	85	502	294

APPENDIX IV

MOMENTARMAR

Tabell IV.1 Uppmätta momentarmar i m för typmonoliterna

Monolit	Stabiliserande			Stjälpande		
Nr	V1	V2	Bro	P	U	I
1	7,5	4,6	6,6	2,8	7,7	8,0
2	7,8	4,8	6,9	2,9	8,0	8,5
3	9,1	5,7	8,2	3,5	9,3	10,1
10	7,8	4,8	6,9	3,0	8,0	8,5
11	7,7	4,7	6,8	2,9	7,9	8,4
12	7,6	4,7	6,7	2,8	7,8	8,2
13	7,3	4,5	6,4	2,7	7,5	7,9
14	7,1	4,3	6,2	2,7	7,3	7,6
15	6,9	4,2	6,0	2,5	7,1	7,3

Tabell IV.2 Uppmätta momentarmar i m för pelar- och utskovsmonoliterna

Pelare Nr	V1	V2	Bro	P	U	I
4	14,8	7,5	12,8	5,4	16,8	15,9
6	15,0	7,7	13,0	5,5	17,0	16,2
8	11,5	5,3	9,5	4,0	13,0	11,8

Utskov Nr	V1	V2	V3	P1	P2	P3	U1	U2	I	V4
5a*	16,2	14,4	16,5	4,5	18,0	17,1	16,8	17,4	15,8	15,6
5b**	16,5	14,6	16,7	4,8	18,2	17,3	17,1	17,6	16,1	15,9

Utskov Nr	V1	V2	V3	V4	P1a	P1b	P1c	P2	U1	I	V5	V6	V7	V8	V9
7a**	-	-	-	-	13,0	-	-	-	-	16,2	-	-	-	-	-
7b***	14,2	11,2	5,4	1,5	-	2,6	3,8	14,1	14,4	-	13,1	11,4	8,3	5,6	5,4
7c****	14,8	11,7	5,9	2,1	8,6	1,7	2,9	14,7	15,0	11,8	-	-	-	-	-

Utskov Nr	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	P1	P2	U	I	Bro
9	12,4	12,4	12,4	11,2	6,7	11,2	6,0	11,0	8,6	3,1	4,2	12,6	12,6	9,9	11,5