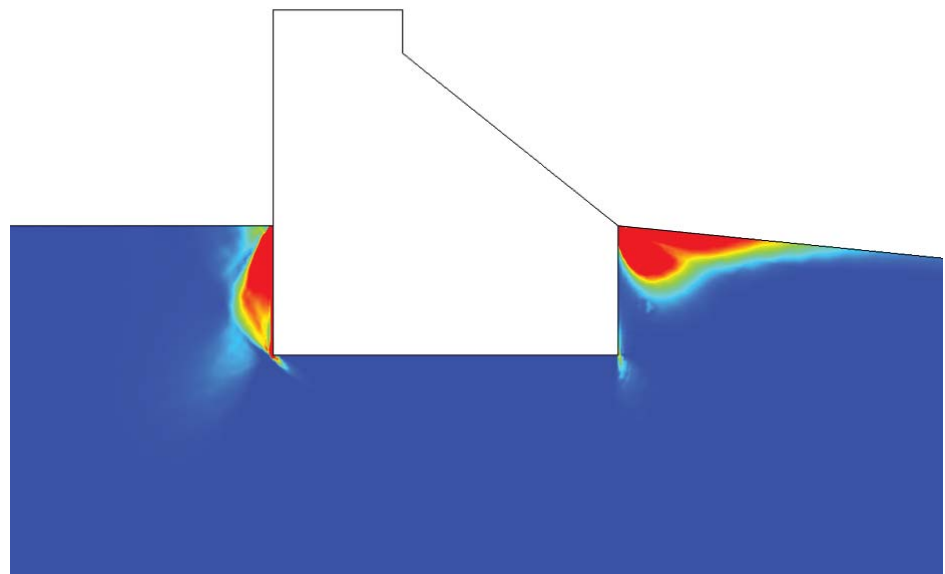




LUND
UNIVERSITY



FEM-ANALYS AV BETONGDAMMAR GRUNDLAGDA PÅ JORD

ELINOR LJUNGGREN

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--18/5060--SE (1-118) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

FEM-ANALYS AV BETONGDAMMAR GRUNDLAGDA PÅ JORD

ELINOR LJUNGGREN

Supervisors: **ERIKA TUDISCO**, PhD, Geotechnical Engineering, LTH, Lund;
Professor **OLA DAHLBLOM**, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund
and **TOMAS EKSTRÖM**, PhD, ÅF Division International.

Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Senior Lecturer, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2018 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, July 2018 (PI).

For information, address:

Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.geoteknik.lth.se

Abstract

The main purpose with this work was to analyze and to estimate resistance of soil when applying a structure of concrete. Today, the directions of how to design dams of concrete, which are founded on soil, are quite poor. To clarify how and why the soil breaks, there will be a simulation in COMSOL Multiphysics. There will also be simulation in GeoStudio to compare the results with the results from COMSOL Multiphysics. The study ends with a calculation according to RIDAS and Eurocode, and a comparasion of these two with COMSOL Multiphysics and GeoStudio.

One case is investigated in this study, with the prospect to decide when the dam fails due to the ice-load. The concrete dam is founded on sand with a water load up-streams and an ice load is increasing until the dam fails.

To determine at which ice-load the dam fails, there were several tests. The assessment after checking the earth pressure was that the dam will fail when the ice-load is 225 kN, because of unreasonable values. The conclusion when the ratio between displacements in x-direction and the ice-load was presented was that the dam will not break due to sliding. The ratio between total stress, σ_x , and the ice-load indicated that the dam will start to fail due to rotation.

The model in COMSOL Multiphysics was built with two domains, one for the soil and one for the concrete dam, and these two domains were connected as a "union". This type of connection is very strong and they can't move without affecting the other one. The connection "union" is also affecting the movements of the dam and this is probably why it's hard to distinguish a clear dam failure when the ratio between the ice-load and the deformation in x – direction is plotted. For the down-stream side the values K and σ'_x are more likely to agree with empirical values because there is compressive stress on that side of the dam.

The results from GeoStudio show that the concrete dam can sustain a lot bigger ice-load compared to the hand calculations and to COMSOL Multiphysics. Probably, this depends on that a different type of failure will occur before the slope failure.

The comparison between RIDAS and Eurocode, that was made by hand calculation, showed that the failure load due to sliding and due to earth resistance is smaller according to Eurocode. However, the failure load due to overturn was higher according to Eurocode.

When these results were compared with the results from COMSOL Multiphysics, it appears that dam failure will appear at a lower ice-load according to RIDAS and Eurocode. A difference is that the design friction angle is used in the hand calculations (RIDAS, Eurokod), and the characteristic friction angle is used in the COMSOL simulation. This is also affecting the comparison between the results.

Sammanfattning

Arbetets huvudfokus var att analysera samt beräkna bärförmågan och lasteffekten vid anläggning av betongkonstruktioner på jord. Idag finns det få anvisningar om hur betongdammar, vilka anläggs på jord, ska analyseras och framförallt hur en modellering av interaktionen mellan konstruktion och jord ska göras numeriskt. Med hjälp av COMSOL Multiphysics och GeoStudio görs analyser för att kunna klargöra hur brott i jord sker. För att kunna säkerhetsställa resultaten från COMSOL Multiphysics jämförs dessa med resultatet från GeoStudio, som anger brottsäkerhet hos cirkulär-cylindriska brottytor i jord. Avslutningsvis görs en handberäkning för både RIDAS och Eurokod, vilka bygger på det gamla beräkningsformatet enligt SBN respektive partialkoefficienter, för att undersöka skillnaden dem emellan. Resultaten från handberäkningen jämförs därefter med resultatet från COMSOL Multiphysics och GeoStudio.

För att analysera vad som påverkar brott i jord under en betongdamm testades ett fall. Utgångspunkten är att betongdammen anläggs på friktionsjord, i denna studie antogs sand. Dammen belastas med en ökande islast för att provocera fram ett brott i jord, och utifrån det avgöra hur stor del av jorden som påverkas samt analysera dammens rörelse.

För att kunna avgöra vid vilken islast som dammbrott sker, gjordes flera olika tester. Vid kontroll av jordtrycket gjordes bedömningen att brottet sker när islasten är 225 kN eftersom resultatet såg orimligt ut när islasten blev såpass stor. Därefter presenterades förhållandet mellan förskjutningar i x-led och islasten för att kontrollera om brott sker på grund av glidning. Då det inte hade skett tillräckligt stor förskjutning i x-led när islasten är 225 kN är brott på grund av glidning ej troligt. Genom att visa en graf med förhållandet mellan totalspänningen, σ_x , och islasten, blev det möjligt att avgöra hur dammen rör sig. Enligt den grafen sker brott på grund av att dammen roterar.

Modellen i COMSOL Multiphysics byggdes upp med hjälp av två domäner, en för jorden och en för betongdammen, vilka kopplades samman som en "union", vilket gör att domänerna sitter stumt tillsammans. Denna koppling påverkar hur mycket dammen rör sig och det är med största sannolikhet därför inget tydligt brott kan urskiljas när förhållandet mellan islasten och deformationen i x-led visas. För nedströmssidan, där framförallt tryck uppstår, är spänningarna mer tillförlitliga då jord kan ta upp tryckspänningar.

Enligt resultatet från GeoStudio klarar dammen av en mycket större islast än enligt både handberäkningarna och enligt COMSOL Multiphysics. Troligtvis beror detta på att en annan typ av brott kommer ske innan slänten rasar.

Den handberäkning som gjordes, för att undersöka skillnaden mellan RIDAS och Eurokod, visade på att brottlasten, islasten, med hänsyn till glidning och med hänsyn till markens bärförmåga var lägre enligt Eurokod. Dock var brottlasten med hänsyn till stjälpning högre enligt Eurokod. När dessa resultat jämfördes med resultaten från COMSOL Multiphysics, framkommer det att brott sker vid lägre islast enligt RIDAS och Eurokod. Den stora skillnaden är att för handberäkningarna (RIDAS, Eurokod) användes den dimensionerande friktionsvinkeln, och för COMSOL Multiphysics användes den karakteristiska friktionsvinkeln för sand, vilket också påverkar jämförelsen mellan resultaten.

Förord

Nu vill jag tacka de personer som har hjälpt mig under arbetets gång, först mina handledare på LTH, Erika Tudisco och Ola Dahlblom. Framförallt vill jag rikta ett stort tack till min handledare Tomas Ekström på ÅF Hydro Power South, som tillsammans med sina kollegor har engagerat sig mycket i arbetet. Sedan vill jag tacka Jonas Lejon på COMSOL för värdefull support med modelleringen. Jag vill även tacka mina studiekamrater för deras stöd, som har funnits där i med- och motgång. Likaså vill jag tacka mina kollegor på JM Entreprenad för stöttning och pepp. Tack mamma och pappa för ert stöd, alltifrån synpunkter på rapportens utformning till markservice i form av pappas köttbullar.

Slutligen vill jag tacka min kära gamla ponny, *Timido di Sole*, utan dig hade jag aldrig tagit mig till dit jag är idag.



Figur 1: *Timido di Sole*

Stockholm, juni 2018

Elinor Ljunggren

Innehåll

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte och mål	2
1.3	Metod	2
1.4	Avgränsningar	2
2	Teori	3
2.1	Dammtyper	3
2.2	Jord - allmänt	5
2.2.1	Jordspänningar	5
2.2.2	Deformation	10
2.2.3	Hållfasthet	11
2.3	Brott hos betongdammar	13
2.3.1	Brott i undergrunden	16
2.3.2	Släntinstabilitet	16
2.3.3	Glidning	17
2.3.4	Stjälpling	18
2.3.5	Erosion	19
2.4	Betongdammar - Laster	19
2.4.1	Egentyngd	20
2.4.2	Vattentryck	20
2.4.3	Istryck	21
2.4.4	Jordtryck	22
2.4.5	Övriga belastningar	24
2.5	Dimensioneringsnormer	24
2.5.1	Eurokod	25
2.5.2	Kontroll av jordens vertikala bärförmåga - Allmänt	27
2.5.3	Kontroll mot glidning i jord	31
2.5.4	Kontroll mot glidning mellan damm och jord	33
2.5.5	Kontroll mot stjälpling	34
3	Modellering	35
3.1	Beräkningsmodell	35
3.2	COMSOL Multiphysics	37

3.2.1	Coefficient Form PDE	39
3.2.2	Solid Mechanics	42
3.2.3	Konvergensstudie COMSOL Multiphysics	45
3.3	GeoStudio	48
3.3.1	GeoSeep	48
3.3.2	GeoSlope	50
3.3.3	Konvergensstudie GeoStudio	51
4	Handberäkning	55
4.1	Allmänt	55
4.1.1	Reduktion av bottenarea	57
4.1.2	Beräkning av betongtvärsnittets tyngdpunkt i x-led	57
4.1.3	Beräkning av vattentryck	58
4.1.4	Beräkning av betongdammens egentyngd	59
4.1.5	Beräkning av jordtryck	60
4.2	RIDAS: beräkning utan partialkoefficienter	60
4.2.1	Momentjämvikt	60
4.2.2	Vertikal bärförmåga hos jorden	61
4.2.3	Glidning	63
4.2.4	Stjälpning	63
4.3	Eurokod: beräkning med partialkoefficienter	64
4.3.1	Momentjämvikt	64
4.3.2	Vertikal bärförmåga hos jorden	66
4.3.3	Glidning	68
4.3.4	Stjälpning	68
4.4	Sammanfattning handberäkning	69
5	Resultat	71
5.1	COMSOL	71
5.1.1	Kontroll av modellen	71
5.1.2	Utvärdering av passivt jordtryck vid nedströmssidan	80
5.1.3	Utvärdering av vertikala totalspänningar, σ_y	84
5.1.4	Plasticering	86
5.1.5	Total förskjutning	88
5.1.6	Förskjutning i x-led	90
5.1.7	Förskjutning i y-led	91
5.1.8	Förskjutning i x-led i förhållande till parametern <i>Para1</i>	92
5.1.9	Förskjutning i y-led i förhållande till parametern <i>Para1</i>	93
5.1.10	Total förskjutning i förhållande till totalspänning σ_x	94
5.1.11	Förhållande mellan totalspänning σ_x och parametern <i>Para1</i>	95
5.2	GeoStudio	96
5.3	Handberäkning	97
5.4	Sammanställning resultat	99

6	Diskussion och slutsats	101
6.1	Diskussion	101
6.1.1	Utvärdering jordtryck	102
6.1.2	Utvärdering av σ_y	104
6.1.3	Utvärdering av brott i jord	105
6.1.4	Utvärdering av GeoStudio	106
6.1.5	Utvärdering av handberäkning	106
6.1.6	Utvärdering av datorsimulering och handberäkning	106
6.2	Slutsatser	108
6.3	Fortsatta studier	109
7	Referenser	111

Kapitel 1

Inledning

I detta kapitel ges en introduktion till uppsatsen med studiens bakgrund, syfte och mål samt metod. Därefter redogörs för avgränsningar och disposition för studien.

1.1 Bakgrund

I Sverige finns det ett antal betongdammar som är grundlagda på jord. Skillnaden mellan att grundlägga dammar på berg jämfört med att grundlägga dem på jord, är att det senare alternativet är mer problematiskt med tanke på exempelvis stabilitet, porttrycksförhållande och bärförmåga. Detta beror på att kontaktytan mellan betong och jord inte kan mobilisera lika stora mothållande krafter som kontaktytan mellan betong och berg kan. Exempel på andra faktorer som påverkar är sättningar och att inre erosion i jorden kan uppstå (Ekström 2017).

Ett exempel på en studie om dammar som har gjorts tidigare, är ett forskningsprojekt genomfört i Norge under åren 2001 till 2003. Där undersöktes ett flertal 5-6 meter höga testdammar, för att öka förståelsen om dammars stabilitet och påvisa de olika brottmekanismer som finns hos dammar. Studien undersökte två testtyper av massfyllnadsdamm, en spräng- respektive en grusfyllningsdamm, vilka senare jämfördes med en stabilitetsanalys i GeoStudio. Resultatet från studien visade att det var enbart grusfyllningsdammen som gick till brott på grund av bakåtgripande erosion (Rönnqvist 2005). Med tanke på den norska studien är det intressant att ta ytterligare ett steg och undersöka betongdammar anlagda på jord, eftersom det idag finns otillräckligt med anvisningar om hur dessa dammar ska analyseras, och framförallt hur en modellering av interaktionen mellan konstruktion och jord ska göras numeriskt (Ekström 2017). Med hänsyn till detta skulle det gagna branschen om studien leder till att kunna påvisa en lämplig numerisk modell för just detta fall.

1.2 Syfte och mål

Syfte och mål med denna studie är att med hjälp av FEM-program, *finita elementmetoden*, åstadkomma trovärdigt brott i jord samt aktiva och passiva jordtryck och därmed kunna påvisa en mer nyanserad modellering av betongkonstruktioner som grundläggs på jord. Det skulle vara av betydelse för branschen om studien kan leda till en strukturerad beräkningsmetodik med lämpliga numeriska modeller för att uppskatta den strukturella säkerheten hos betongkonstruktioner grundlagda på jord.

Dagens anvisningar gällande hur betongkonstruktioner grundläggs på jord, stödjer sig på det gamla beräkningsformatet enligt SBN, Svensk Byggnorm (RIDAS), och som inte är anpassat efter den nyare partialkoefficientmetoden enligt Eurokod. Därför finns det ett behov av att i en studie jämföra hur resultatet från FEM-beräkningen förhåller sig till resultatet från handberäkningen enligt RIDAS respektive Eurokod.

1.3 Metod

Tyngdpunkten för undersökningen ligger på att göra en litteraturstudie med efterföljande modellering och analys. Litteraturstudien ger bakgrundsfakta om betongdammars verknings sätt och utformning, och om hur brott i jord kan orsakas av betongkonstruktion. Syftet är att göra det möjligt att tillämpa partialkoefficientmetoden i modelleringen på ett tillfredsställande sätt. Simuleringar kommer att göras med datorprogrammen COMSOL Multiphysics (FEM-program) med modulerna *Coefficient Form PDE* och *Solid Mechanics* samt GeoStudio (FEM-program) med modulerna *GeoSeep* och *GeoSlope*. Förhoppningen med modelleringen är att kunna få ett mer specifikt svar på vilka parametrar som orsakar dammbrott. Studien kommer att avslutas med en analys av resultatet från modelleringen tillsammans med en enklare handberäkning av modellen enligt Eurokod och RIDAS.

1.4 Avgränsningar

I denna studie kommer enbart friktionsjordar att behandlas, eftersom betongdammar vanligtvis anläggs på friktionsjordar och inte på kohesionsjordar. I och med detta behandlas endast dränerade förhållanden i jorden.

Då studien kommer att inrikta sig på hur brott i jord kommer att ske, görs ej några beräkningar med hänsyn till bruksstadiet. Likaså kommer brott i själva betongkonstruktionen ej att behandlas. De laster som ej kommer att behandlas i denna studie är trafiklast, svällande laster orsakade av tjältryck, vegetation eller fuktfluktuation, likaså behandlas ej krypning i damm eller undergrund. Då modellen av den fiktiva dammen är rak och ej välvd kommer last på grund av temperaturskillnader att bortses ifrån i denna studie.

Kapitel 2

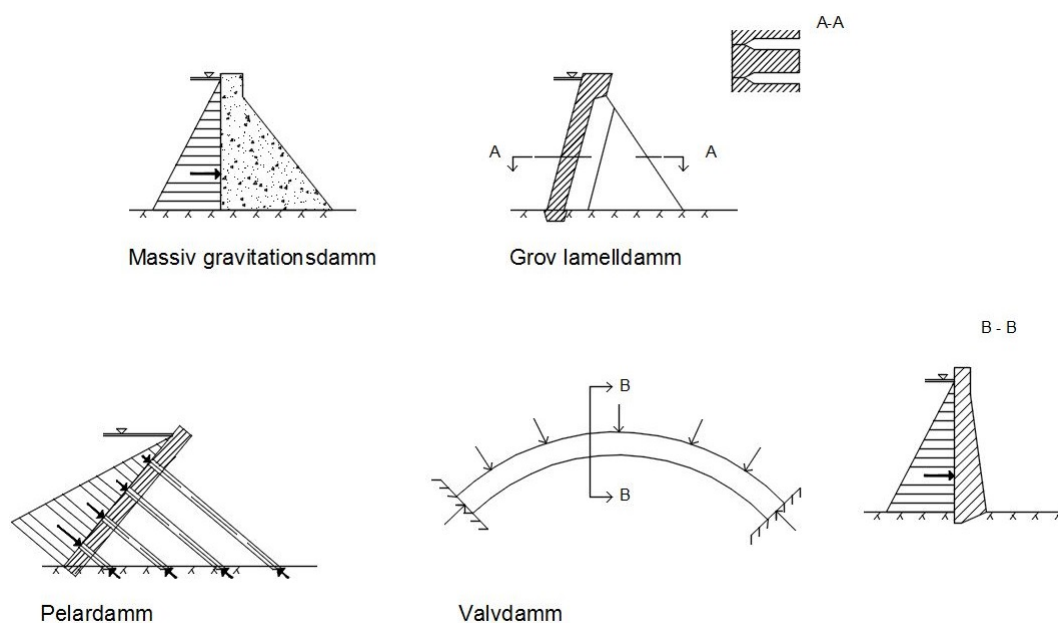
Teori

Detta kapitel är uppdelat i fem huvuddelar. Inledningsvis ges en kort redogörelse för dammtyper. Följt av jord i allmänhet, då brott i jord är en viktig del av studien redogörs bakomliggande teori om jord med avseende på spänningar, deformation och hållfasthet. Därpå följer en ingående beskrivning om vilka faktorer som påverkar brott hos betongdammar med vilka brottyper/risker det finns hos en dammkonstruktion. Sedan klargörs vilka laster som verkar på en dammkonstruktion, och slutligen beskrivs de dimensioneringsnormer som finns, både med och utan partialkoefficienter.

2.1 Dammtyper

Dammar delas in i olika typer beroende på olika parametrar, till exempel efter byggnadsmaterial, dammens ändamål, ur hydraulisk aspekt eller ur byggnadsstatisk aspekt. Huvudindelningen av dammar görs efter deras byggnadsmaterial och de vanligaste dammtyperna är betongdammar samt jord- och stenfyllningsdammar (Reinius 1962). Fortsättningsvis kommer endast betongdammar att behandlas i denna studie.

Betongdammarna är en utveckling av de tidigare murverksdammarna, vilka till exempel användes för att göra driften av kvarnar och smedjor möjlig i Sverige. Det finns olika slags betongdammar, såsom gravitationsdammar, pelardammar och valvdammar, se figur 2.1. Indelningen görs med tanke på hur krafterna från vattentrycket överförs till undergrunden (Reinius 1962).



Figur 2.1: *Dammtyper, inspirerad från Reinius (1962)*

En gravitationsdamm, fungerar genom att den görs tillräckligt stor så att resultanten (riktad snett nedåt) från dess egentyngd och den yttre lasten kommer inom dammens basyta. Detta är för att dammen inte ska stjälpas och ge mothållande kraft mot vattentrycket och upptrycket (Reinius, 1962). Den *massiva gravitationsdammen* var en vanlig variant av gravitationsdamm och sedan har en utveckling av denna resulterat i den *grova lamelldammen* (Wiberg, Eriksson & Engström 2001; Reinius 1962). Fördelen med grov lamelldamm är att den inte kräver lika stor egentyngd och därmed kan betongmassan reduceras, vilket framförallt beror på att upptrycket för grov lamelldamm är mindre (Reinius 1962). Den fiktiva dammen i studien kommer att motsvara av en massiv gravitationsdamm.

Den andra typen av betongdammar kallas för *pelardammar*. Då dammens frontsida lutar blir vattentrycket mer nedåtriktat, vilket innebär att den erforderliga egentyngden för dammkonstruktionen minskar. På så sätt kommer dammen att fungera mer som ett bärande element, där krafterna leds från det vattenbärande elementet ned till en stödjande konstruktion, *pelarna*, som i sin tur leder krafterna ner till grunden (Reinius 1962).

Den tredje typen av betongdammar är *valvdammar*, vilka överför vattentrycket främst genom valvverkan i horisontalled vidare till berggrunden (Reinius, 1962).

2.2 Jord - allmänt

En jords tekniska egenskaper är starkt beroende av jordens uppbyggnad, vilken kan delas in i makro- och mikrostruktur. Jordens makrostruktur kan observeras med blotta ögat, exempelvis är jordlagerföljd och dess skiktningar med olika jordar en makrostruktur. Dessutom är inhomogenitet en makrostruktur, som påträffas i moräner där grovt och fint material med helt skilda deformationsegenskaper blandas. Det är mycket sällsynt att en jord är homogen eller att dess uppbyggnad är likadan överallt, vare sig i plan eller i djup (Hansbo 1975). Jord har relativt hög tryckhållfasthet medan skjuvhållfastheten är markant lägre i jämförelse och att jord ej tar upp dragkrafter (Hartlén 1978).

Jordens mikrostruktur delar in markens jordarter i grovkorniga respektive finkorniga jordarter, då dessa skiljer sig mycket åt. I grovkornig jord är lagringstätheten avgörande för strukturens stabilitet då kontakten mellan enskilda korn bygger upp själva jordens struktur. I en finkornig jordart består mikrostrukturen av både enskilda partiklar och aggregat och det har konstaterats, att vid en lerhalt om 15 % omsluter lerpartiklarna majoriteten av de grövre kornen (Hansbo 1975).

Jorden kan grupperas på olika sätt, beroende på vilken egenskap som skall beskrivas, där en vanlig indelning är mineral- eller humusjordar. Uppkomsten av mineraljordar beror på att inlandsisen, eller annan mekanism, krossat bergpartiklar till olika storlek alltifrån ler till block. En osorterad jords uppkomst, tillika morän, beror till stor del av isens avsmältning, medan en sorterad jord vanligtvis blev till vid rinnande vatten där vattenhastigheten reglerar vilken kornstorlek som avsätts (Hansbo 1975). Förutom mineralpartiklar innehåller en humusjord organisk substans, främst från växter. Då det är ovanligt med humusjordar under eller mot en damm (Ekström 2017), kommer endast mineraljord med tyngdpunkt på friktionsjord att behandlas i denna studie.

2.2.1 Jordspänningar

Vilka spänningar som verkar under och mot en konstruktion beror dels på dess storlek och styvhet, dels på jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper. Det finns tre olika typer av spänningar i jord, vilka är *effektivspänningar* σ'_z , *porvattentryck* p_w och slutligen *porgasttryck*. Effektivspänningen råder mellan de fasta partiklarna och porvattentrycket hos porvattnet. I regel är porvattentrycket hydrostatiskt, vilket innebär att vattentrycket för en viss nivå motsvaras av vattenpelarens höjd mellan grundvattenytan och aktuell nivå. Om jorden ej är fullt vattenmättad innehåller porerna även av gas och därav uppstår även porgasttryck, vilket dock bortses ifrån vid praktisk geoteknik och sätts därför till noll (Hartlén 1978).

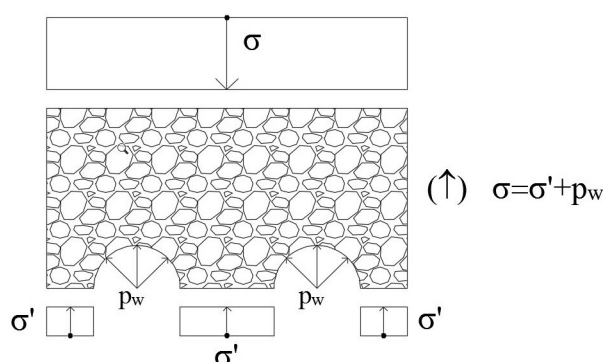
Totalspänningen σ_z , för en vattenmättad jord, består av rådande effektivspänning och porvattentryck enligt följande uttryck (Hansbo 1975):

$$\sigma_z = \sigma'_z + p_w \quad (2.1)$$

där

σ_z	totalspänning [Pa]
σ'_z	effektivspänning [Pa]
p_w	porvattentryck [Pa]

Figur 2.2 visar en schematisk bild över detta:



Figur 2.2: *Principiella spänningar i en porös vattenmättad kropp*

Då en friktionsjord, exempelvis sand, belastas med en yttre last blir tillskottet i totalspänning $\Delta\sigma_z$. Enligt ekvation 2.1 kan spänningstillskottet $\Delta\sigma_z$ uttryckas som summan av tillskottet i effektivspänning $\Delta\sigma'_z$ och porvattenövertrycket Δp_w , det vill säga:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma'_z + \Delta p_w \quad (2.2)$$

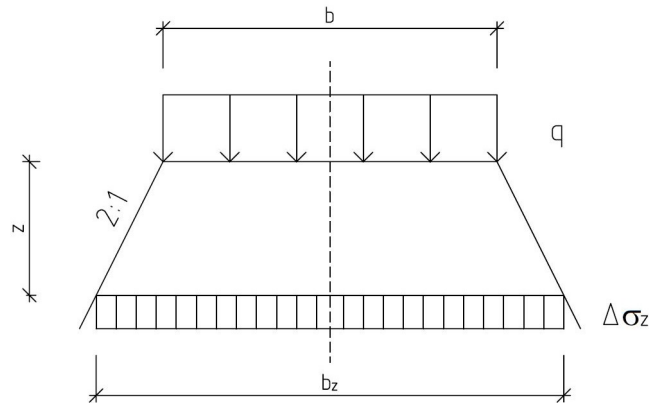
Eftersom permeabiliteten antas vara hög för friktionsjord dräneras porvattentrycket bort direkt (Hartlén 1978), vilket ger:

$$\Delta\sigma'_z = \Delta\sigma_z \quad (2.3)$$

En vanlig metod för att beräkna det vertikala spänningstillskottet, $\Delta\sigma_z$, som uppstår av en utbredd last q är *2:1-metoden*. Då betongdammen i studien kommer att undersökas per längdmeter antas att spänningstillskottet ska beräknas för långsträckt belastning, vilket beräknas enligt följande (Sällfors 1995):

$$\Delta\sigma_z = \frac{bq}{(b+z)} \quad (2.4)$$

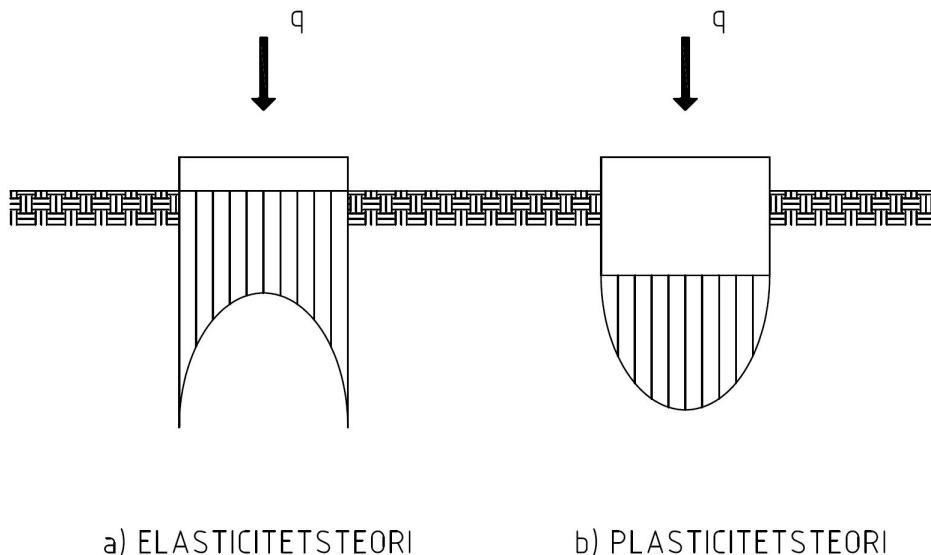
Observera att denna metod ej bör användas om jorddjupet är litet i förhållandet till fundamentsbredden. Schematisk bild för lastspridning enligt 2:1-metoden ses i figur 2.3:



Figur 2.3: Lastspridning enligt 2:1-metoden

Spänningsfördelning

Spänningen, kontaktrycket, som finns mellan jord och bottenplatta är svår att både uppskatta och att beräkna. Anledningen till detta är att det finns många faktorer som spelar in, såsom bottenplattans styvhet och storlek, grundläggningsdjup, grundvattenytans läge och hur lasterna angriper med mera. Figur 2.4 visar hur kontaktspänningen ser ut beroende på om den är linjärelastisk eller plastisk (Bergdahl et al. 1993).



Figur 2.4: Kontaktspänningen enligt elasticitets- och plasticitetsteorin under en oändligt styv platta, inspirerad från Bergdahl et al. (1993)

När det finns horisontella laster kan dessa tas upp på olika sätt, både genom skjuvspänning längs konstruktionens undersida och genom jordtryck mot konstruktionens vertikala sidor. Observera att de vertikala spänningarna i jorden under konstruktionen kan påverkas om de horisontella lasterna orsakar ett stjälpande moment (Ekström 2017).

Om både vertikal och horisontell last verkar på plattan, såvida den är helt tryckt och förhållandevis styv, kan kontaktrycket beräknas för en rektangulär platta med Naviers ekvation:

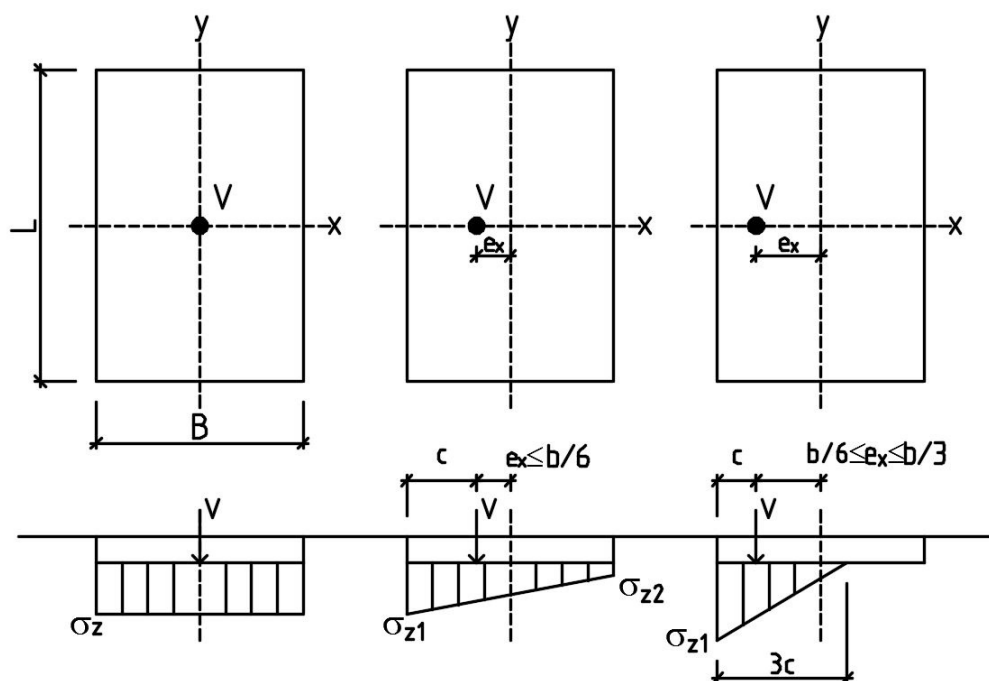
$$\sigma_z = -\frac{V}{A} \pm \frac{6M}{b^2l} \quad (2.5)$$

där

- σ_z vertikalt kontaktryck [Pa]
- V vertikal lastresultant [N]
- M moment av last runt tyngdpunkten hos plattan [Nm]
- b grundplattans bredd [m]
- l grundplattans längd [m]

Denna ekvation gäller vid enaxiell excentricitet tillsammans med kravet att kraftresultanten angriper inom kärngränsen, där enaxiell excentricitet uppstår på grund av horisontell last. Vid enbart en vertikallast används endast den första termen (Bergdahl et al., 1993).

I figur 2.5 visas i turordning från vänster: kontaktrycket för (a) centriskt belastad platta, (b) enaxlig excentrisk belastning inom kärngränsen samt (c) enaxlig belastning utanför kärngränsen.

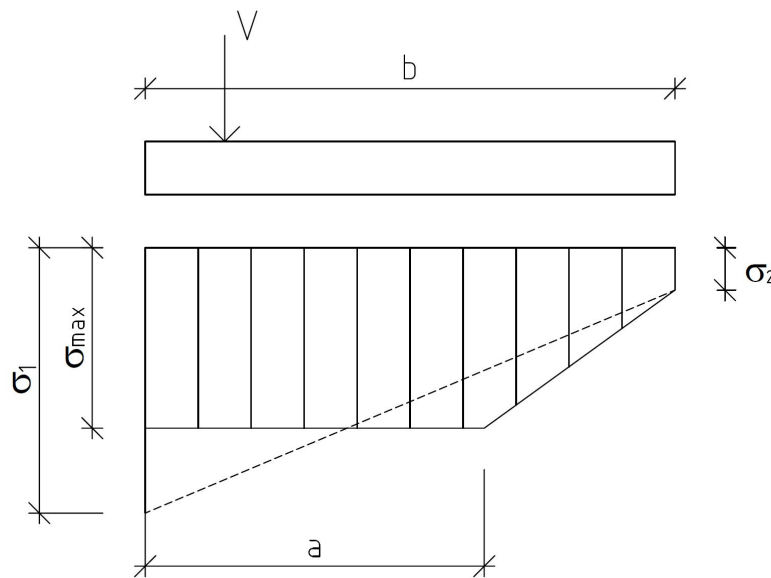


Figur 2.5: Rätlinjig kontaktrycksfördelning under oändligt styv platta enligt Navier

Om jordens plasticeringstryck överskrids blir kontakttrycket till slut olinjärt och därmed ett plastiskt tryck, se figur 2.6. Då jord plasticeras omdistribueras spänningen och kontakttryckets fördelningsbredd a bestäms enligt (Bergdahl, Ottosson & Malmborg 1993):

$$a = \frac{b(\sigma_1 - \sigma_{max})}{\sigma_{max} - \sigma_2} \quad (2.6)$$

Schematisk spänningsfördelning ses i figur 2.6:

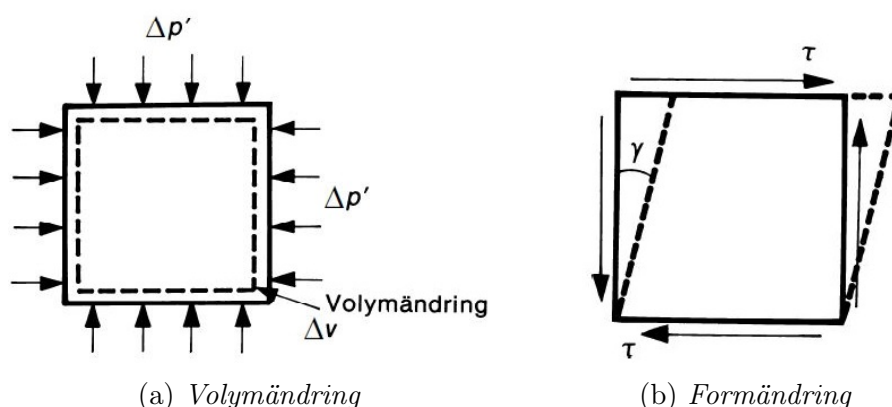


Figur 2.6: Omfördelning av spänning när beräknat maximalt tryck överskrider plasticeringsvärdet σ_{max}

Då studien kommer att använda COMSOL Multiphysics, vilket baserar sig på finita elementmetoden, är det möjligt att dela in modellen i ett flertal domäner (exempelvis i jord respektive betongdamm) med olika egenskaper. Metoden möjliggör ett stort spelrum att kunna modellera med olika materialegenskaper med hänsyn till respektive riktning hos jorden (Ekström 2017). En annan möjlighet för att beräkna kontakttrycket är med hjälp av att modellera undergrunden med elastiska fjädrar (Magnusson 1984), dock kommer detta ej att ingå i denna studie.

2.2.2 Deformation

Deformation hos jord delas in i två huvudgrupper, deformationer som beror på volymändring respektive deformationer som beror på formändring, se figur 2.7. För ett isotropt homogent material orsakas volymändringen av att tillskottsspänningen är lika stor i alla huvudspänningsriktningar. Gällande formändringen så beror den på av deviatoriskt spänningstillstånd ($\sigma_1 - \sigma_3$). I de flesta fall är jorddeformationen en blandning dessa spänningsändringar (Sällfors 1995).



Figur 2.7: Deformationstyper (Larsson 2008)

Exempel på andra faktorer som påverkar jordens deformationsegenskaper är jordens vattenmättnadsgrad samt kornens egenskaper med avseende på deras storlek, fördelning och form (Larsson, 2008).

Då elasticitetsteorin är mycket användbar och ger tillförlitliga resultat mellan beräknade och uppmätta deformationer, är det fördelaktigt att försöka fastställa elasticitetsmodulen och tvärkontraktionstalet för jord trots att de ofta är enbart fiktiva (Larsson, 2008). Med hjälp av skjuvmodulen, G (Pa), och tryckmodulen, K (Pa), kan jordens elasticitetsmodul E (Pa) och tvärkontraktionstal ν (-) härledas, se nedan (Larsson 2008):

$$K = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_v} \quad (2.7)$$

där

$$\begin{aligned} p' &= \sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 && \text{effektivt isotropt tryck} \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 && \text{relativ volymändring} \end{aligned}$$

$$G = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} \quad (2.8)$$

där

$$\begin{aligned} \tau & \text{ skjuvspänning} \\ \gamma & \text{ vinkeländring} \end{aligned}$$

Därmed kan ν och E beräknas enligt:

$$\nu = \frac{1 - 2G/3K}{2 + 2G/3K} \quad (2.9)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.10)$$

Att tänka på är att elasticitetsmodulen är beroende av effektivspänningarna, vilket innebär att den ökar med ökat djup (Hartlén 1978). Då studien gäller för ett fiktivt fall kommer modulen att väljas från ett tabellerat värde, för sand gäller (Trafikverket 2014a):

$$\begin{aligned} E = 5 \text{ MPa} & \quad \text{löst lagrad} \\ E = 20 \text{ MPa} & \quad \text{fast lagrad} \end{aligned}$$

Gällande förkonsolideringstrycket för friktionsjordar avgör det om det sker en elastisk eller en plastisk deformation. Förkonsolideringstrycket är den största belastningen som tidigare förekommit. Om jorden belastas på nytt med en last som understiger detta värde sker huvudsakligen elastiska deformationer, medan större, plastiska deformationer inträffar om belastningen är större än förkonsolideringstrycket (Larsson 2008). Notera att deformationerna dessutom kan vara momentana eller av tidsbunden karaktär (Sällfors 1995).

2.2.3 Hållfasthet

En jord med kritisk lagringstäthet och som saknar inre kohesion, kan approximativt behandlas som ett ideal-plastiskt material då den maximala skjuvhållfastheten för växande skjuvdeformationer förblir konstant. Ett rationellt antagande är att anta att skjuvhållfastheten är i direkt proportion mot friktionskrafterna och kontaktrycket mellan de enskilda kornen (Hansbo 1975). Med en kritiskt lagrad jord menas att vid skjuvprovning, så är förhållandet mellan spänningsnivån och deformationsegenskaperna sådant att provkroppens volym behålls konstant (Larsson 2008).

Mohr-Coulombs brottvillkor används ofta för jordar (Hansbo 1975), i allmänt gäller följande:

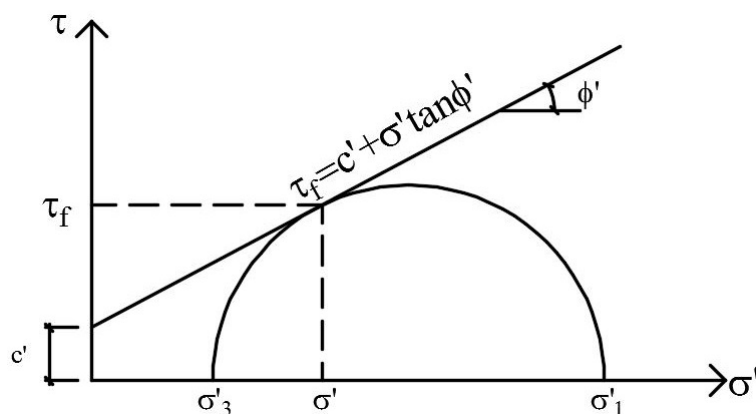
$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.11)$$

där

τ_f	skjuvhållfasthet [Pa]
c'	kohesion (ler- och mellanjordar)
σ'	effektivspänning mot brottytan [Pa]
ϕ'	friktionsvinkel [°]

För friktionsjordar används de dränerande hållfasthetsparametrarna c' och ϕ' , eftersom dessa jordar har hög permeabilitet och dräneras ut hastigt. I regel brukar dock kohesionen, c' , negligeras då skjuvmotståndet för friktionsjordar normalt sett består av ren friktion mellan kornen (Hansbo 1975).

Brott enligt Mohr-Coulombs brottvillkor inträffar då Mohrs spänningscirkel tangerar brottgränslinjen, se figur 2.8. I denna hypotes har det förutsatts att brottgränslinjen är rät, dock har försök påvisat att det inte riktigt stämmer. Egentligen är brottgränslinjens lutning som störst för $\sigma' = 0$ och avtar i takt med att σ' blir större (Hansbo 1975).



Figur 2.8: Mohr-Coulombs brottkriterium

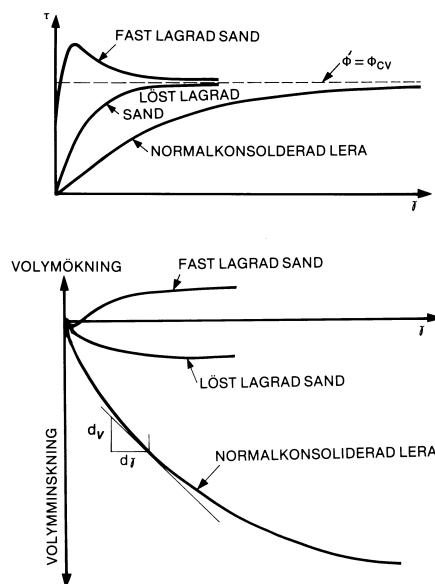
Skjuvhållfastheten för friktionsjordar bestäms av den energi som krävs för att både kornen i brottytan ska förskjutas/rulla i förhållande till varandra och för att överstiga den vil- eller glidfriktion som finns mellan kornen. I och med detta så har en fast lagrad jord en högre skjuvhållfasthet än en löst lagrad jord. Anledningen är att det krävs mer energi för att *dilatans* ska ske. Dilatans är den volymökning som sker då kornen i brottytan lyfts förbi varandra och byter plats. I enlighet med Mohr-Coulombs brotthypotes, blir resultatet, på grund av dilatansen, att friktionsvinkeln är större för fast lagrad friktionsjord jämfört med kritiskt eller löst lagrad friktionsjord (Hansbo 1975).

En jords skjuvhållfasthet beror i första hand på friktionskrafter, även om cementering och andra slags bindningskrafter må finnas. Skjuvhållfastheten delas in i dränerad respektive odränerad, vilket beror på att den påverkas av vilken typ av belastningsfall som råder och jordens konsolideringsegenskaper (Larsson 2008).

I Trafikverket (2014a) finns tabellerat värde för karakteristiska friktionsvinklar, för sand gäller:

$$\begin{aligned}\phi'_k &= 28^\circ \quad (\text{löst lagrad}) \\ \phi'_k &= 35^\circ \quad (\text{fast lagrad})\end{aligned}$$

Gällande grovkorniga jordar är den dränerade skjuvhållfastheten av främsta intresse. De parametrar som påverkar den dränerade skjuvhållfastheten mest är jordens friktionsvinkel och spänningsnivån i jorden. När brott har inträffat i en fast lagrad jord försämras dess skjuvhållfasthet (Larsson 2008), se övre del i figur 2.9. För friktionsjordar är den dränerade skjuvhållfastheten dimensionerande (Hultén et al., 2005).

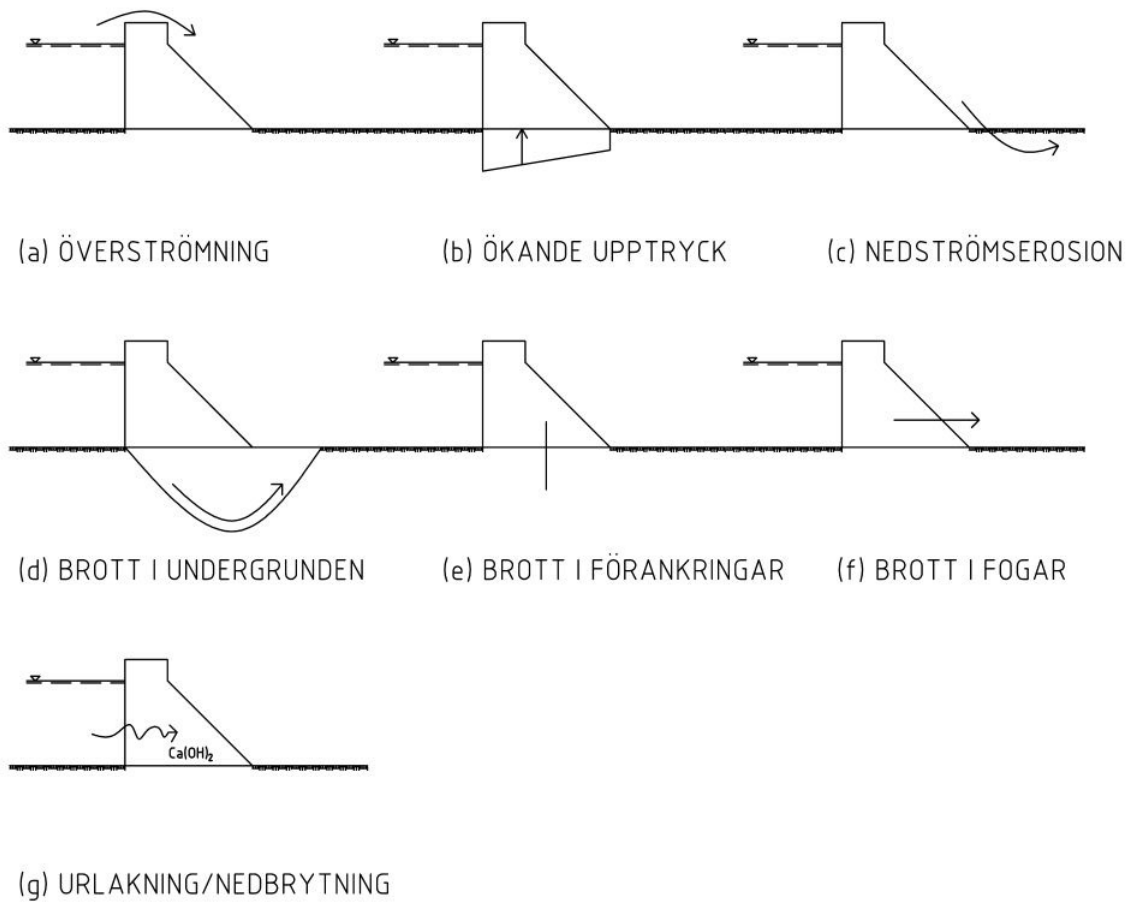


Figur 2.9: "Typiska försöksresultat från dränerade skjuvförsök" (Larsson 2008)

2.3 Brott hos betongdammar

De krav som ställs för en gravitationsdamm (betongdamm) är att den inte får stjälpas, att inga dragspänningar får uppstå i dammens basyta, att den uppfyller tillfredställande säkerhet mot glidning gentemot undergrunden och slutligen att betongens och grundens hållfasthet ej får överskridas (Jönsson 1978). Denna studie kommer ej att behandla kontroll av betongens hållfasthet.

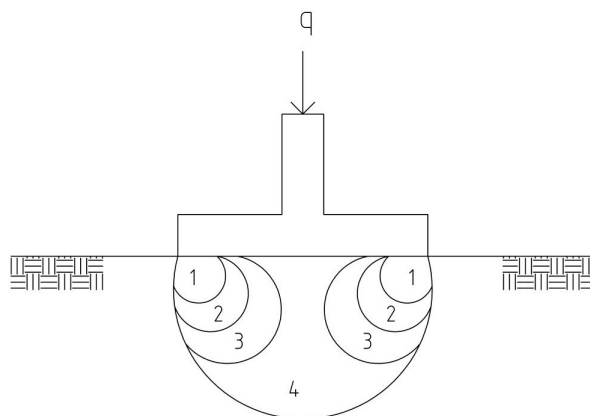
Gällande brottrisker hos dammanläggningar i betong hör ihop med några kända riskfaktorer och svaghetszoner i konstruktionen, vilka ses i figur 2.10. Där visas de sju brottyper som finns, vilka är överströmning (*a*), ökande upptryck (*b*), nedströmserosion (*c*), brott i undergrunden (*d*), brott i förankringar (*e*), brott i fogar (*f*) och slutligen urlakning/nedbrytning i betongen (*g*) (Wiberg et al., 2001).



Figur 2.10: *Brottyper hos dammkonstruktion, inspirerad från Wiberg et al., (2001)*

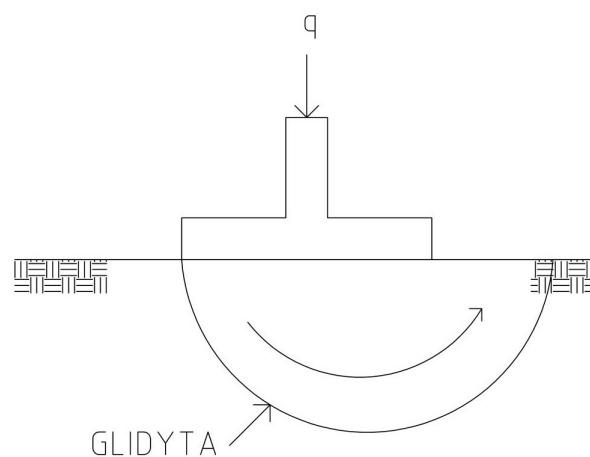
I denna studie skall endast brott i undergrunden, alltså *brottyp d*, undersökas.

Den last, vid grundläggningsnivån, som leder till att brott sker fastställer jordens bärighet. Principen för hur brott i jord sker ses i figur 2.11. Brottet förändras gradvis från att vara elastiskt till plastiskt, där plasticeringen börjar i den mest belastade zonen för att sedan spridas vid ökad last q (Hansbo & Sällfors 1984).



Figur 2.11: *Brottförlopp i jord, inspirerad från Hansbo & Sällfors (1984)*

Om dammen har en dominerande horisontallast alternativt om den ligger i slänt, finns en potentiell risk att brottet även sker längs en glidyta längre ner i jorden (Ekström 2017). Figur 2.12 visar hur en principiell glidyta kan se ut, observera att den inte behöver vara cirkulär. Spänningstillståndet i glidytan eller brottzonen måste uppfylla både jämvikts- och brottvillkoret då jorden befinner sig i jämvikt (Hansbo 1990). Enligt Hansbo (1990) betraktas jorden som homogen och idealplastisk när spänningstillståndet vid brott ska beräknas.



Figur 2.12: *Brottförlopp med principiell glidyta, inspirerad från Sällfors (1995)*

Hur brottet sker kan variera en del, då relationen mellan skjuvspänning τ och vinkeländring γ är olika beroende på jordart. I en jord med höga skjuvspänningar, kan brottet utlösas på grund av överansträngning i jorden med succesivt brott som följd. Succesivt

brott kan bero på olika saker, där en möjlig anledning är när det finns flera olika jordlager med skiftande τ/γ -samband ovanpå varandra (Hansbo 1990).

Det som erfordras för att göra en bedömning av bland annat grundens hållfasthet och genomsläpplighet med mera är en gedigen geoteknisk undersökning. Med hjälp av den kan berg- och jordarterna beskrivas, med deras skiktning och slagriktningar samt förkastnings- och svaghetszoner. Därutöver kan grundläggningens hållfasthet, inre friktion och permeabilitet samt dess beständighet mot vatten och frost analyseras med hjälp av kartläggning av geologin (Wiberg et al., 2001).

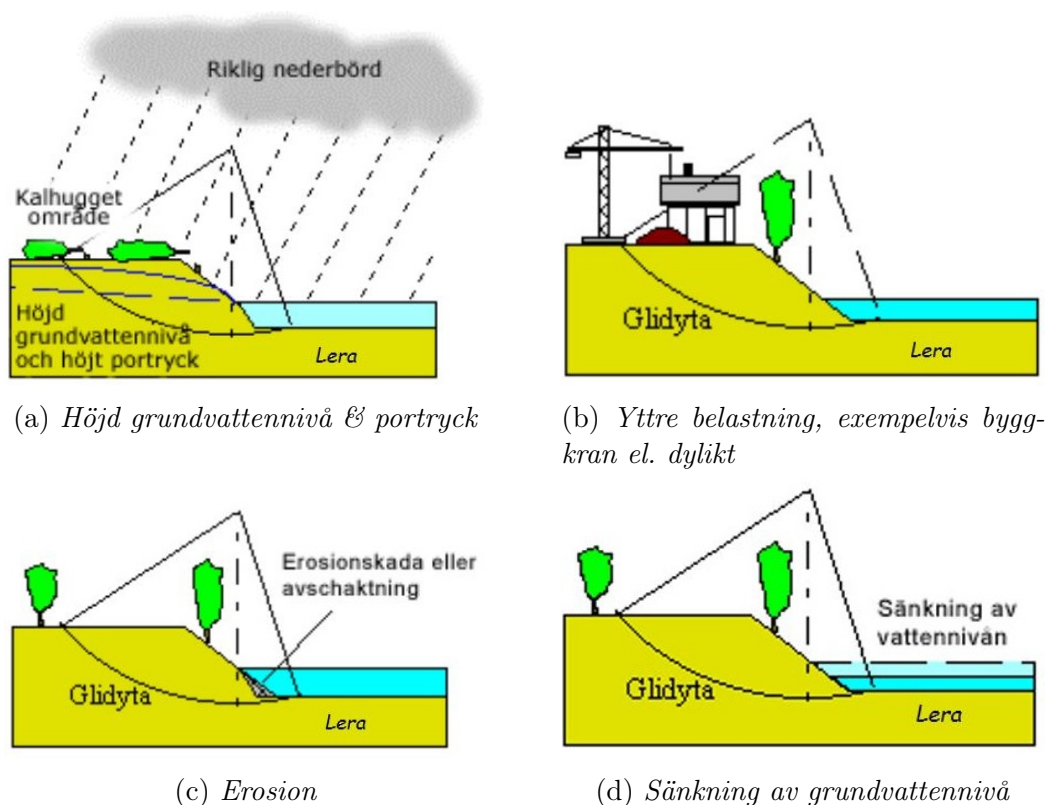
2.3.1 Brott i undergrunden

Med en jords bärighet menas den maximala spänning som kan förekomma i grundläggningsnivån. Om denna spänning överskrids orsakar den ett lokalt brott i jorden under plattan. Om lasten ökar, ökar brottet i omfattning och kan leda till ett globalt brott. Svårigheten med att fastställa brottspänningen beror på att jorden vid fundamentet stegvis övergår från att vara elastisk till att vara i ett plastiskt tillstånd då belastningen ökar. Själva plasticeringen börjar i den mest belastade zonen och ökar därefter succesivt i omfång, vilket innebär att även deformationerna ökar (Sällfors 1995).

2.3.2 Släntinstabilitet

Eftersom det kommer att finnas en slänt på nedströmssidan av den fiktiva dammen, se kapitel 3.1, måste släntstabiliteten kontrolleras. Problem med instabiliteten hos en slänt uppstår när både vertikal och horisontell förskjutning uppträder samtidigt. Släntinstabiliteten kan ses som rotation med en cirkulär cylindrisk glidyta, vilket beror på att undersökningar av gamla skred visat att deras glidyta är snarlik en cirkelbåge. I och med detta, men även för att underlätta beräkningen av släntstabiliteten, antas vanligen att glidytan är cirkulär cylindrisk (Sällfors 1995).

En slänts stabilitet styrs av själva släntens höjd, lutning samt jordlagrens hållfasthetsegenskaper och tyngd. Likaså är släntstabiliteten beroende av grundvattennivå och portryck, men också yttre faktorer, såsom ökad belastning i släntens närhet, erosion i släntfot och sänkning av vattennivån i vattendrag vid släntens nedkant (Hultén et al., 2005). Dessa fenomen ses i figur 2.13.



Figur 2.13: Orsaker till minskad stabilitet hos en slänt (Hultén et al., 2005)

Erosion kan uppstå vid ökad grundvattenströmning samtidigt som finkornigt material följer med grundvattnet ut i slänten (Hultén et al., 2005).

Slänter kan bli instabila vid ökat porvattentryck eller om grundvattennivån tidvis ökar, eftersom detta leder till förändringar hos spänningarna i jorden. Släntinstabilitet kan även inträffa vid artesiskt vattentryck, det vill säga att vattnets tryckhöjd är högre än marknivån. Vanligtvis uppstår detta för en genomsläpplig jord är överlagrad med tät jord i begränsad mängd, då effektivspänningen minskar och den dränerade skjuvhållfastheten blir lägre. Sannolikheten för skred ökar ju längre tid nederbörden pågår, exempelvis behöver inte kortvarig nederbörd påverka släntstabiliteten i någon större utsträckning i jämförelse med långvarig nederbörd trots att mängden vatten är densamma (Hultén et al., 2005).

2.3.3 Glidning

Det finns två typer av glidning som kan inträffa gällande betongdammar, dels i jorden, se avsnitt 2.3.2, och dels i kontaktytan betong och jord. Kravet mot glidning uppfylls då friktionen mellan dammkroppen och grunden är tillräckligt stor. På så sätt blir grundens egenskaper och utformningen av kontaktytorna avgörande för hur stor friktionen blir. Dessutom måste glidstabiliteten kontrolleras i svagare skikt djupare ner under basytan,

men även kontroll av säkerheten mot cirkulärcylindriskt glidbrott skall göras (Wiberg et al., 2001).

Gällande jordgrund, enligt RIDAS (2011), måste friktionskoefficienten μ_{till} mellan betong och jord överstiga glidfaktorn μ inklusive erforderligt säkerhetstillägg, det vill säga att:

$$\mu \leq \mu_{till} \quad (2.12)$$

där

$$\mu = \frac{R_H}{R_V}$$

och

$$\mu_{till} = \frac{\tan(\delta_g)}{s_g}$$

med

R_H	resultant av krafterna parallellt glidplanet
R_V	resultant av krafterna vinkelrätt glidplanet
$\tan(\delta_g)$	brottvärdet för friktionskoefficienten i glidytan
s_g	säkerhetsfaktor beroende på typ av lastfall

Då vanligt lastfall antas samt att undergrunden består av sand, ansätts följande enligt RIDAS (2011):

$$\begin{aligned} \tan(\delta_g) &= 0.75 \\ s_g &= 1.5 \end{aligned}$$

I avsnitt 2.5.1 redovisas hur denna kontroll utförs med hjälp av partialkoefficienter.

2.3.4 Stjälpning

Med tiden har stjälpningsvillkoret ändrats, både med hänsyn till säkerhetskrav och beräkningsmetod. Gällande äldre dammar ansågs dammen inte stjälpas om kvoten mellan stabiliserande moment, M_{mot} , och stjälpande moment, M_{pa} , översteg en given säkerhetsfaktor S , det vill säga att:

$$\frac{M_{mot}}{M_{pa}} \geq S \quad (2.13)$$

Vid normala lastfall användes vanligen en säkerhetsfaktor på 1.5 som ett kriterium för att dammen ska uppfylla kravet för *godkänd stabilitet*. Nuförtiden formuleras stjälpningsvillkoret lite annorlunda och förutom att säkerhetsfaktorn ska uppfyllas så ska även kraftresultanten verka inom kärngränsen, med andra ord så accepteras det ej att dragspänningar uppstår (Wiberg et al., 2001). Enligt IEG (2008b) finns ett liknande villkor för partialkoefficientmetoden, se avsnitt 2.5.1 för mer information.

2.3.5 Erosion

Kontroll mot erosion görs med tanke på att erosion påverkar stabiliteten hos dammen negativt, både gällande släntstabiliteten och gällande stabilitet hos undergrunden och stödfyllningen nedströms (Hultén et al., 2005; VASO 1995a).

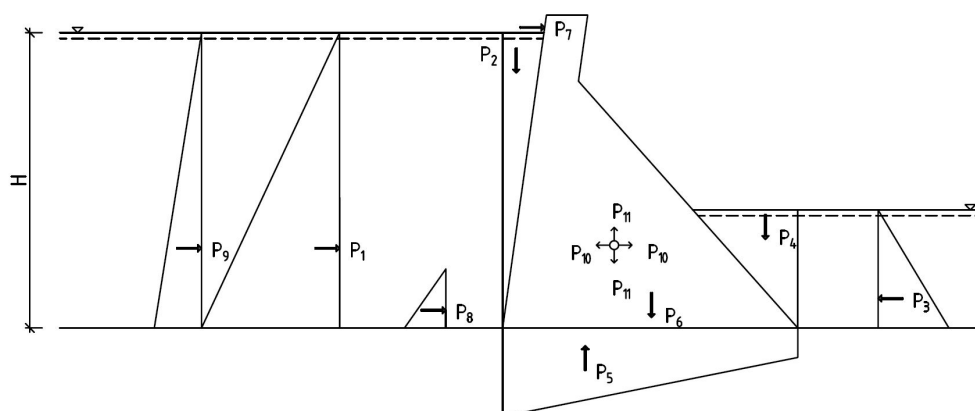
Gällande erosion delas den upp i inre respektive yttre erosion (VASO 1995b). För att undvika risken med inre erosion vid dammens undergrund är det viktigt att grundvattnets infiltrationsväg blir tillräckligt lång. Detta gäller speciellt för fallet då grunden är uppbyggd växelvis av både finare och grövre jordlager. En av de farligaste riskerna med damm på jordgrund är med kontaktytan mellan byggnadskonstruktionen och grunden, då koncentrerad läckning lätt inträffar där (Blomvist et al. 1949). Gällande yttre erosion är det viktigt att stödfyllningen nedströms tål vattnets eroderande påverkan och på så sätt behåller sin stabilitet. Detta görs genom att storleken på stenfyllningen är tillräckligt stor (VASO 1995b). Då erosionen påverkar dammens stabilitet måste kontroll av släntstabilitet, glidning och stjälpning göras, se avsnitt 2.3.2, 2.3.3 och 2.3.4.

2.4 Betongdammar - Laster

Det finns två olika slags laster som påverkar dammkonstruktionen, vilka är ytlaster samt inre laster hos dammkroppen. Samtliga laster överförs till grundläggningen, vilket medför vissa rörelser hos dammen (Ekström 2017).

Med ytlaster menas huvudsakligen jord- och vattentryck mot uppströmssidan respektive nedströmssidan samt upptryck under dammen. Angående interna laster hos dammkroppen menas huvudsakligen egentyngd samt de krafter som förorsakas av temperaturändringar i dammen under året (Ekström 2017). Som nämnts tidigare kommer laster orsakade av temperaturändringar ej att behandlas i studien.

I figur 2.14 ses en schematisk bild över de laster som verkar på dammen. Lasterna kan delas in i sex stycken kategorier, där lasterna $P_1 - P_4$ representerar de vattentryck som verkar på uppströms- respektive nedströmssidan (kategori 1), medan last P_5 motsvarar det upptryck som erhålls på grund av vattennivåskillnaden (kategori 2). Last P_6 är dammens egentyngd (kategori 3). Last P_7 motsvarar det istryck som kan uppstå (kategori 4) och last P_8 representerar de jordtryck och tryck som kan uppstå på grund av slamavlagringar i vattnet (kategori 5). Övriga laster, $P_9 - P_{11}$, motsvarar de seismiska krafter som uppstår vid jordbävning (kategori 6). I denna studie kommer lasterna $P_8 - P_{11}$ ej att tas i beaktande.



Figur 2.14: *Laster som verkar på dammen, inspirerad från Reinius (1962)*

2.4.1 Egentyngd

Enligt RIDAS (2011) antas tungheten för armerad betong vid normala fall vara 23.0 kN/m^3 . För äldre dammar finns det två alternativ för att kunna fastställa betongens tunghet, vilket antingen görs med ett materialprov eller bedömning från uppgifter om dammens uppbyggnad. Lasten P_6 i figur 2.14 symboliserar dammens egentyngd.

I Larsson (2008) finns tabellerat värde för jordarters vattenmättade, naturfuktiga och effektiva tunghet. För sand gäller:

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 20 \text{ kN/m}^3 && \text{(vattenmättad)} \\ \gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 && \text{(naturfuktig jord över GVY)} \\ \gamma' &= 10 \text{ kN/m}^3 && \text{(effektiv tunghet under GVY)} \end{aligned}$$

2.4.2 Vattentryck

För betongdammar på jord är vanligtvis vattentrycket, som verkar både mot uppströms-sidan (P_1) och mot undersidan dammen (P_5), en viktig last (Ekström 2017). I huvudsak är det vattentrycket, uppströms dammen, som ger upphov till den kraft som dammen ska ta upp och stabiliseras för. Detta tryck kan delas in i horisontella och vertikala komponenter om dammfronten lutar, se last (P_1) respektive (P_2) i figur 2.14. Anledningen är att även vattentrycket blir lutande då trycket verkar vinkelrätt emot dammfronten. Det kan även existera andra tryck, såsom sido- och vågtryck, men mestadels kan de försummas (Reinius 1962). Vid antagande om hur vattentrycket verkar så väljs de mest ogynnsamma, realistiska kombinationer som kan förekomma av vattenståndet vid uppströms- och nedströmssidan intill dammen (RIDAS 2011).

Porvattentryck

Då det finns ett porvattentryck i jorden, på aktivsidan, på passivsidan eller mot undersidan ska ett porvattentryck adderas till kraftjämvikten. Med hjälp av kontinuitetsekvationen och Darcys lag kan vattenflöden, vattentrycksgradienter och vattentryck i en damm beräknas (Ekström 2017):

$$\nabla \cdot (\mathbf{v}_w) = 0 \quad (2.14)$$

$$\mathbf{v}_w = -k_w \nabla H \quad (2.15)$$

$$H = y + \frac{p}{\rho g} \quad (2.16)$$

där

∇	nabla operator ($\nabla = [\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}]$), [1/m]
\mathbf{v}_w	vattenhastighet [m/s]
k_w	hydraulisk konduktivitet [m/s]
H	vattentryckshöjden [m.ö.h]
y	lägesnivå över referensnivån ± 0.0 m.ö.h
p	porvattentrycket [Pa]
ρ	vattnets densitet [kg/m ³]
g	tyngdaccelerationen [m/s ²]

De antaganden som vanligtvis brukar göras är att jorden är isotrop och vattenmättad samt att stationära flöden råder. Detta innebär att k_w är konstant i samtliga punkter och riktningar inom respektive material (Ekström 2017). Portrycket i jordprofilen påverkas (längsiktigt) av nederbörden, då den har omedelbar inverkan på grundvattennivån som i sin tur påverkar portrycket (Hultén et al., 2005).

Upptryck

Upptryck är det porvattentryck som verkar mot dammens underkant, och är resultatet av att vattnet flödar i undergrunden från uppströmssidan till nedströmssidan (Jönsson 1978). Om undergrunden har samma permeabilitet för hela dammen antas upptrycket variera linjärt mellan uppströms- och nedströmssidan, där vattendjupet på respektive sida motsvarar vilket upptryck som råder, se Figur 2.14 (Wiberg, Eriksson & Engström 2001). Då upptrycket nedsätter stabiliteten hos dammar, speciellt gällande gravitationsdammar, är det viktigt att åtgärder görs för att minska upptrycket (Jönsson 1978), till exempel kan en *tätklack* sättas vid uppströmsskanten, som vanligtvis cementinjekteras.

2.4.3 Istryck

När ett istäcke värms upp och utvidgas så orsakar detta ett istryck (P_7) mot dammen. De parametrar som påverkar hur stort istrycket blir är största istjocklek, temperaturdifferens, storlek och form på vattenytan ovanför dammen samt strändernas beskaffenhet och lutning. En brant och bergig strand ger, jämfört med långsluttad sandstrand, ett starkare

stöd till istäcket och ger därmed upphov till ett större istryck. Även dammens utformning ger upphov till olika istryck, där trycket från isen är högre på en vertikal dammfront än på en lutande variant (Reinius 1962).

Storleken på det horisontella istrycket beror på det geografiska läget, höjd över havet men även av lokala förhållanden som råder vid dammen. Vanligtvis antas det horisontella istrycket variera mellan 50 och 200 kN per meter dammlängd. Istrycket kan vara större än dessa värden beroende på lokala förhållanden såsom att istjockleken är extra stor (RIDAS 2011). Även stränder, som kan bringa ett mothåll vid temperaturvariationer, kan medföra större istryck. Dessutom kan osymmetrisk isbelastning uppträda, exempelvis vid en dammpelare i utskov, och hänsyn måste tas till detta.

2.4.4 Jordtryck

Definitionen av jordtryck är den kraft/spänning som verkar i kontaktytan mellan konstruktion och jordmassa. Det som påverkar jordtryckets storlek, fördelning och riktning är till exempel dynamisk påverkan samt tjälkrafter men även rörelserna emellan konstruktion och jord. Brott uppstår då förskjutningarna blir tillräckligt stora. På så sätt uppnår jordtrycket vissa gränsvärden, vilka beror på vektorernas riktning samt jordens skjuvhållfasthet och väggens struktur (Hansbo 1990).

Då spännvidden är stor mellan jordtryckets gränsvärden och de är svåra att uppskatta finns det tre gränfall som vanligtvis används (Hansbo 1990):

- vilojordtryck, det sker ingen rörelse mellan konstruktion och jord
- aktivt jordtryck, där konstruktionen rör sig bort från jorden tills brott sker
- passivt jordtryck, där konstruktionen rör sig in mot jorden tills brott sker

Värden på jordens tunghet och jordtryckskoefficient antas utifrån undersökningar av fyllningsmaterialet, i annat fall kan tabellvärden väljas från RIDAS (2011). I övrigt gällande jordtrycket ska överlaster som ej verkar stabiliserande beaktas, exempelvis trafiklast, liksom om överytan lutar måste även detta tas hänsyn till (RIDAS 2011).

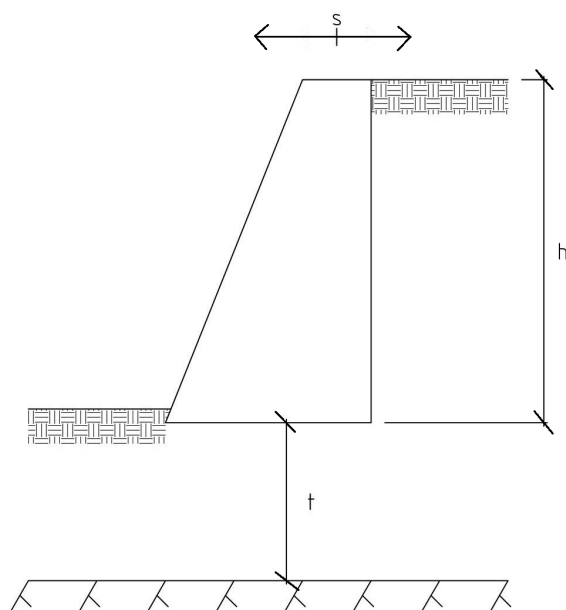
Jordtrycket, som verkar horisontellt mot en konstruktion, beskrivs enligt elasticitetsteorin som (Bergdahl et al., 1993):

$$p = K\sigma'_v = K(q + \gamma'z) \quad (2.17)$$

där

p	tryck mot konstruktionen [Pa]
K	jordtryckskoefficient för viljo-, aktiv- eller passivt jordtryck [-]
q	vertikal överlast på markytan [N/m^2]
γ'	effektiv tunghet [N/m^3]
z	djup under markytan [m]

Det som avgör om aktiva eller passiva jordtryck utvecklas är storleken hos den horisontella rörelsen s samt förhållandet mellan denna och konstruktionens höjd h som är utsatt för jordtryck, se figur 2.15. Vid förhållandet $s/h < 0.0025$ och om de horisontella rörelserna är små antas att vilojordtrycket råder. Det som krävs för att ett passivt jordtryck ska utvecklas fullt är att den horisontella rörelsen s är 5 % av konstruktionens höjd h . En ytterligare sak som påverkar hur mycket jordtrycken utvecklas är avståndet mellan underkant konstruktion och "fast botten" t i förhållande till höjden h (Bergdahl et al., 1993).



Figur 2.15: Förhållande mellan h , t & s , inspirerad från Bergdahl et al., (1993)

Viljordtryckskoefficienten har tagits fram med hjälp av empiri och beräknas enligt:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi') \quad (2.18)$$

där

ϕ'	effektiv friktionsvinkel hos jorden
---------	-------------------------------------

När små horisontella rörelser inträffar och förhållandet s/h blir såpass stort att vilojordtrycket ej längre kan antas används ekvation 2.19 och 2.20 för att beräkna K . Då förhållandet $t/h > 0.5$ gäller följande för när konstruktionen rör sig bort från (*aktivt jordtryck*) respektive mot jorden (*passivt jordtryck*) (Bergdahl et al., 1993):

$$K_{0a} = K_0(1 - 80\frac{s}{h}) \quad (2.19)$$

$$K_{0p} = K_0(1 + 80\frac{s}{h}) \quad (2.20)$$

där

K_{0a}	koefficient då konstruktionen rör sig <i>från</i> jorden [-]
K_{0p}	koefficient då konstruktionen rör sig <i>mot</i> jorden [-]
s	rörelsens storlek [m]
h	konstruktionens höjd [m]
t	jorddjup under konstruktionen [m]

När rörelsen blir större och fullt utvecklat aktivt respektive passivt jordtryck råder, beräknas koefficienterna enligt följande (Sällfors 1995):

$$K = K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.21)$$

$$K = K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.22)$$

Där ekvation 2.21 gäller för aktivt jordtryck och ekvation 2.22 för passivt jordtryck.

2.4.5 Övriga belastningar

Övriga laster som verkar på dammen är krafter från rörliga dammdelar, trafiklast, slamtryck och seismiska krafter. De två sistnämnda brukar inte förekomma i Sverige i någon större omfattning. Angående trafiklasten så tas den hänsyn till vid dimensionering av brobanor över utskoven och inte vid stabiliseringen av själva dammen (Reinius 1962).

2.5 Dimensioneringsnormer

Den tillämpningsvägledning som gäller idag för nybyggnad samt för kontroll och ombyggnad av befintliga dammar i Sverige är RIDAS - kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet. De anvisningar som finns i RIDAS (2011) baserar sig på Boverkets Konstruktionsregler, BKR, tillsammans med de speciella krav som finns för betongdammar. Detta innebär exempelvis att stjälpssäkerheten för betongdammar ännu kontrolleras med hjälp av säkerhetsfaktorer, istället för partialkoefficientmetoden. Då en av tyngdpunkterna för studien är att applicera partialkoefficientmetoden vid dimensionering av betongdammar grundlagda på jord presenteras relevanta delar ur Eurokod nedan.

2.5.1 Eurokod

När en geokonstruktion ska dimensioneras måste både geoteknisk kategori och säkerhetsklass fastställas för dimensioneringen.

Geoteknisk kategori

De saker som avgör vilken geoteknisk kategori som ska väljas är i första hand konstruktionens komplexitet och markförhållandet. Dessutom måste hänsyn tas till exempelvis angränsande byggnader och trafik men även till den kunskap som finns för likande konstruktioner (Ryner et al., 1996). I IEG (2008a) finns ett ”träd” med olika kriterier som gäller för respektive geoteknisk kategori: GK1, GK2 och GK3. För denna studie väljs GK2 då konstruktionen bedöms vara av normal storlek med normala last- och grundläggningsförhållanden.

Säkerhetsklass

För att ta omfattning och konsekvenser av personskador i beaktande vid dimensionering måste någon av de tre säkerhetsklasserna väljas: SK1, SK2 eller SK3. Där konsekvensen för SK1 är mindre allvarlig, för SK2 allvarlig och för SK3 mycket allvarlig (Ryner et al., 1996).

Partialkoefficienten γ_d väljs enligt nedan (IEG 2008a):

SK 1	$\gamma_d=0.83$
SK 2	$\gamma_d=0.91$
SK 3	$\gamma_d=1.00$

För denna studie väljs säkerhetsklass 2, SK2, eftersom den ska användas för geokonstruktioner om inget annat sägs (IEG 2008a), vilket innebär att $\gamma_d=0.91$.

Brottgränstillstånd

Det villkor som ska vara uppfyllt vid dimensionering i brottgränstillståndet är (IEG 2008a):

$$E_d \leq R_d \quad (2.23)$$

där

$E_d =$	dimensionerande lasteffekt
$R_d =$	dimensionerande bärförmåga

Vid beräkningen av den dimensionerande lasteffekten E_d , görs den för både ogynnsam och gynnsam last för att därifrån välja det dimensionerande fallet (IEG 2008a). De normer som finns för att beräkna E_d är:

EQU	förlorad jämvikt
UPL	förlorad jämvikt beroende på hydraulisk upptryckning
HYD	hydraulisk upptryckning
STR/ GEO	brott i konstruktionselement eller i mark

I denna studie kommer enbart de två sistnämnda att behandlas, vilka presenteras närmre i avsnitten nedan. De beteckningar som används för båda metoderna är (IEG 2008a):

E_d	dimensionerande lasteffekt
γ_d	partialkoefficient för säkerhetsklass
$G_{kj,sup}$	övre karakteristiskt värde för permanent last
$G_{kj,inf}$	undre karakteristiskt värde för permanent last
$Q_{k,1}$	karakteristiskt värde för variabel huvudlast
$Q_{k,i}$	karakteristiskt värde för samverkande variabel last i
$\psi_{0,1}$	varaktighetskoefficient för variabel huvudlast, karakteristisk
$\psi_{0,i}$	varaktighetskoefficient för variabel last i , karakteristisk
$\psi_{1,1}$	varaktighetskoefficient för variabel huvudlast, frekvent
$\psi_{1,i}$	varaktighetskoefficient för variabel last i , frekvent
$\psi_{2,1}$	varaktighetskoefficient för variabel huvudlast, kvasipermanent
$\psi_{3,i}$	varaktighetskoefficient för variabel last i , kvasipermanent

HYD - hydraulisk bottenuppretryckning

För ogynnsam last gäller:

$$E_d = \gamma_d 1.35 G_{dst} + \gamma_d 1.5 \cdot Q_{dst} + \gamma_d 1.5 \psi_{0,i} Q_{dst} \quad (2.24)$$

För gynnsam last gäller:

$$E_d = 0.90 G_{stb} \quad (2.25)$$

STR/GEO - brott i konstruktionselement eller mark

Vid beräkning av brottgränstillståndet STR/GEO måste typ av dimensioneringssätt väljas. Detta för att göra det möjligt att styra hur partialkoefficienterna för material, lasteffekt och bärförmåga ska kombineras, vilket dimensioneringssättet avgör. Gällande alla geokonstruktioner, med undantaget för geoteknisk bärförmåga hos pålar, används dimensioneringsätt 3 (DA3, "Design Approach 3"). Precis som för principen ovan, beräknas E_d för både ogynnsam och gynnsam last, dock så delas lasten dessutom in i konstruktions- och geotekniska laster. Observera att denna uppdelning är endast giltig för brottgränstillståndet STR/GEO DA3 (IEG 2008a).

Ogynnsamma konstruktionslaster beräknas enligt ekvationerna (IEG 2008a):

$$E_d = \gamma_d 1.35 G_{kj,sup} + \gamma_d 1.5 \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_d 1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.26)$$

$$E_d = \gamma_d 0.89 \cdot 1.35 G_{kj,sup} + \gamma_d 1.5 Q_{k,1} + \gamma_d 1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.27)$$

Medan gynnsam konstruktionslast beräknas enligt (IEG 2008a):

$$E_d = 1.00 G_{kj,inf} \quad (2.28)$$

Gällande ogynnsam geoteknisk last beräknas den enligt (IEG 2008a):

$$E_d = \gamma_d 1.10 G_{kj,sup} + \gamma_d 1.4 Q_{k,1} + \gamma_d 1.4 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.29)$$

Medan gynnsam geoteknisk last beräknas enligt (IEG 2008a):

$$E_d = 1.00G_{kj,inf} \quad (2.30)$$

Den geotekniska lasten inkluderar (Trafikverket 2014a):

- egentyngd från jorden
- jordtrycket, med vattentrycket inkluderat, som orsakas av jordens egentyngd eller att någon konstruktionsdel rör sig
- skjuvkrafter

Summan av lasteffekterna från konstruktions- och geotekniska lasterna ger den totala lasteffekten där STR/GEO (IEG 2008a).

2.5.2 Kontroll av jordens vertikala bärförmåga - Allmänt

Kravet som måste uppfyllas, i brottgränstillståndet, gällande den vertikala bärförmågan är (IEG 2008b):

$$V_d \leq R_d \quad (2.31)$$

där

- V_d dimensionerande vertikal last
- R_d dimensionerande bärförmåga

I den dimensionerande lasten, V_d , ingår tyngden från fundamentet, återfyllningsmaterial, jordtryck (både gynnsamma och ogynnsamma) samt vattentryck. Gällande R_d kan den beräknas med stöd av analytisk, halvempirisk eller hävdvunnen metod (IEG 2008b). Då modellering i denna studie enbart görs för en fiktiv damm, kommer endast den analytiska metoden att beröras.

För att kontrollera jordens vertikala bärförmåga används den allmänna bärighetsekvationen i denna studie. Observera att om släntlutningen är större än $\phi'_k/2$ får ej den allmänna bärighetsekvationen enbart användas vid dränerad analys, utan måste kompletteras med en släntstabilitetsberäkning (IEG 2008b; Trafikverket 2014a).

Allmänna bärlighetsekvationen ges av (IEG 2008b):

$$q_{bd} = c_{ud}N_{cd}\xi_c + q_dN_{qd}\xi_q + 0.5\gamma'b_{ef}N_{\gamma d}\xi_{\gamma} \quad (2.32)$$

där

q_{bd}	grundtryckets dimensionerande brottvärde
c_d	dimensionerande skjuvhållfasthet (kohesion)
q_d	dimensionerande överlagringstryck vid grundläggningsnivån
γ'	viktat värde på jordens effektiva tunghet under grundläggningsnivån
$N_{cd}, N_{qd}, N_{\gamma d}$	dimensionerande bärlighetsfaktorer beroende på jordens friktionsvinkel
$\xi_c, \xi_q, \xi_{\gamma}$	korrektionsfaktorer för grundläggningsnivå, fundamentets form samt för lutande last, markyta och basyta

Då studien enbart kommer att utföras för friktionsjord, antas att $c = 0$, vilket gör att ekvation 2.32 kan reduceras till:

$$q_{bd} = q_dN_{qd}\xi_q + 0.5\gamma'b_{ef}N_{\gamma d}\xi_{\gamma} \quad (2.33)$$

Gällande jordens tunghet råder följande samband om grundvattennivån finns inom djupet b_{ef} :

$$\gamma_{eq} = \gamma \frac{d_2}{b_{ef}} + \gamma' \frac{b_{ef} - d_2}{b_{ef}} \quad (2.34)$$

där

γ_{eq}	ekvivalent tunghet
d_2	avstånd mellan grundläggningsnivån och grundvattennivån, $0 < d_2 < b_{ef}$
b_{ef}	effektiv plattbredd

Om $d_2 = 0$ ger detta att $\gamma_{eq} = \gamma' = \gamma_m - \gamma_w$.

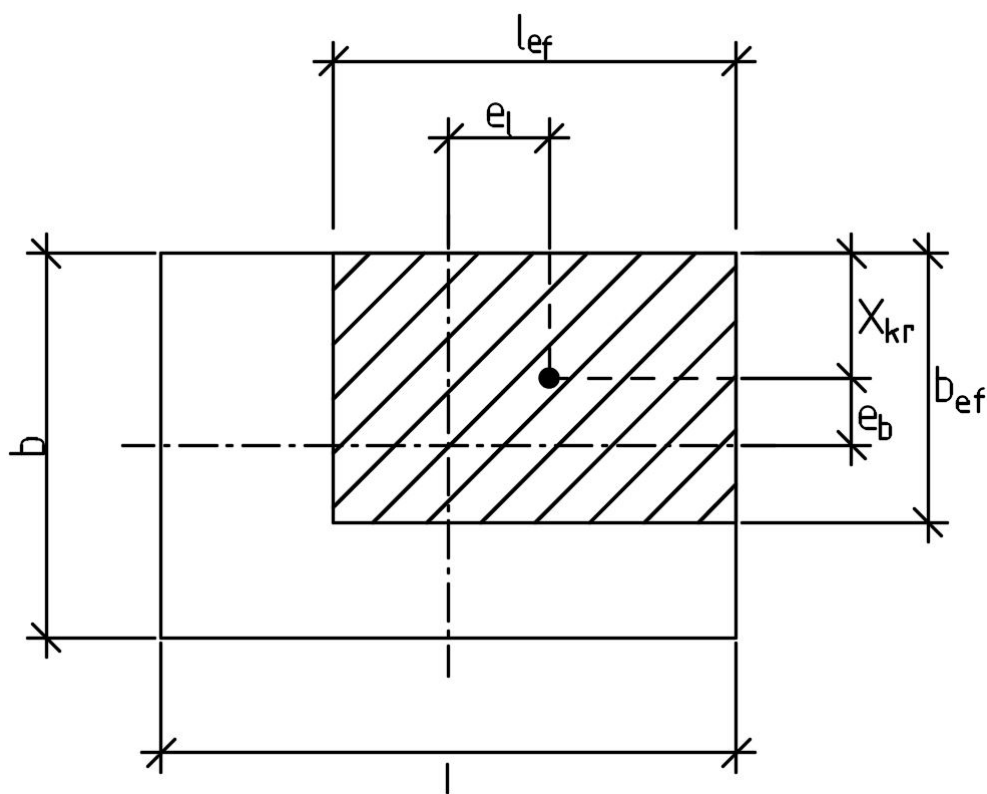
Vid moment eller excentriskt lastangrepp behöver den effektiva plattbredden respektive plattlängden, se figur 2.16, beräknas enligt:

$$b_{ef} = b - 2e_b \quad (2.35)$$

$$l_{ef} = l - 2e_l \quad (2.36)$$

$$A_{ef} = b_{ef}l_{ef} \quad (2.37)$$

Anledningen till att dammens basyta måste reduceras är att den del av basytan som kan tillgodoräknas för att ta upp laster minskar vid moment eller excentriskt lastangrepp.



Figur 2.16: Effektiv area

I och med att det finns ett flertal verkande horisontella laster i denna studie, beräknas den effektiva bredden genom:

$$b_{ef} = 2X_{kr} \quad (2.38)$$

Där X_{kr} är kraftresultantens läge, vilken beräknas med hjälp av momentjämvikt, se avsnitt 4.1.

Det enklaste sättet att ta reda på värden för bärlighetsfaktorerna N_{qd} , $N_{\gamma d}$, vilka baserar sig på ϕ'_d , är att använda ett tabellerat värde, se till exempel Tabell C. 1 i IEG (2008b).

Korrektionsfaktorerna ξ_q , ξ_γ tar hänsyn till inverkan på grund av jordens hållfasthet över grundläggningsnivån ($d_{q,\gamma}$), fundamentals form ($s_{q,\gamma}$), lutande last ($i_{q,\gamma}$), lutande markyta ($g_{q,\gamma}$) och lutande basyta hos fundament ($b_{q,\gamma}$). Dessa beräknas enligt (IEG 2008b):

$$\xi_d = d_q s_q i_q g_q b_q \quad (2.39)$$

$$\xi_\gamma = d_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (2.40)$$

Eftersom det finns både en horisontell och en vertikal last, vilka bildar en sned resultant, så måste korrektionsfaktorn ($i_{q,\gamma}$) tas med. Då fundamentets basyta inte lutar kommer beräkningsförfarandet för ($b_{q,\gamma}$) ej att behandlas närmre utan dessa sätts till 1.0. De övriga ingående parametrarna beräknas enligt ekvationerna:

$$d_q = 1 + 0.35 \frac{d}{b_{ef}}; d_q \leq 1.7 \quad (2.41)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (2.42)$$

$$s_q = 1 + (\tan \phi) \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \quad (2.43)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \quad (2.44)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} l_{ef} c \cot \phi_d} \right)^m \quad (2.45)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} l_{ef} c \cot \phi_d} \right)^{m+1} \quad (2.46)$$

$$g_q = g_\gamma = 1 - \sin 2\beta \quad (2.47)$$

där

d grundläggningsdjupet

b_{ef} effektiva bredden

l_{ef} effektiva längden, notera att $\frac{b_{ef}}{l_{ef}} \leq 1.0$

H horisontell lastkomposant

V vertikal lastkomposant

β markytans lutningsvinkel mot horisontalplanet i radianer

Då den horisontella lastkomposanten verkar i breddriktningen är

$$m = m_b = \frac{2l_{ef} + b_{ef}}{l_{ef} + b_{ef}} \quad (2.48)$$

Att tänka på är att dessa korrektionsfaktorer ej kan användas vid dränerad analys om $\beta > (\phi/2)$, men de kan användas för att dimensionera plattstorleken. I de fall när släntlutningen (β) är större än halva friktionsvinkeln ($\phi_d/2$) måste en släntstabilitetsanalys göras för att säkerhetsställa att den vertikala bärförmågan uppfylls.

Bärförmåga hos friktionsjord

Friktionsjordens dimensionerande bärförmåga vid dränerade förhållanden, R_d , beräknas genom att utgå från jordens dimensionerande brottvärde, q_{bd} . Således kombineras ekvation 2.33 med fundamentets effektiva area, vilket leder till följande uttryck (IEG 2008b):

$$R_d = \frac{A_{ef}}{\gamma_{Rd}} q_{bd} \quad (2.49)$$

där

- A_{ef} fundamentets effektiva bottenarea
- q_{bd} grundtryckets dimensionerande brottvärde
- γ_{Rd} modellosäkerhetsfaktor

2.5.3 Kontroll mot glidning i jord

Vid dimensionering av slänter, som består av friktionsjord, är det endast nödvändigt att göra en dränerad analys med variabel last. Det som kan skilja sig mellan tidigare praxis (totalsäkerhetsfilosofi) och nuvarande (partialkoefficienter), är att placering och form av den kritiska glidytan är annorlunda jämfört (IEG 2008c).

Säkerhetsfaktorn mot skred, vid numeriska beräkningar, måste uppfylla följande krav:

$$F_{num} = \frac{\gamma_M F_{EN}}{\eta} \quad (2.50)$$

där

- F_{num} = krav för säkerhetsfaktor vid numeriska beräkningar
- γ_M = γ_ϕ vid dränerad analys, se tabell 2.2
- η = omräkningsfaktor
- F_{EN} = krav för säkerhetsfaktor beroende på val av säkerhetsklass

Observera att kravet för F_{EN} gäller för stabilitetsprogram, vilka baserar sig på totalsäkerhet (IEG 2008c), se tabell 2.1.

Tabell 2.1: *Krav F_{EN} (IEG 2008c)*

Säkerhetsklass	F_{EN}
SK 1	0.9
SK 2	1.0
SK 3	1.1

Geokonstruktionens dimensionerande värde

För att ta hänsyn till osäkerheter både till jords uppmätta värden och till själva stöd-konstruktionen i sig, bestäms geokonstruktionens dimensionerande värde, X_d , enligt (IEG 2009):

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (2.51)$$

där

γ_M	fast partialkoefficient
η	omräkningsfaktor, vilken tar hänsyn till osäkerheter kopplat till jordens egenskaper och typ av geokonstruktion
\bar{X}	medelvärde baserat på härledda värden

Både den fasta partialkoefficienten och omräkningsfaktor presenteras nedan.

Partialkoefficient γ_M

Vid dimensionering av slänter och bankar används värden för γ_M ur tabell 2.2:

Tabell 2.2: *Partialkoefficient γ_M (IEG 2008c)*

Jordparameter	Symbol	Värde
Friktionsvinkel ($\tan \phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1.3
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1.3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	1.5
Enaxlig tryckhållfasthet	γ_{qu}	1.5
Tunghet	γ_{γ}	1.0

I denna studie är $\gamma_M = 1.3$, då friktionsjord kommer att behandlas.

Omräkningsfaktorn η

För att kunna ta hänsyn till osäkerheter koppade till en särskild konstruktion och rådande jordegenskaper används omräkningsfaktorn η , vilken beräknas enligt (IEG 2009):

$$\eta = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \eta_5 \eta_6 \eta_7 \eta_8 \quad (2.52)$$

Beroende vilken typ av geokonstruktion som ska dimensioneras varierar η något, i detta fall betraktas betongdammen som en stöd-konstruktion. Vanligtvis varierar faktorn mellan 0.9 och 1.1.

Parametern η kan delas in i åtta stycken delfaktorer, vilka beaktar olika saker. Delfaktorerna η_1, η_2, η_3 och η_4 tar hänsyn till marken och hur den har undersökts enligt följande (IEG 2009):

η_1	egenskapens naturliga variation
η_2	antal oberoende undersökningspunkter
η_3	osäkerhet relaterad till bestämning av jordens egenskaper
η_4	geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt

Vanligtvis kan dessa delfaktorer anges tillsammans inom intervallet $0.6 \leq \eta_1\eta_2\eta_3\eta_4 \leq 1.05$, med normalvärdet på 0.95 för en väl genomförd markundersökning, vilket väljs i denna studie (IEG 2009).

Delfaktorerna η_5 och η_6 , tar hänsyn till geokonstruktionens geometri och utformning enligt (IEG 2009):

η_5	egenskapens naturliga variation
η_6	geokonstruktionens förmåga att överföra laster från vecka till fasta delar i marken

Precis som för de andra delfaktorerna kan ett gemensamt värde anges för $\eta_5\eta_6$. I rapporten från IEG (2009) finns det riktlinjer för hur $\eta_5\eta_6$ ska tillämpas, vilket beror på om ett lokalt värde är dimensionerande eller ej. I detta fall sätts värdet för denna delfaktor till 1.00, vilket är medelvärdet mellan fallet då lokala värden är avgörande, ($\eta_5\eta_6=0.85$), och fallet då den involverade jordvolymen är stor, ($\eta_5\eta_6=1.15$) (IEG 2009).

De sista delfaktorerna, η_7 och η_8 , tar hänsyn till följande:

η_7	typ av brottmekanism (sprött eller segt)
η_8	parameterens betydelse i förhållande till andra lastgivande eller mothållande parametrar

I normala fall sätts η_7 till 1.0 eftersom jorden vanligtvis har ett segt brott vid stödkonstruktioner. Den sista delfaktorn, η_8 , varierar lite beroende på typ av jord. Ett högre värde kan väljas för friktionsjord med höga vattentryck, dock väljs värdet 1.0 för η_8 då denna undersökning bedöms som ett övrigt fall (IEG 2008b).

Med stöd av ovanstående resonemang beräknas därför η till följande:

$$\eta = 0.95 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.95 \quad (2.53)$$

2.5.4 Kontroll mot glidning mellan damm och jord

När horisontella krafter verkar måste även kontroll mot glidning utföras, vilken generellt görs enligt följande (IEG 2008b):

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (2.54)$$

där

H_d	horisontallast (pådrivande), med aktuellt jordtryck inräknat
R_d	mothållande bärförmåga, utifrån friktion eller kohesion mellan jord och konstruktion
$R_{p,d}$	mothållande jordtryck (dimensionerande)

För den dränerade analysen, fastställs den dimensionerande horisontella bärförmågan efter:

$$R_d = V'_d \tan \delta'_d \quad (2.55)$$

där

V'_d	dimensionerande vertikal lasteffekt
$\delta'_d = \phi'_{cv:d}$	effektiv dimensionerande vinkel vid platsgjuten betongplatta
$\phi'_{cv:d}$	dimensionerande kritisk friktionsvinkel

2.5.5 Kontroll mot stjälpning

Det är främst vid fast lagrad jord med hög vertikal bärförmåga som stjälpning är viktig att kontrollera. I regel antas att risken för stjälpning är reducerad om den vertikala bärförmågan hos jorden är styrande och/eller att lastresultatens excentricitet understiger 1/3 av plattbredden och plattlängden. Detta leder till att följande olikhet ska vara uppfylld enligt IEG (2008b):

$$E_{dst:d} < E_{stb:d} + T_d \quad (2.56)$$

där

$E_{dst:d}$	effekten av stjälpande laster (dimensionerande)
$E_{stb:d}$	effekten av stabiliserande laster (dimensionerande)
T_d	mobiliserad skjuvkraft under plattan (dimensionerande)

Observera att ” T_d ska om den medräknas enbart ge ett mindre bidrag till att olikheten uppfylls” enligt IEG (2008b).

I denna studie görs kontrollen mot stjälpning genom att verifiera villkoret att lastresultantens excentricitet understiger 1/3 av plattbredden, vilket beror på att stjälpning normalt inte inträffar om detta uppfylls.

Kapitel 3

Modellering

I det här kapitlet tas den bakomliggande teori som finns om COMSOL Multiphysics 5.3a och GeoStudio upp, därutöver klarläggs hur programmen har använts. Gällande resultaten presenteras de endast i kapitel 5 tillsammans med tillvägagångssätt, vilket gäller framförallt resultaten från COMSOL med fokus på det som nämndes i det inledande kapitlet.

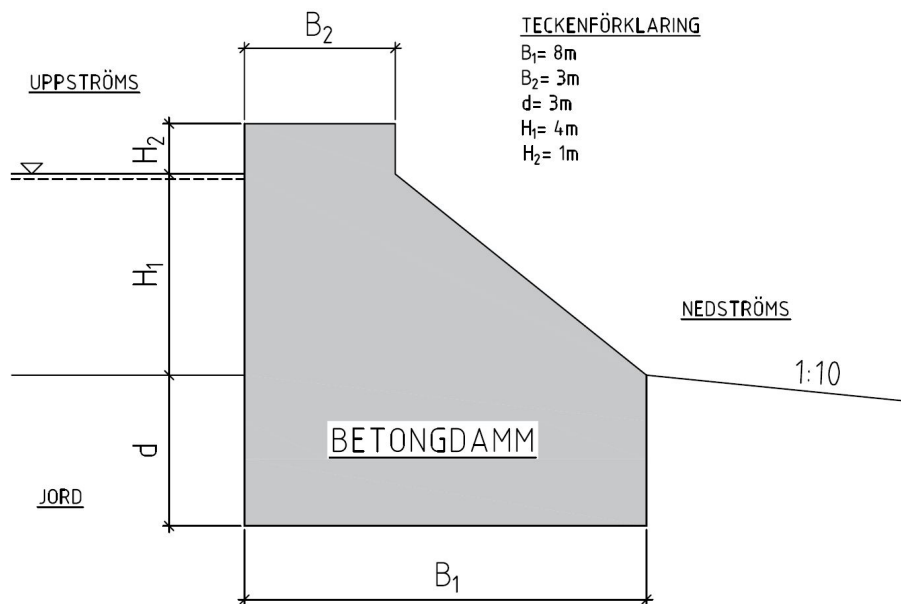
Ett antagande som gjorts är att jordgrunden består av fast lagrad och vattenmättad sand, vilket innebär att det är de värden som kommer att anges för båda programmen. Utgångspunkten har varit att använda sandens karakteristiska materialvärden, med tanke på den förhoppning som finns att kunna jämföra resultatet från modellerna från COMSOL och GeoStudio mot handberäkning enligt RIDAS och Eurokod, se kapitel 4.

3.1 Beräkningsmodell

I detta avsnitt beskrivs den beräkningsmodell som använts i COMSOL Multiphysics och i GeoStudio.

För att säkerhetsställa att modellen i COMSOL Multiphysics fungerar på ett tillfredsställande sätt görs en kontroll i GeoStudio. På samma sätt görs även en kontroll av GeoStudio genom handberäkning, både hjälp genom totalsäkerhetsfaktorer (RIDAS) och genom partialkoefficienter (Eurokod).

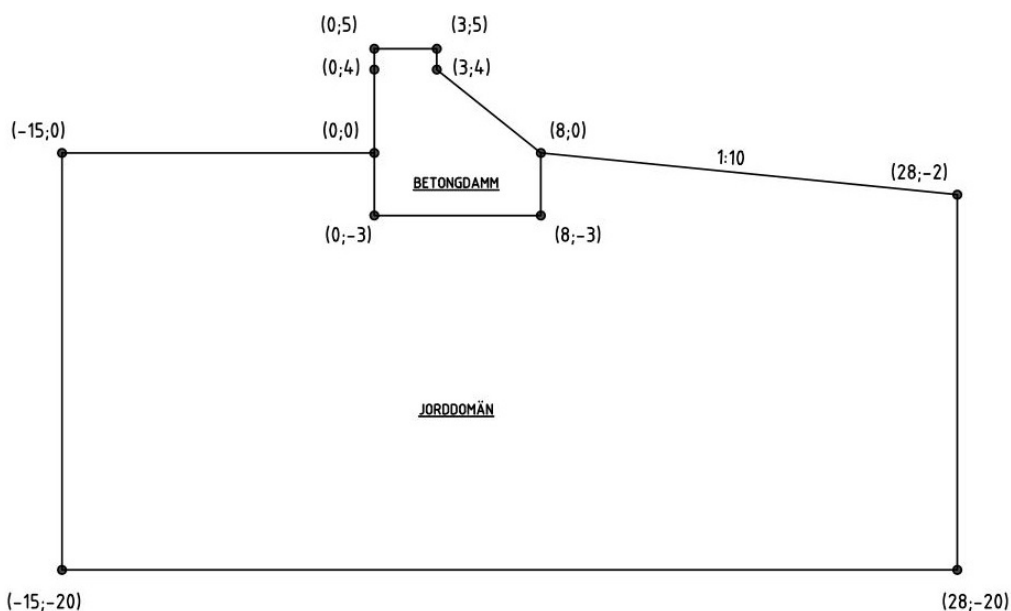
I figur 3.1 redovisas den antagna betongdammen tillsammans med grundläggningsdjup, d , vattennivån på uppströmssidan, H_1 , fribordet, H_2 , men även lutningen hos slänten på nedströmssidan med förhållandet 1:10.



Figur 3.1: Måttsättning av betongdamm

På uppströmssidan, i höjd med rådande vattennivå, kommer en islast att appliceras i modelleringen. Det är den enda lasten som kommer att ökas, för att på så vis provocera fram ett brott i undergrunden och göra det möjligt att dra slutsatser utifrån det.

I figur 3.2 redovisas de koordinater som använts för att bygga upp damm- respektive jorddomänen.



Figur 3.2: Domänstorlek

3.2 COMSOL Multiphysics

De moduler som kommer att användas är dels ”*Coefficient Form PDE*” för att beräkna rådande porvattentryck, och dels ”*Solid Mechanics*” för att undersöka hur jorden under dammen plasticeras och går till brott. Om inget annat anges har den inbyggda hjälpfunktionen i programmet använts som källa, för att förklara hur de olika fysiknoderna fungerar tillsammans med bakomliggande teori.

Modellen delas in i två stycken domäner, en domän för undergrunden, alltså jord i detta fall, och en domän för själva betongdammen. Dessa domäner tilldelas material med tillhörande egenskaper, vilka ses i tabell 3.1 respektive i tabell 3.2. Domänerna sitter ihop som en *union*, vilket innebär att de är sammankopplade och inte kan röra sig internt i förhållande till varandra.

Gällande värden för sandens elasticitetsmodul, densitet och friktionsvinkel har de angetts i avsnitt 2.2.2, 2.2.3 och 2.4.1. I SGF (2012) redovisas exempel på tvärkontraktionstal för olika jordfraktioner, både för helt vattenmättad och lägre vattenmättnadsgrad (<98 %). Då jorden består av en friktionsjord (sand) väljs ett värde för dränerat förhållande, vilket innebär att $\nu = 0.35$. Anledningen till att ett värde för kohesionen har angetts är att programmet ska kunna konvergera. Därför ansattes minsta möjliga värde som gjorde att beräkningen kunde genomföras. Myrström (2015) påvisade i sitt examensarbete att en kohesion om 1-2 kPa endast ger en försumbar skillnad från fullständigt kohesionslösa fyllnadsmaterial.

Tabell 3.1: *Materialegenskaper för sand*

Materialegenskap	Symbol	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul	E_s	20	[MPa]
Poissons tal	ν_s	0.35	[-]
Densitet	ρ_s	2000	[kg/m ³]
Kohesion	c_s	2	[kPa]
Friktionsvinkel	ϕ_s	35	[°]

För betongdammen antas betongkvalité C30, vilket innebär att elasticitetsmodulen har ett värde på 30 GPa (Isaksson & Mårtensson 2010). Gällande *Poissons tal* för betong ligger det på ungefär 0.20 (Burström 2007). Betongens densitet angavs i avsnitt 2.4.1.

Tabell 3.2: *Materialegenskaper för betongdammen*

Materialegenskap	Symbol	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul	E_b	30	[GPa]
Poissons tal	ν_b	0.20	[-]
Densitet	ρ_b	2300	[kg/m ³]

I tabell 3.3 finns sammanställning av de övriga globala parametrarna som används för beräkningen i COMSOL. För att göra en parametrisk studie används parametern ”*Para1*”, vilken läggs på islasten och övriga laster i ”*Solid mechanics*”, se avsnitt 3.2.2. Att detta görs beror främst på två saker, dels för att göra det möjligt att ta reda på vid vilken islast som brottet sker och dels för att lägga på lasterna försiktigt i början för att programmet ska fungera. I och med att en låg kohesion har ansatts för jorden är det viktigt med små steg i början för att programmet ska ha möjlighet att konvergera.

Tabell 3.3: *Övriga parametrar*

Symbol	Värde	Enhet	Förklaring
ovy	4	[m]	vattennivå uppströms
nvy	0	[m]	vattennivå nedströms
$Para1$	0-600	[-]	parameter, varierar
γ'	10	[kN/m ³]	effektiv tunghet sand
γ_{btg}	23	[kN/m ³]	tunghet betong
γ_w	10	[kN/m ³]	tunghet vatten
I_s	1	[kN]	islast

I COMSOL görs en parametrisk studie genom att använda funktionen ”*Auxiliary sweep*” och i denna studie användes följande spännvidd, (”*range*”):

$$(0, 0.01, 0.99); (1, 0.1, 1.9); (2, 1, 600) \quad (3.1)$$

Vilket innebär att parametern stegrar från 0 till 0.99 med steg om 0.01, därefter stegrar den från 1 till 1.9 med steg om 0.1 för att sedan öka med steg om 1 från 2 upp till 600.

3.2.1 Coefficient Form PDE

Denna fysiknod används för att beräkna det porvattentryck som uppstår på grund av den vattennivåskillnad mellan uppströms- och nedströmssidan. Den ekvation som COMSOL baserar sina beräkningar i denna fysiknod på är:

$$e_a \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} + d_a \frac{\partial u_2}{\partial t} + \nabla \cdot (-c \nabla u_2 - \alpha u_2 + \gamma) + \beta \cdot \nabla u_2 + a u_2 = f \quad (3.2)$$

där u_2 "dependent variables" och

$$\nabla = \left[\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right] \quad (3.3)$$

De ingående parametrarna i ekvation 3.2 är följande:

- e_a "mass coefficient"
- d_a "damping/mass coefficient"
- c "diffusion coefficient"
- α "conservative flux convection coefficient"
- β "convection coefficient"
- a "absorption coefficient"
- γ "conservative flux source"
- f "source term"

Då syftet är att beräkna porvattentrycket måste ekvation 3.2 uttryckas med hjälp av Darcys lag, se avsnitt 2.4.2. Därför sätts samtliga parametrar ovan till noll förutom " c ". Detta ger $\nabla(c \nabla u_2) = 0$, vilket motsvarar ekvation 2.14. I detta fall används parametern " c " för att ange permeabiliteten hos respektive domän. I Larsson (2008) finns permeabilitet för olika jordfraktioner, för detta fall antogs ett medelvärde för finsand. Gällande betongen antogs ett litet värde då betongen ska ses som i princip vattentät. Se tabell 3.4 för antagna värden.

Tabell 3.4: Permeabilitet för respektive material

Domän	c	Enhet
Betong	$1 \cdot 10^{-11}$	[m/s]
Sand	$1 \cdot 10^{-4}$	[m/s]

Likaså behöver randvillkor anges, vilket görs för uppströms- och nedströmssidan i denna studie med hjälp av ”*Dirichlet Boundary Conditions*” enligt följande:

$$u_2 = r \tag{3.4}$$

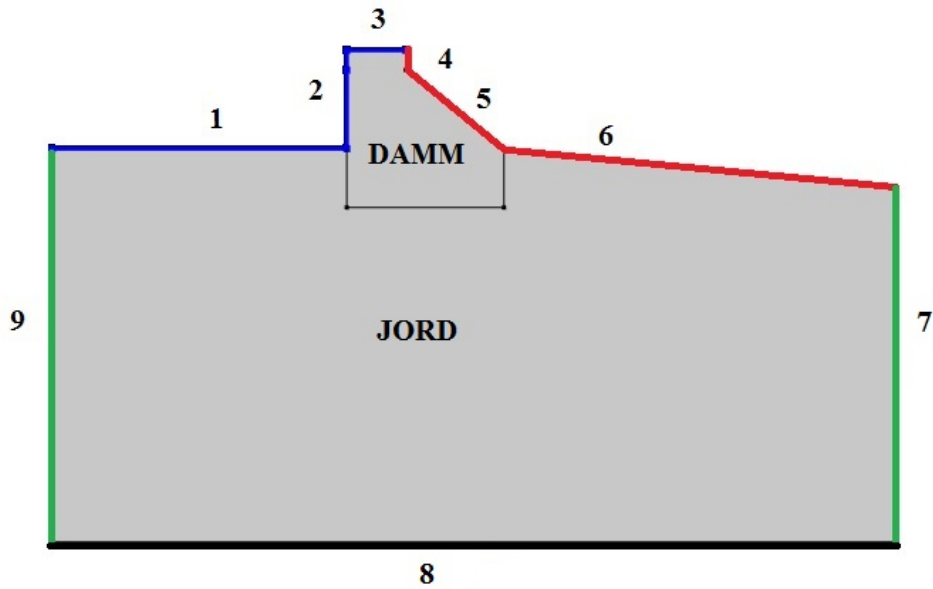
Där r är det randvillkoret som gäller. Logiska uttryck används till båda randvillkoren för att beräkningen ska bli rätt, se tabell 3.5.

Tabell 3.5: *Randvillkor ”Dirichlet Boundary Conditions”*

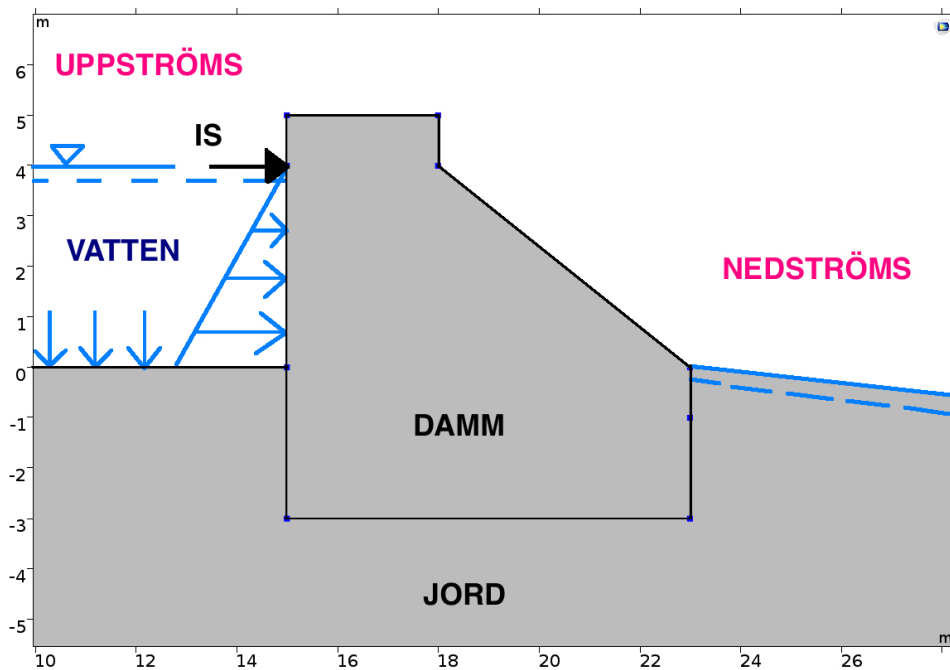
Rand	Randvillkor r	Enhet
1-3: Uppströms	$ovy \cdot (y \leq ovy) + y \cdot (y > ovy)$	[m]
4-6: Nedströms	$nvy \cdot (y \leq nvy) + y \cdot (y > nvy)$	[m]

I COMSOL betyder uttrycket ” $ovy \cdot (y \leq ovy)$ ” att så länge $y \leq ovy$ ska värdet för ovy användas och uttrycket $y \cdot (y > ovy)$ ska värdet för y användas om $y > ovy$. På motsvarande sätt fungerar uttrycket som finns för nedströmssidan. Längs övriga ränder, rand 7-9, används ”*Zero flux*”, vilket innebär att inget flöde kommer ske över dessa linjer.

I figur 3.3 finns nummerindelningen för respektive rand och figur 3.4 visar en schematisk bild över pålagda laster om hur de verkar på dammen.



Figur 3.3: Schematisk bild över respektive domäner inklusive randnummer



Figur 3.4: Schematisk närbild över pålagda laster

3.2.2 Solid Mechanics

Denna fysiknod används för att beräkna de spänningar, sättningar och töjningar som uppstår i jorden vid belastning. Då dammen bedöms vara en lång konstruktion väljs 2D-approximationen ”*plane strain*”.

Jorddomänen ansätts som ett linjärelastiskt isotropt material tillsammans med villkoret ”*Soil Plasticity*”, vilket anger vilket brottvillkor (plasticering) som gäller. I denna studie används *Drucker-Prager* brottkriterium, vilket anpassas till *Mohr-Coulombs* brottkriterium för att på så sätt endast behöva ange materialets kohesion och friktionsvinkel. I tabell 3.1 finns information om de materialegenskaper och värden som använts för jorddomänen. De ekvationer som COMSOL baserar sina beräkningar på, gällande plasticitet i jorden med ovanstående villkor är följande:

$$\varepsilon_{pl} = \lambda \frac{\partial Q}{\partial S} \quad (3.5)$$

med

$$\lambda > 0, F(\sigma, \sigma_{ys}), \lambda F = 0$$

där

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k \quad (3.6)$$

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (3.7)$$

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (3.8)$$

De ingående parametrarna i ekvationerna ovan är följande:

- F flytvillkor
- I_1 invariant, se ekvation 3.9
- J_2 invariant, se ekvation 3.10
- α Drucker-Prager koefficient
- k Drucker-Prager koefficient
- c kohesion
- ϕ friktionsvinkel

I_1 är första invarianten av spänningstensorn och definieras enligt (Yu 2006):

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (3.9)$$

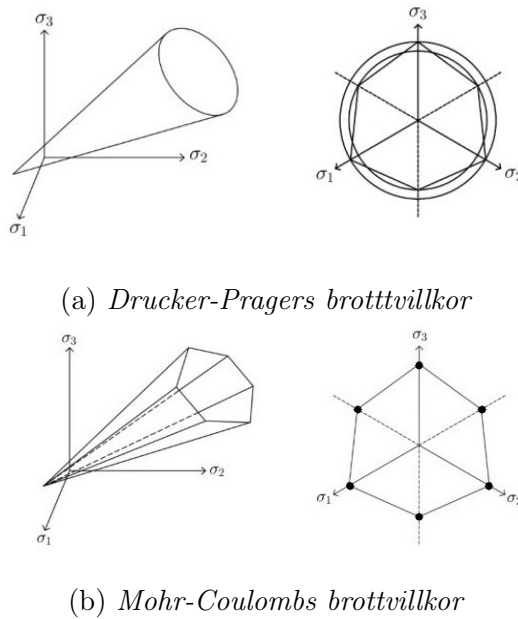
J_2 är den andra invarianten av deviator-spänningstensorn och definieras enligt (Yu 2006):

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 + 2I_3) \quad (3.10)$$

I_3 , se ekvation 3.10, är tredje invarianten av spänningstensorn och definieras enligt (Yu 2006):

$$I_3 = \sigma_{xx}\sigma_{yy}\sigma_{zz} - \sigma_{xx}\sigma_{yz}^2 - \sigma_{yy}\sigma_{xz}^2 - \sigma_{zz}\sigma_{xy}^2 + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{xz} \quad (3.11)$$

Figur 3.5 visar Drucker-Pragers och Mohr-Coulombs brottvillkor, i både två och tre dimensionell vy. I den tredimensionella vyn bildas en kon, där öppningen på konen sker mot den tryckta axeln. Figur 3.5a visar Drucker-Pragers brottvillkor i tvådimensionell vy med drag- och tryckmeridianerna (inner- respektive yttercirkeln) tillsammans med Mohr-Coulombs brottvillkor.



Figur 3.5: *Drucker-Prager och Mohr-Coulombs brottvillkor*

Studien använde Drucker-Pragers approximation för att undvika numeriska problem som kan uppstå i de hörn som finns i Mohr-Coulombs brottvillkor, se figur 3.5b.

Betongdomänen anges också som ett linjärelastiskt material, dock utan plasticeringsvillkor, med egenskaper enligt tabell 3.2. Gällande både jord- och betongdomänen har de angetts som "nearly incompressible material". Dessutom måste "Additive strain decomposition" vara aktiverad för jorddomänen (gäller ej betongdomänen).

De yttre laster som läggs på är gravitation, porvattentrycket, vattenlasten som verkar på uppströmssidan (både vertikalt och horisontellt) och slutligen islasten. Gravitationen för både jord- och betongdomän ökar från noll till fullständig egentygnd med följande uttryck:

$$\mathbf{g} = \begin{bmatrix} 0 \\ -g \cdot Para1 \cdot (Para1 \leq 1) - g \cdot (Para1 > 1) \end{bmatrix} \text{ [m/s}^2\text{]} \quad (3.12)$$

Uttrycket " $-g \cdot Para1 \cdot (Para1 < 1)$ " innebär att så länge $Para1 \leq 1$ multipliceras gravitationen g med parametern, men när $Para1 > 1$ inkluderas inte parametern för att

uttrycka g i och med uttrycket $g \cdot (Para1 > 1)$. För övrigt är konstanten g fördefinierad i COMSOL till ett värde av 9.81 m/s^2 . Dessa uttryck med om när och hur parametern $Para1$ ska användas förekommer även för övriga laster. Anledningen till att egentynghden stegas upp är att programmet ska få möjlighet att konvergera.

Gällande porvattentrycket läggs det på direkt när jord- och betongdomänen nått sin verkliga egentynghd (när $Para1 = 1$). För att ta hänsyn till det porvattentryck som uppstår måste portrycksgradienten läggas in som en "Body Load" för både betong- och jorddomänen, vilket gjordes enligt följande

$$\mathbf{F}_V = \begin{bmatrix} -u_{2x}10^4 \cdot (Para1 \geq 1) \\ -u_{2y}10^4 \cdot (Para1 \geq 1) \end{bmatrix} [\text{m/s}^3] \quad (3.13)$$

u_{2x} och u_{2y} är gradienterna som beräknades med hjälp av *Coefficient Form PDE*, se avsnitt 3.2.1.

Precis som för porvattentrycket läggs vattenlasten på när $Para1 = 1$. Den överlast som finns på uppströmssidan, på grund av rådande vattenpelare, sätts in som randlast längs rand 1, se figur 3.3, med följande uttryck:

$$\mathbf{F}_{A,V} = \begin{bmatrix} 0 \\ -ovy \cdot \gamma_w \cdot (Para1 \geq 1.1) \end{bmatrix} [\text{N/m}^2] \quad (3.14)$$

För att ta hänsyn till den horisontella vattenlasten som verkar längs rand 2, se figur 3.3, sätts följande uttryck in som en randlast:

$$\mathbf{F}_{A,H} = \begin{bmatrix} abs(y - ovy) \cdot \gamma_w \cdot (Para1 \geq 1.1) \\ 0 \end{bmatrix} [\text{N/m}^2] \quad (3.15)$$

Islasten läggs in som en punktlast som verkar på betongdammen och ser ut enligt följande:

$$\mathbf{F}_P = \begin{bmatrix} I_s \cdot Para1 \cdot (Para1 \geq 1.2) + 0 \cdot (Para1 < 1.2) \\ 0 \end{bmatrix} [\text{N}] \quad (3.16)$$

Anledningen till att islasten läggs på först när $Para1 \geq 1.2$ är att övriga laster måste vara aktiverade innan, och dels att lättare presentera hur stora spänningar och plasticeringar som orsakas av just själva islasten.

De randvillkor som gäller är "fixed constraint" för Rand 8 samt "roller" för Rand 7 och Rand 9, se figur 3.3. De övriga, Rand 4 till Rand 6, är ansatt som fria.

3.2.3 Konvergenstudie COMSOL Multiphysics

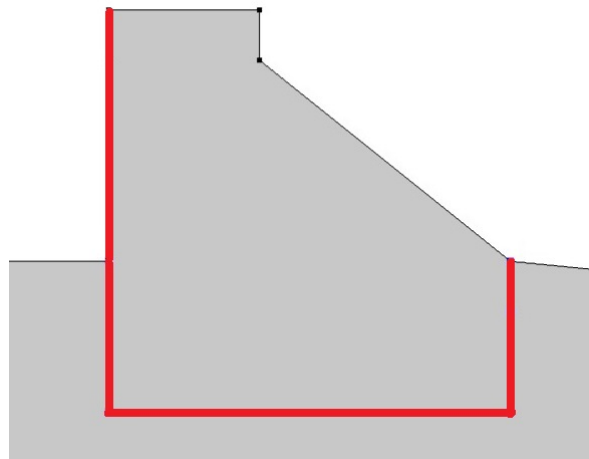
För att avgöra när elementstorleken är tillräckligt fin, kontrollerades detta genom att jämföra hur plasticeringen, i form av "effective plastic strain" ε_{pe} , förändrades i takt med ändrad elementstorlek. Totalt gjordes 4 stycken test med varierande elementstorlek, se tabell 3.6. Elementstorleken gjordes finare för varje test och avbröts då ingen okulär skillnad kunde observeras av hur stor del av domnänerna som påverkades.

Tabell 3.6: *Test av olika elementstorlekar för COMSOL Multiphysics*

Test	Elementstorlek	Begränsning av elementstorlek	Figur
1	"finer"	—	3.7
2	"extra fine"	—	3.8
3	"extra fine"	0.08 [m]	3.9
4	"extra fine"	0.05 [m]	3.10

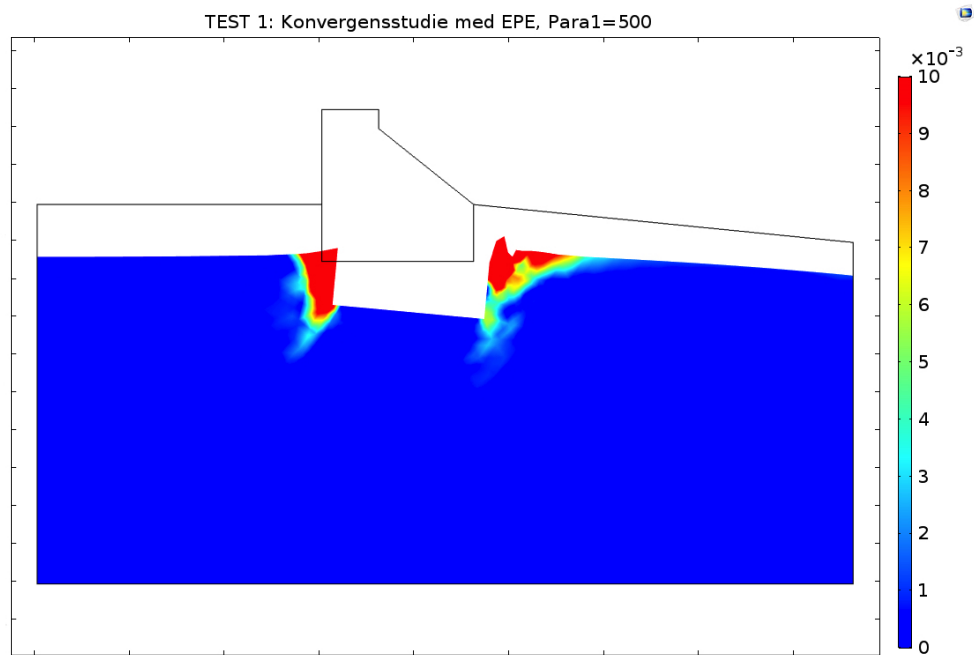
För Test 3 och 4 gjordes ytterligare elementindelning, där elementstorleken begränsades längs gränserna, se markering i figur 3.6.

Den elementstorlek som valdes var den enligt Test 3, se figur 3.9 , då det inte fanns någon märkbar skillnad mellan denna och Test 4 som hade ännu finare elementstorlek.

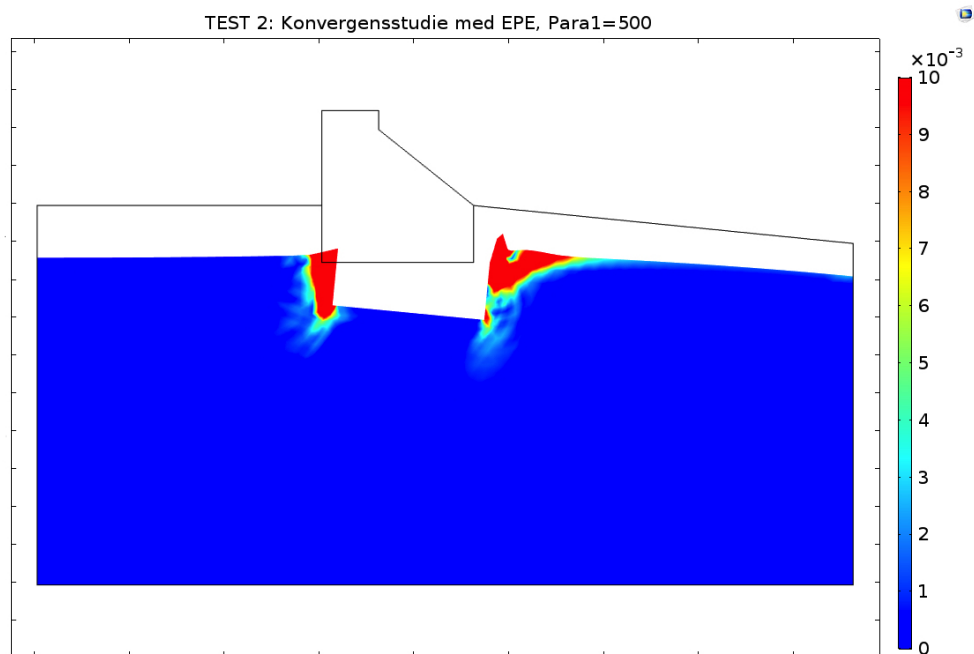


Figur 3.6: *Valda gränser för ytterligare begränsning av elementstorleken*

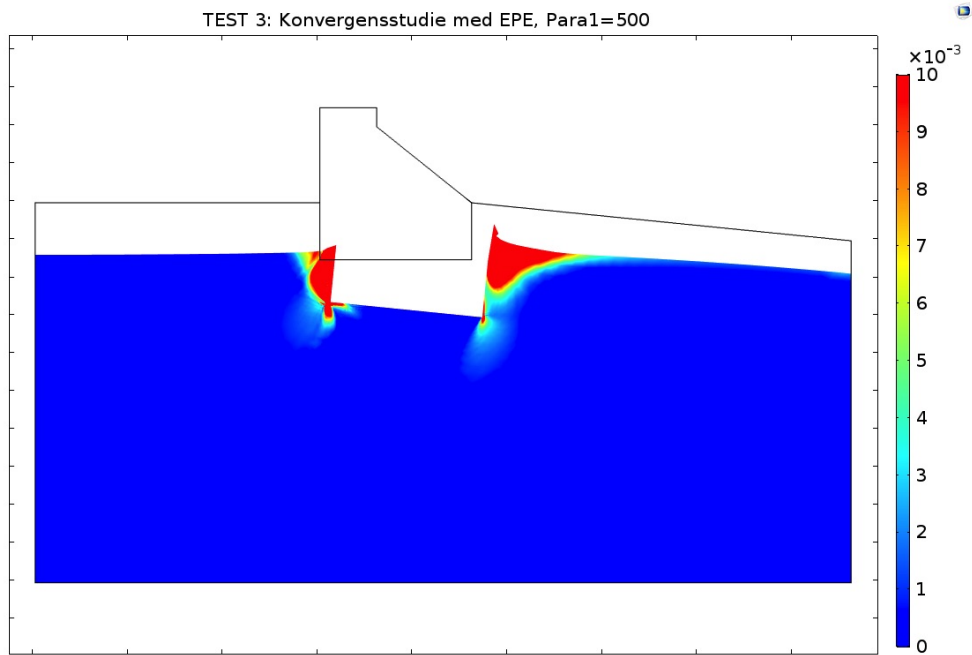
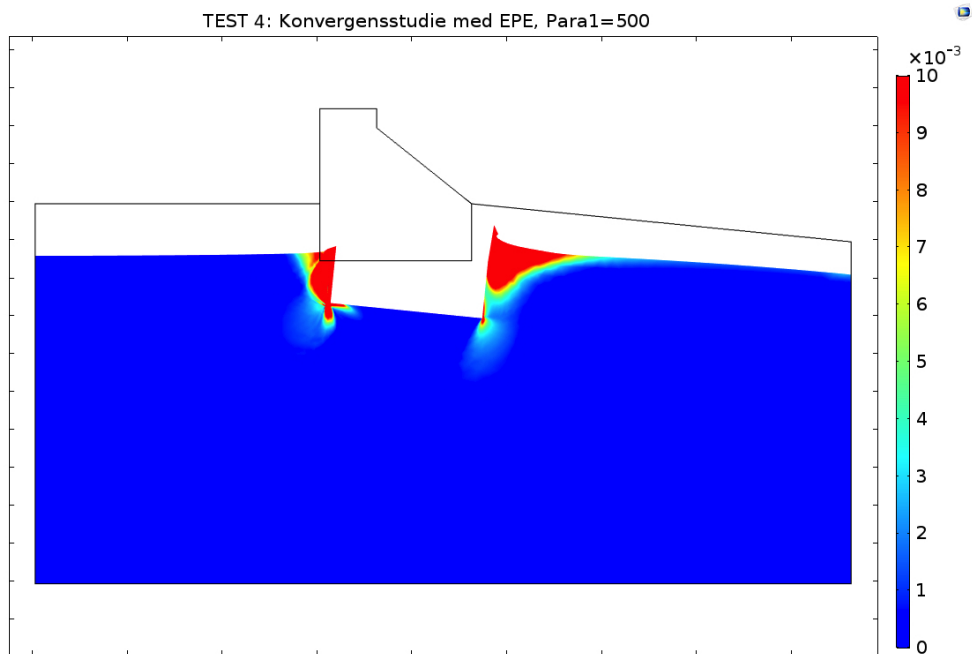
Figur 3.7 till 3.10 visar resultatet för de tester som utfördes.



Figur 3.7: *Konvergenstudie COMSOL Test 1*



Figur 3.8: *Konvergenstudie COMSOL Test 2*

Figur 3.9: *Konvergenstudie COMSOL Test 3*Figur 3.10: *Konvergenstudie COMSOL Test 4*

3.3 GeoStudio

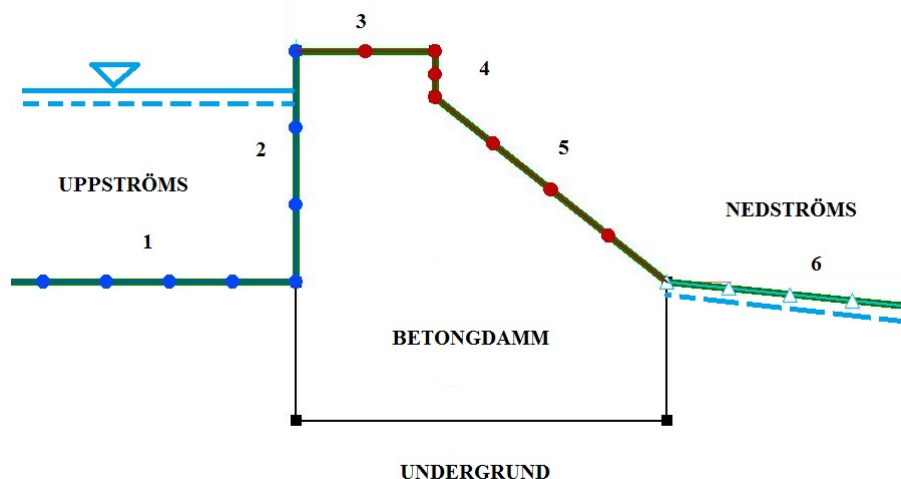
GeoStudio är ett FEM-program som används för att analysera olika typer av geotekniska problem och innehåller ett flertal beräkningsmoduler för att göra det möjligt att hantera dessa. De moduler som används till denna studie är dels GeoSeep för att beräkna portrycket, och dels GeoSlope för att beräkna släntstabiliteten. Anledningen till att portrycket måste beräknas är att det påverkar släntstabiliteten. Modulerna kopplas ihop på så sätt att resultatet från GeoSeep används som inparameter till GeoSlope.

3.3.1 GeoSeep

Precis som nämnts ovan används GeoSeep för att beräkna portrycket i modellen. Det som behöver fastställas vid beräkning i GeoSeep är hur modellen ska analyseras (typ av analys) tillsammans med gällande randvillkor angetts. I denna studie görs analysen i "Steady state" tillsammans med randvillkoren "Total head", "Zero pressure" och "Total flux" enligt följande:

Rand 1-2	Total head, H_{us} , uppströms [4 m]
Rand 3-5	Zero Pressure, H_0 [0 m]
Rand 6	Total flux, Q [$0 \text{ m}^3/\text{sec}$]

I figur 3.11 anvisas var respektive rand finns:



Figur 3.11: Val av randvillkor GeoSeep

I tabell 3.7 finns materialmodellen gällande GeoSeep sammanställd. Gällande materialets hydrauliska egenskap är typen "Hyd K Data Point Function" aktiverad för samtliga material.

Tabell 3.7: Indata för materialmodellen i GeoSeep

Material	Materialmodell	Hydraulisk egenskap ”Saturated K_x ”
Betong	”Saturated/unsaturated”	$1 \cdot 10^{-11}$
Sand	”Saturated/unsaturated”	$1 \cdot 10^{-4}$

Typ av analys

”Steady state” är en av de elementära analystyperna som finns för FEM-analys av läckage (*seepage*). Denna typ av analys innebär att vattentryck och vattenflöden är stationära, det vill säga att inga ändringar sker över tiden. Att tänka på gällande denna typ av analys är att den inte tar hänsyn till hur lång tid det tar att uppnå jämvikt, utan den löser ut tryck- och flödesförhållande enbart med avseende på givna upplagsvillkor. Kort sagt är det enbart hur markförhållanden förutspås att se ut med rådande förhållanden, vilka alltid har funnits och alltid ska finnas, och utreder inte hur lång tid det tar att uppnå jämvikt eller hur länge jämvikt råder (GEO-SLOPE 2012a).

Även om programmet utesluter ”tid-variabeln” i ”steady state” och därmed förenklar de ekvationer som måste lösas, innebär det inte att antalet numeriska problem minskar automatiskt tyvärr. Då permeabiliteten ej är känd i alla punkter hos jordvolymen måste ”solvern” jämföra vattentryck och permeabilitet genom hela ”mesh domain” med de kända upplagsvillkor som finns. Därmed är det en iterativ process som sakta men säkert når en unik, perfekt konvergerad lösning (GEO-SLOPE 2012a).

Randvillkor

Vid numerisk analys är en av huvuduppgifterna att specificera randvillkoren, och möjligheten att kunna göra detta är anledningen till att numeriska analyser är kraftfulla. Randvillkoren bestämmer hur den numeriska lösningen ser ut och utan dessa hade ingen lösning kunnat nås. Eftersom randvillkoret är avgörande för resultatet är det viktigt att förstå vilken fysikalisk betydelse som respektive randvillkor innebär. Gällande randvillkor för *steady state* finns två huvudalternativ att välja, konstant tryck, ”total head”, eller konstant flöde, ”flux rate”, (GEO-SLOPE 2012a).

För detta fall användes båda alternativen, där ”total head” användes på uppströmssidan och ”total flux” användes för nedströmssidan, se rand 1-2 samt rand 6 i figur 3.11. Eftersom det är ett stationärt fall ansattes $H_{us} = 4$ m och $Q = 0$ m³/s, vilket innebär att ett flöde uppstår i jorden (GEO-SLOPE 2012a).

Gällande rand 3-5, se Figur 3.11, används randvillkoret ”zero pressure”, $H_0 = 0$ m, för denna studie. Detta är för att dessa ränder är i kontakt med luft och inget vattentryck råder här.

3.3.2 GeoSlope

Precis som för GeoSeep måste typ av analys bestämmas, men även bedömningen om hur glidytan utvecklas. Följande val har gjorts (GEO- SLOPE 2012a):

"*Analysis Type*" Morgenstern-Price
 "*Side function*" Half-sine function

Gällande glidytan ska riktningen för rörelsen och antal lameller anges, men även vilken metod som använts. För detta fall anges rörelseriktningen *vänster till höger* med 30 stycken skivor och löses med "*entry-exit*"- metoden, där rand 1 sattes som "*entry*" och rand 6 sattes som "*exit*", se figur 3.11.

Enligt det resonemang som fördes i avsnitt 2.5.3 samt ekvation 2.50 måste slänten uppfylla följande krav:

$$F_{num} = \frac{1.3 \cdot 1}{0.95 \cdot 1 \cdot 1} = 1.37 \quad (3.17)$$

I tabell 3.8 finns sammanställningen över indata för materialmodellen i GeoSlope.

Tabell 3.8: *Indata för materialmodellen i GeoSlope*

Material	Materialmodell	γ_m [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]
Betong	" <i>High Strength</i> "	23	–	–
Sand	" <i>Mohr-Coulomb</i> "	20	2	35

Gällande islasten är den lika stor som tidigare, det vill säga:

$$I_S = 100 \text{ [kN]} \quad (3.18)$$

Islasten sätts in som en "*point load*" genom att ange koordinater, storlek och riktning. Observera att för att islasten ska tas med i beräkningen, måste den sättas inom domänen och kan därför inte sättas direkt på randen. Genom att ange följande indata fungerade beräkningen på ett tillfredsställande sätt:

x-koordinat 0.01 m
 y-koordinat 4 m
 riktning 180°

Avslutningsvis är "*Auto select critical*" vald, och därmed visas den farligaste glidytan automatiskt.

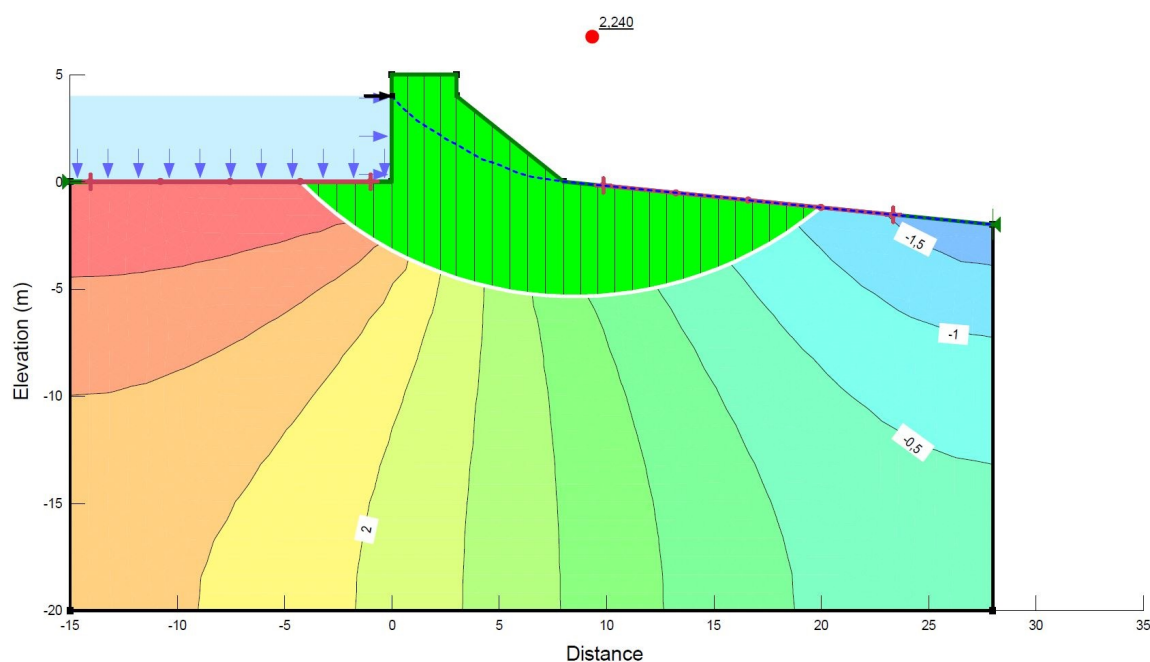
3.3.3 Konvergenstudie GeoStudio

För att säkerhetsställa att elementstorleken blir tillräckligt fin för att ge trovärdiga resultat provades olika storlekar. Totalt gjordes fyra stycken test, se figurerna 3.12 till 3.15.

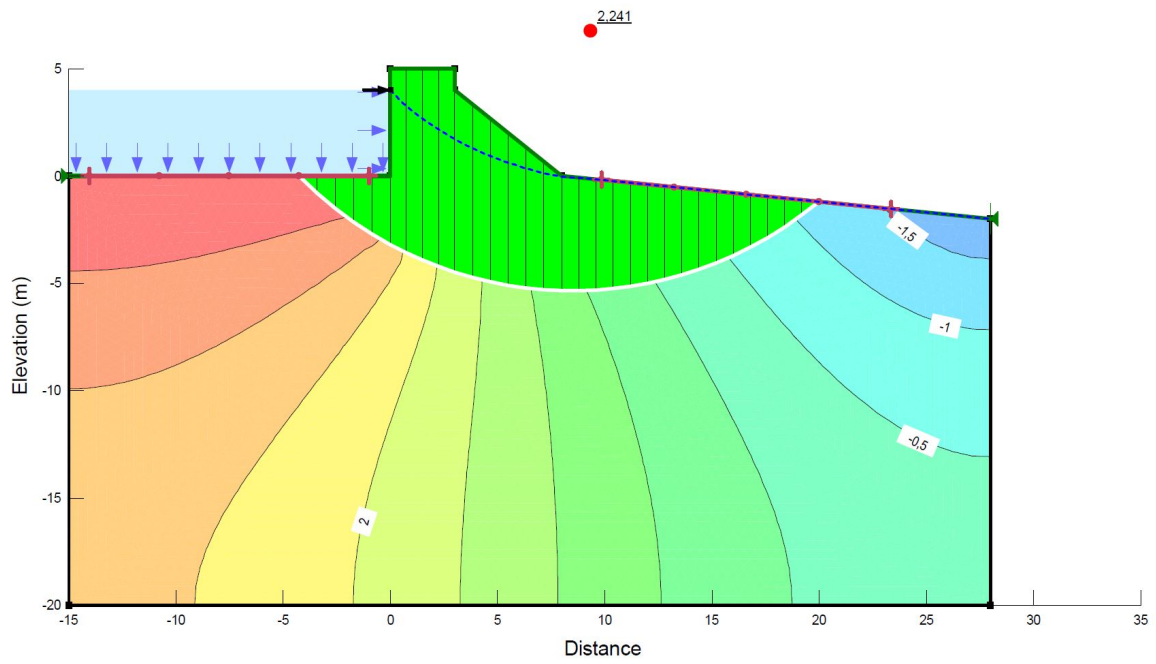
Tabell 3.9 redovisar hur de olika elementstolekarna har valts för respektive domän. I den högra kolumnen hänvisas till respektive figur.

Tabell 3.9: *Sammanställning av de tester som gjordes med olika elementstorlekar*

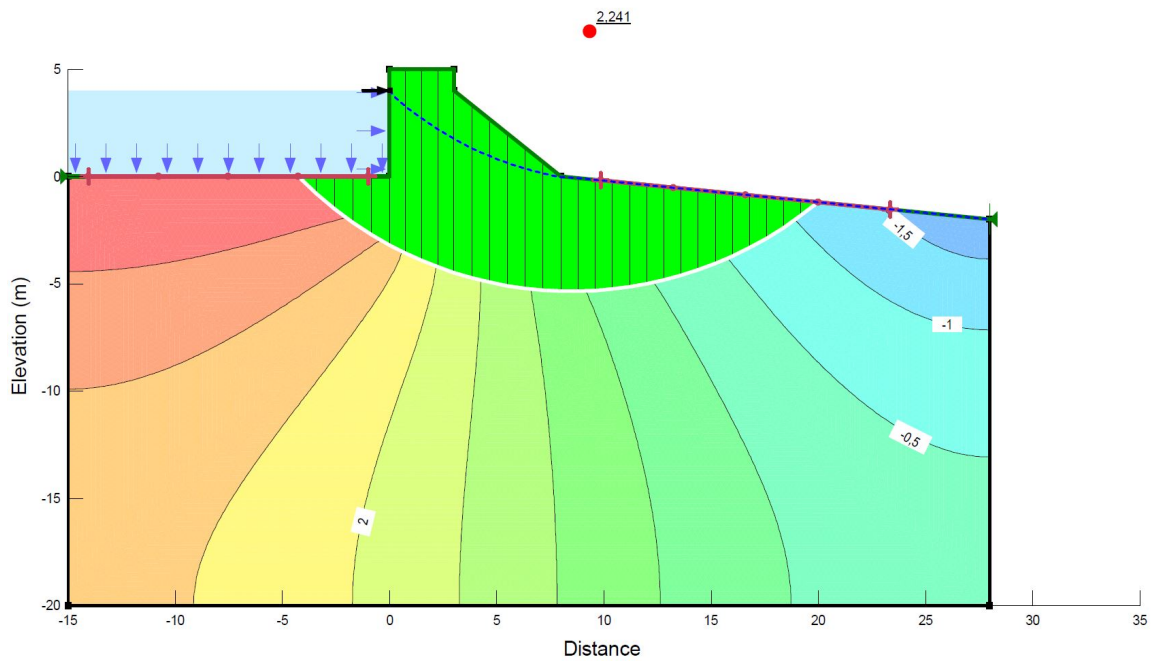
Test	"Approximate global element size" [m]	"Element Edge Length" [m]		Figur
		Jorddomän	Betongdomän	
1	2	2	2	3.12
2	1	1	1	3.13
3	0.5	0.5	0.5	3.14
4	0.5	0.2	0.5	3.15



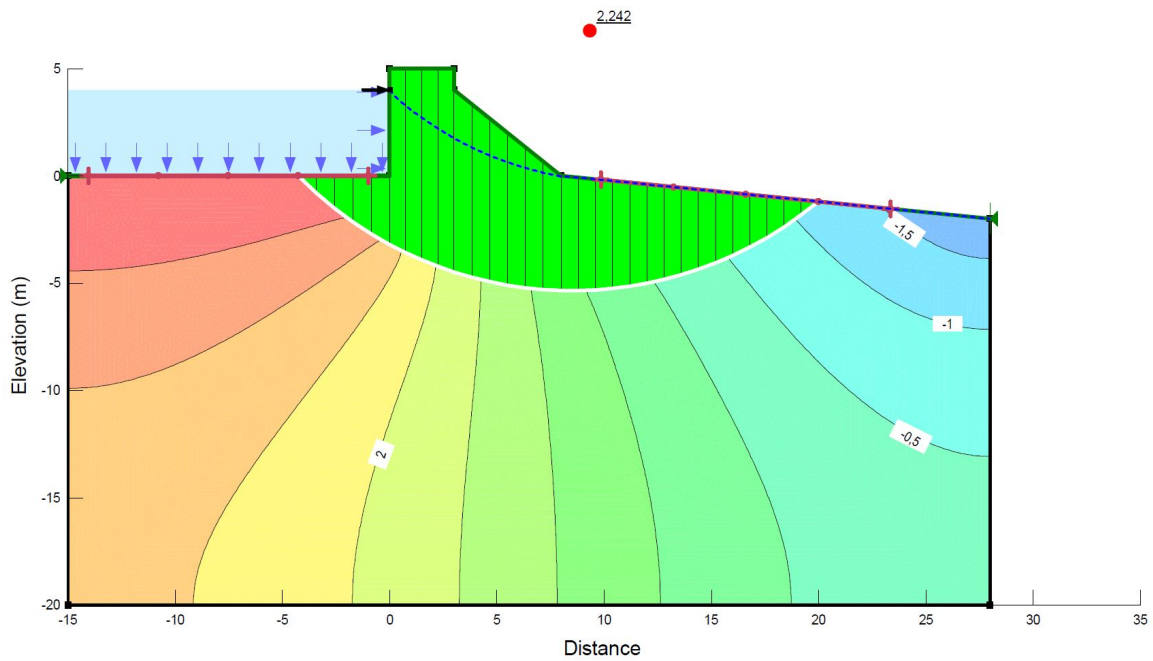
Figur 3.12: *Konvergenstudie GeoStudio: Test 1*



Figur 3.13: *Konvergenstudie GeoStudio: Test 2*



Figur 3.14: *Konvergenstudie GeoStudio: Test 3*



Figur 3.15: *Konvergensstudie GeoStudio: Test 4*

Den största skillnaden som kan ses mellan testerna är att trycklinjerna i test 1. Från och med test 2 börjar trycklinjen bli mer jämn, och i test 3 och 4 har även värdet för släntstabiliteten stabiliserats på värdet 2.241. Den elementstorleken som valts för studien är Test 4.

Kapitel 4

Handberäkning

I detta kapitel redogörs för hur handberäkningen genomförts tillsammans med de antaganden och reflektioner som gjorts. Handberäkningen görs endast för Fall 1A. För att påvisa skillnaden görs handberäkningar enligt både RIDAS och Eurokod. Samtliga laster kommer att beräknas per meter dammlängd. För att underlätta för läsaren är detta kapitel indelat i fyra stycken faser. Den första fasen redovisar de allmänna saker som gäller för båda beräkningsmetoderna, därefter följer två avsnitt med beräkningar för respektive metod. Avslutningsvis görs en sammanställning av samtliga resultat.

En förenkling som gjorts gällande handberäkning av vatten- och jordtryck är att ingen hänsyn har tagits till att marken lutar, utan marken antas vara platt (likt uppströmssidan). Detta görs i och med bedömningen att detta inte påverkar resultatet nämnvärt.

I handberäkningen kommer tre olika kontroller att göras, vilka är bärförmåga, glidning och stjälpning. Först granskas om dammen uppfyller dessa krav, för båda metoderna, när islasten är 100 kN. Avslutningsvis görs en kontroll för att fastslå vid vilken islast som respektive krav ej längre uppfylls och därmed avgöra när brottet sker.

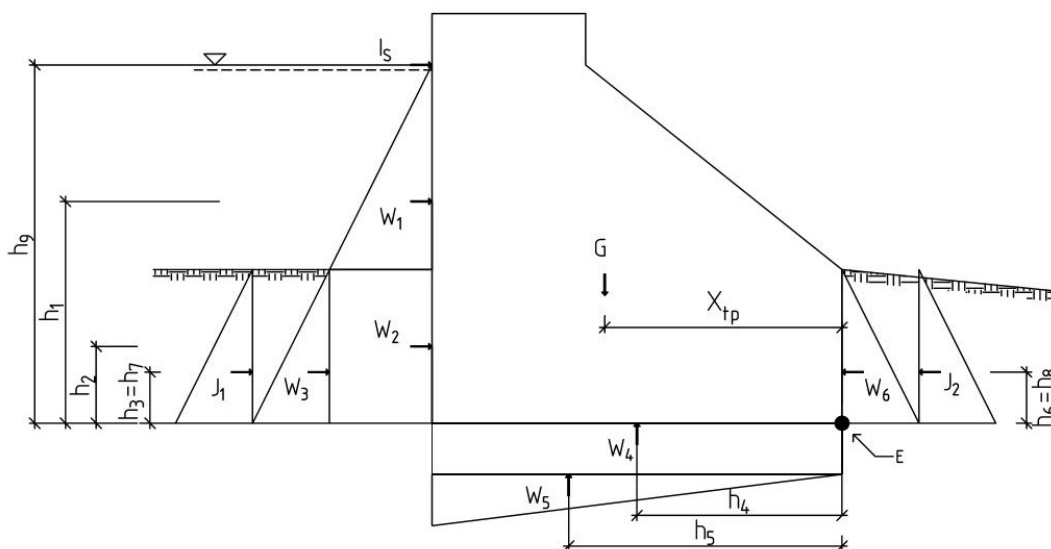
4.1 Allmänt

Nedan presenteras de parametrar samt beräkningar, vilka båda metoderna har gemensamt. De beräkningar som ingår här är tyngdpunktsberäkning av betongdammens tvärsnitt i x-led, vattentryck och betongdammens egentyngd.

Följande parametrar ingår i den gemensamma handberäkningen:

$\gamma_w = 10 \cdot 10^3$	tunghet vatten [N/m ³]
$\gamma_{btg} = 23 \cdot 10^3$	tunghet betong [N/m ³]
$\gamma_{jm} = 20 \cdot 10^3$	mättad tunghet jord [N/m ³]
$\gamma'_j = 10 \cdot 10^3$	effektiv tunghet jord [N/m ³]
$c = 0$	kohesion [N]
$\beta = \arctan(1/10) = 5.7^\circ$	lutning markyta [°]
$B = 8$	dammbredd [m]
$d = 3$	grundläggningnivå [m]
$I_S = 100 \cdot 10^3$	islast [N/m]

I figur 4.1 redovisas de laster som verkar på dammen med respektive hävarm.



Figur 4.1: Verkande laster tillsammans med respektive hävarm samt rotationspunkt E

där

$W_1 - W_6$	vattentryck [N/m]
$J_1 - J_2$	jordtryck [N/m]
G	betongdammens egentyngd [N/m]
I_S	islast [N/m]
E	rotationspunkt

Rotationspunkten E är vald för att underlätta för kommande beräkningar, såsom reduktion av bottenarea. En annan punkt hade lika gärna kunnat väljas för att uppnå samma syfte.

4.1.1 Reduktion av bottenarea

Eftersom det finns horisontella laster som verkar på dammen måste basytan reduceras, det vill säga att den del av basytan som har bärförmåga minskar. Då de horisontella lasterna endast verkar i breddriktningen och inte i längdriktningen, behöver endast bredden reduceras. För att beräkna den effektiva bredden, med tanke på att det finns flera laster horisontellt, behöver kraftresultatens läge fastställas först. Detta görs med hjälp av momentjämvikt, med mothållande respektive pådrivande moment kring punkten E, se figur 4.1, och att beräkna den totala vertikala lasten F_v .

Tabell 4.1 redovisar sammanställning av hävarmar för samtliga laster.

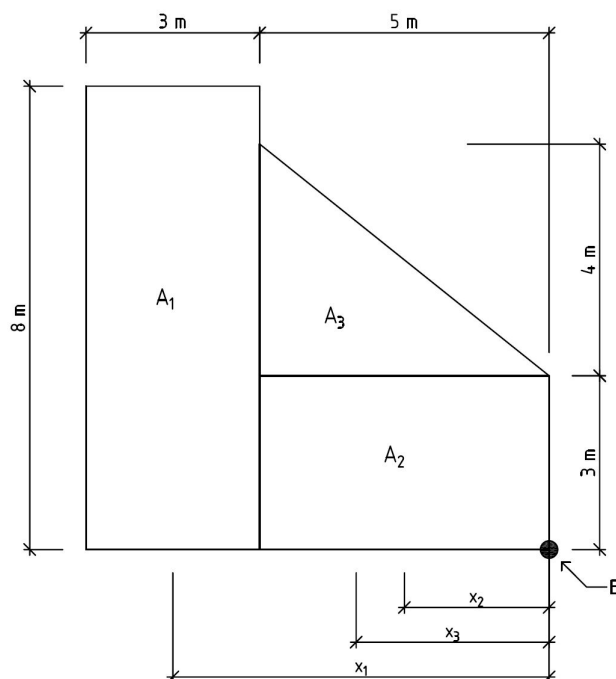
Tabell 4.1: *Hävarmar för respektive last*

Last	Hävarm	[m]
W_1	h_1	4.33
W_2	h_2	1.50
W_3	h_3	1.00
W_4	h_4	4.00
W_5	h_5	5.33
W_6	h_6	1.00
$J_1, J_{1, pk}$	h_7	1.00
$J_2, J_{2, pk}$	h_8	1.00
I_S	h_9	7.00

I och med att beräkningar görs både med och utan partialkoefficienter måste resterande beräkningar delas upp i respektive fall, se avsnitt 4.2 och 4.3.

4.1.2 Beräkning av betongtvärsnittets tyngdpunkt i x-led

För att beräkna kraftresultantens läge, X_{tp} behöver betongtvärsnittets tyngdpunkt i x -led fastställas. Detta görs genom momentjämviktberäkning runt punkten E. Se figur 4.2 för respektive area och hävarm.



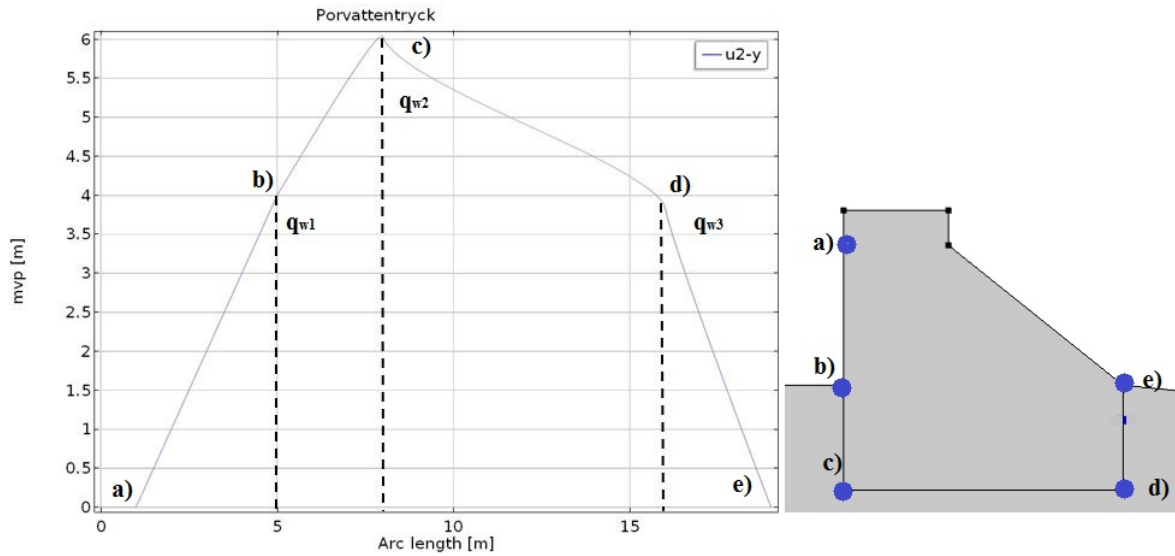
Figur 4.2: Delareor tillsammans med respektive hävarmar

$A_1 = 3 \cdot 8 = 24$	delarea 1, betongtvärsnitt [m^2]
$A_2 = 3 \cdot 5 = 15$	delarea 2, betongtvärsnitt [m^2]
$A_3 = 4 \cdot 5/2 = 10$	delarea 3, betongtvärsnitt [m^2]
$A_{tot} = A_1 + A_2 + A_3 = 49$	total tvärsnittsarea, betongtvärsnitt [m^2]
$x_1 = 6.5$	hävarm 1 [m]
$x_2 = 2.5$	hävarm 2 [m]
$x_3 = 3.33$	hävarm 3 [m]

$$X_{tp} = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3}{A_{tot}} = \frac{8 \cdot 6.5 + 15 \cdot 2.5 + 10 \cdot 3.33}{49} = 4.63 \text{ [m]} \quad (4.1)$$

4.1.3 Beräkning av vattentryck

En förenkling som gjordes i studien var att använda de porvattentryck som beräknades i COMSOL direkt, istället för att beräkna porvattentrycket för hand. Detta för att huvudsyftet för studien inte var att beräkna vattentrycket för hand. Därför avlästes portrycken direkt, se figur 4.3.



Figur 4.3: Utläsning av porvattentryck från COMSOL Multiphysics

Tillsammans med detta och att använda vattnets tunghet, $\gamma_w = 10 \cdot 10^3 \text{ N/m}^3$, vilket gav att:

$$q_{w1} = 4 \cdot \gamma_w = 4 \cdot 10 \cdot 10^3 = 40 \cdot 10^3 \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (4.2)$$

$$q_{w2} = 6.1 \cdot \gamma_w = 6.1 \cdot 10 \cdot 10^3 = 61 \cdot 10^3 \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (4.3)$$

$$q_{w3} = 3.8 \cdot \gamma_w = 3.8 \cdot 10 \cdot 10^3 = 38 \cdot 10^3 \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (4.4)$$

Utifrån detta kan samtliga vattentryck beräknas:

$$W_1 = q_{w1} \cdot \frac{4}{2} = 40 \cdot 10^3 \cdot \frac{4}{2} = 80 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.5)$$

$$W_2 = q_{w2} \cdot 3 = 61 \cdot 10^3 \cdot 3 = 120 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.6)$$

$$W_3 = (q_{w2} - q_{w1}) \cdot \frac{3}{2} = (61 - 40) \cdot 10^3 \cdot \frac{3}{2} = 31.5 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.7)$$

$$W_4 = q_{w3} \cdot 8 = 38 \cdot 10^3 \cdot 8 = 304 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.8)$$

$$W_5 = (q_{w2} - q_{w3}) \cdot \frac{8}{2} = (61 - 38) \cdot 10^3 \cdot \frac{8}{2} = 92 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.9)$$

$$W_6 = q_{w3} \cdot \frac{3}{2} = 38 \cdot 10^3 \cdot \frac{3}{2} = 57 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.10)$$

4.1.4 Beräkning av betongdammens egentyngd

Betongdammens egentyngd fås ut enligt:

$$G_{btg} = A_{tot} \gamma_{btg} = 49 \cdot 23 \cdot 10^3 = 1127 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.11)$$

4.1.5 Beräkning av jordtryck

För att förenkla handberäkningen antas att vilojordtryck råder både för uppströmssidan och för nedströmssidan. Anledningen till detta är att varken aktivt eller passivt jordtryck kommer att utvecklas fullt ut, då storleken på dessa beror på hur mycket konstruktionen rör sig i sidled. Då tidsåtgången bedöms vara för stor att beräkna detta för hand och ej faller inom huvudsyftet med studien, görs inga handberäkningar. Eftersom olika värden för K_0 kommer att användas för respektive metod, görs den beräkningen under respektive avsnitt för att underlätta för läsaren, se avsnitt 4.2 och 4.3. Observera att hävvarmen är densamma oavsett värdet för K_0 .

4.2 RIDAS: beräkning utan partialkoefficienter

Vid beräkning utan partialkoefficienter, görs ingen reducering av friktionsvinkeln utan den karakteristiska friktionsvinkeln, för fastlagrad sand, används i beräkningarna som följer i avsnitt 4.2. Därmed används:

$$\phi'_k = 35^\circ$$

4.2.1 Momentjämvikt

I figur 4.1 ses vilka laster som verkar mothållande respektive pådrivande runt punkt E. De enda laster som inte är kända för att kunna beräkna momentjämvikten och därmed kraftresultantens läge, X_{kr} , är jordtrycken J_1 och J_2 . För detta fall beräknas jordtrycken med $K_0 = 0.47$ enligt RIDAS (2011), vilket ger att:

$$J_1 = \gamma'_m K_0 \frac{d^2}{2} = 10 \cdot 10^3 \cdot 0.47 \cdot \frac{3^2}{2} = 21.15 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.12)$$

$$J_2 = \gamma'_m K_0 \frac{d^2}{2} = 10 \cdot 10^3 \cdot 0.47 \cdot \frac{3^2}{2} = 21.15 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.13)$$

Mothållande moment

De laster som verkar mothållande är dammens egenvikt G_{btg} , vattenlast W_6 , och slutligen jordlast J_2 , vilket ger att:

$$\begin{aligned} M_{mot} &= G_{btg} X_{tp} + W_6 h_6 + J_2 h_8 \\ &= 1127 \cdot 10^3 \cdot 4.63 + 57 \cdot 10^3 \cdot 1 + 21.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \\ M_{mot} &= 5295 \cdot 10^3 \text{ [Nm]} \end{aligned} \quad (4.14)$$

Pådrivande moment

De laster som är pådrivande är övriga vattenlaster, $W_1 - W_5$, jordlasten J_1 och slutligen islasten, vilket ger att

$$\begin{aligned} M_{pa} &= W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 + W_4 h_4 + W_5 h_5 + J_1 h_7 + I_s h_9 & (4.15) \\ &= 80 \cdot 10^3 \cdot 4.33 + 120 \cdot 10^3 \cdot 1.50 + 31.5 \cdot 10^3 \cdot 1.00 + 304 \cdot 10^3 \cdot 4 + \\ &\quad + 92 \cdot 10^3 \cdot 5.33 + 21.15 \cdot 10^3 \cdot 1.00 + 100 \cdot 10^3 \cdot 7.00 \\ M_{pa} &= 2986 \cdot 10^3 \text{ [Nm]} \end{aligned}$$

Total vertikal lastkomponent

$$\begin{aligned} F_v &= G_{btg} - W_4 - W_5 = 1127 \cdot 10^3 - 304 \cdot 10^3 - 31.5 \cdot 10^3 & (4.16) \\ F_v &= 731 \cdot 10^3 \text{ [N]} \end{aligned}$$

Total horisontell lastkomponent

$$\begin{aligned} F_h &= I_s + W_1 + W_2 + W_3 + J_1 - W_6 - J_2 = (100 + 80 + 120 + 31.5 + 21.15 - 57 - 21.15) \cdot 10^3 & (4.17) \\ F_h &= 274.5 \cdot 10^3 \text{ [N]} \end{aligned}$$

Kraftresultatens läge

Då är alla faktorer kända för att beräkna kraftresultantens läge, X_{kr} , vilket görs enligt följande:

$$\begin{aligned} X_{kr} &= \frac{M_{mot} - M_{pa}}{F_v} = \frac{(5295 - 2986) \cdot 10^3}{731 \cdot 10^3} & (4.18) \\ X_{kr} &= 3.16 \text{ [m]} \end{aligned}$$

Effektiv bredd

När kraftresultanten är känd beräknas den effektiva bredden, b_{ef} enligt:

$$\begin{aligned} b_{ef} &= 2X_{kr} = 2 \cdot 3.16 & (4.19) \\ b_{ef} &= 6.32 \text{ [m]} \end{aligned}$$

4.2.2 Vertikal bärförmåga hos jorden

Först görs beräkning av samtliga korrektionsfaktorer, vilket görs enligt ekvationerna 2.41 till 2.47.

$$d_q = 1 + 0.35 \cdot \frac{3}{6.32} = 1.17 \quad (4.20)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (4.21)$$

Eftersom beräkning görs per meter dammlängd, ger detta att

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (4.22)$$

vilket beror på att faktorn

$$\frac{b_{ef}}{L} \rightarrow 0 \quad (4.23)$$

då $L \rightarrow \infty$

På samma sätt ger detta att

$$m = \frac{2 \cdot L + b_{ef}}{L + b_{ef}} \rightarrow 2 \quad (4.24)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{274.5 \cdot 10^3}{731 \cdot 10^3 + 0}\right)^2 = 0.39 \quad (4.25)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{274.5 \cdot 10^3}{731 \cdot 10^3 + 0}\right)^{(2+1)} = 0.24 \quad (4.26)$$

$$g_q = g_\gamma = 1 - \sin(2 \cdot 5.7^\circ) = 0.80 \quad (4.27)$$

Enligt tidigare är

$$b_q = b_\gamma = 1.00 \quad (4.28)$$

Vilket ger att

$$\xi_q = 1.17 \cdot 1 \cdot 0.39 \cdot 0.80 \cdot 1.00 = 0.37 \quad (4.29)$$

$$\xi_\gamma = 1.00 \cdot 1 \cdot 0.24 \cdot 0.80 \cdot 1.00 = 0.19 \quad (4.30)$$

Ur Tabell C 1 från IEG (2008b) kan dimensionerande bärlighetsfaktorer N_q och N_γ bestämmas utifrån dimensionerande friktionsvinkel ϕ'_d . Just för detta fall, då inga partialkoefficienter beaktas, väljs bärlighetsfaktorerna utifrån den karakteristiska vinkeln $\phi'_k = 35^\circ$, vilka är följande:

$$N_q = 33$$

$$N_\gamma = 34$$

Då alla korrektionsfaktorer är framräknade kan markens bärförmåga fastställas enligt ekvation 2.33, vilket ger att:

$$q_b = 3 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 33 \cdot 0.37 + 0.5 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 6.32 \cdot 34 \cdot 0.19 \quad (4.31)$$

$$q_b = 570.9 \cdot 10^3 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Slutligen ger ekvation 2.49 att

$$R_{vd} = 570.9 \cdot 10^3 \cdot 6.32 = 3607 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.32)$$

I och med att $R_{vd} > F_v$ (ekvation 4.16), då $3607 \cdot 10^3 > 731 \cdot 10^3$, innebär detta att marken har tillräckligt hög bärförmåga för belastningen som råder.

4.2.3 Glidning

Kontroll mot glidning utan partialkoefficienter görs enligt RIDAS, se avsnitt 2.3.3, vilket innebär att

$$\mu = \frac{R_H}{R_V} \leq \mu_{till} = \frac{\tan(\delta_g)}{s_g} \quad (4.33)$$

Då undergrunden består av sand och att vanligt lastfall antas, ansätts följande enligt RIDAS (2011):

$$\begin{aligned} \tan(\delta_g) &= 0.75 \\ s_g &= 1.5 \end{aligned}$$

Detta innebär att, i detta fall att:

$$\frac{F_h}{F_v} = \frac{274.5}{731} = 0.38 \leq \frac{0.75}{1.5} = 0.5 \quad (4.34)$$

Därmed är kravet gentemot glidning uppfyllt eftersom $0.38 < 0.5$.

4.2.4 Stjälpning

Enligt RIDAS (2011) kontrolleras säkerheten mot stjälpning enligt

$$S \leq \frac{M_{mot}}{M_{pa}} \quad (4.35)$$

Säkerhetsfaktorn beror på vilken typ av lastfall som studeras, i denna studie antas vanligt lastfall vilket innebär att $S = 1.5$. Detta ger att:

$$\frac{M_{mot}}{M_{pa}} = \frac{5295}{2986} \cdot 10^3 = 1.77 \geq S = 1.5 \quad (4.36)$$

Därmed är villkoret uppfyllt för stjälpning.

4.3 Eurokod: beräkning med partialkoefficienter

Enligt de resonemang som gjordes i avsnitt 2.5.1 och 2.5.3, kommer följande partialkoefficienter att användas:

γ_d	0.91 (då SK 2 antagits)
γ_{rd}	1.30
γ_M	1.30
$\psi_{0,1}$	0.70
$\psi_{0,i}$	0.70
η	0.95

Gällande beräkning med partialkoefficienter ska den dimensionerande friktionsvinkeln användas. Med hänsyn till det som beskrevs i avsnitt 2.5.3 beräknas den dimensionerande friktionsvinkeln ut enligt:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\eta}{\gamma_M} \cdot \tan(\phi'_k)\right) = \arctan\left(\frac{0.95 \cdot 1 \cdot 1}{1.3} \cdot \tan(35^\circ)\right) \quad (4.37)$$

$$\phi'_d = 27.1^\circ$$

I följande beräkningar med partialkoefficienter läggs indexet "pk" till efter samtliga laster, vilket görs för att förtydliga för läsaren om vilken metod som faktiskt används.

4.3.1 Momentjämvikt

Precis enligt resonemanget som fördes i avsnitt 4.2.1 är det endast jordtrycken som inte är kända. Skillnaden är att K_0 blir annorlunda med hänsyn till den dimensionerande friktionsvinkeln och därmed blir även jordtrycken annorlunda jämfört med tidigare. Gällande beräkning av K_0 med partialkoefficienter används ekvation 2.18, vilket ger att jordtrycken blir följande:

$$J_{1, pk} = \gamma'_m K_0 \frac{d^2}{2} = 10 \cdot 10^3 \cdot (1 - \sin(27.1^\circ)) \cdot \frac{3^2}{2} = 24.50 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.38)$$

$$J_{2, pk} = \gamma'_m K_0 \frac{d^2}{2} = 10 \cdot 10^3 \cdot (1 - \sin(27.1^\circ)) \cdot \frac{3^2}{2} = 24.50 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.39)$$

För att underlätta beräkningen av momentjämvikten kring punkten E delas konstruktions- och geoteknisk last upp i vertikal respektive horisontell last eftersom att olika koefficienter ingår för respektive last. I tabell 4.2 finns en sammanställning om samtliga laster, med information om hur de verkar (horisontellt eller vertikalt) och om de är en permanent eller en variabel last. Syftet med tabellen är att få en bättre överblick om vad som gäller för respektive last, då olika partialkoefficienter ska appliceras.

Tabell 4.2: Indelning av konstruktionslast och geoteknisk last

Typ av last	Vertikal	Horisontell
Konstruktionslast		
Permanent	G_{btg}	-
Variabel	-	-
Variabel i	-	-
Geoteknisk last		
Permanent	-	-
Variabel	$-(W_4 + W_5)$	$W_1 + W_2 - W_6$
Variabel i	-	I_S

Anledningen till att just islasten, I_S , sätts som variabel last i är att islasten ej finns året runt. Gällande jordtryckslasterna $J_{1, pk}$ och $J_{2, pk}$, betraktas dessa som motstånd då vilojordtryck antas gälla och är därför inga laster. Detta innebär att inga partialkoefficienter läggs på dessa och därför redovisas de inte tillsammans med övriga i tabell 4.2. Momentjämvikten beräknas precis som i avsnitt 4.2.1, med samma laster som verkar mot-hållande respektive pådrivande, med skillnaden att partialkoefficienter inkluderats. Med hänsyn till ekvationerna 2.26 och 2.29 beräknas respektive moment enligt följande:

Mothållande moment

$$\begin{aligned}
 M_{mot, pk} &= \gamma_d 1.35 G_{btg} X_{tp} + \gamma_d 1.40 W_6 h_6 + J_{2, pk} h_8 & (4.40) \\
 &= 0.91 \cdot 1.35 \cdot 1127 \cdot 10^3 \cdot 4.63 + 0.91 \cdot 1.4 \cdot 57 \cdot 10^3 \cdot 1 + 24.5 \cdot 10^3 \cdot 1 \\
 M_{mot, pk} &= 6506.4 \cdot 10^3 \text{ [Nm]}
 \end{aligned}$$

Pådrivande moment

$$\begin{aligned}
 M_{pa, pk} &= \gamma_d 1.4 (W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 + W_4 h_4 + W_5 h_5 + \psi_{0i} I_S h_9) + J_{1, pk} h_7 & (4.41) \\
 &= 0.91 \cdot 1.4 \cdot (80 \cdot 4.33 + 120 \cdot 1.5 + 31.5 \cdot 1 + 304 \cdot 4 + 92 \cdot 5.33 + 0.7 \cdot 100 \cdot 7) \cdot 10^3 + 24.5 \cdot 10^3 \cdot 1 \\
 M_{pa, pk} &= 3534.2 \cdot 10^3 \text{ [Nm]}
 \end{aligned}$$

Total vertikal lastkomponent:

$$\begin{aligned}
 F_{v, pk} &= \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{btg} - \gamma_d 1.4 (W_4 + W_5) & (4.42) \\
 &= 0.91 \cdot 1.35 \cdot 1127 \cdot 10^3 - 0.91 \cdot 1.4 \cdot (304 + 92) \cdot 10^3 \\
 F_{v, pk} &= 880 \cdot 10^3 \text{ [N]}
 \end{aligned}$$

Total horisontell lastkomponent:

$$\begin{aligned} F_{h, pk} &= \gamma_d 1.4 (W_1 + W_2 + W_3 - W_6 + \psi_{0i} I_S) + (J_{1, pk} - J_{2, pk}) & (4.43) \\ &= 0.91 \cdot 1.4 \cdot (80 + 120 + 31.5 - 57 + 0.7 \cdot 100) \cdot 10^3 + (24.5 - 24.5) \cdot 10^3 \\ F_{h, pk} &= 311.5 \cdot 10^3 \text{ [N]} \end{aligned}$$

Kraftresultantens läge

Slutligen kan kraftresultantens läge beräknas enligt följande:

$$\begin{aligned} X_{kr, pk} &= \frac{M_{mot, pk} - M_{pa, pk}}{F_{v, pk}} = \frac{(6506.4 - 3534.2) \cdot 10^3}{880 \cdot 10^3} & (4.44) \\ X_{kr, pk} &= 3.38 \text{ [m]} \end{aligned}$$

Effektiv bredd

Detta ger att den effektiva bredden blir:

$$b_{ef, pk} = 2 \cdot X_{kr, pk} = 2 \cdot 3.38 = 6.76 \text{ [m]} \quad (4.45)$$

4.3.2 Vertikal bärförmåga hos jorden

Jordens bärförmåga beräknas med hjälp av Allmänna Bärighetsekvationen, se ekvation 2.33, vilket ger att:

$$d_{q, pk} = 1 + 0.35 \cdot \frac{3}{6.76} = 1.16 \quad (4.46)$$

$$d_{\gamma, pk} = 1 \quad (4.47)$$

Eftersom beräkning görs per meter dammlängd, ger detta att

$$s_{q, pk} = s_{\gamma, pk} = 1 \quad (4.48)$$

vilket beror på att faktorn

$$\frac{b_{ef, pk}}{L} \rightarrow 0 \quad (4.49)$$

då $L \rightarrow \infty$

På samma sätt ger detta att

$$m = \frac{2 \cdot L + b_{ef}}{L + b_{ef}} \rightarrow 2 \quad (4.50)$$

Vilket leder till att

$$i_{q, pk} = \left(1 - \frac{311.5 \cdot 10^3}{880 \cdot 10^3 + 0}\right)^2 = 0.42 \quad (4.51)$$

$$i_{\gamma, pk} = \left(1 - \frac{311.5 \cdot 10^3}{880 \cdot 10^3 + 0}\right)^{(2+1)} = 0.27 \quad (4.52)$$

$$g_{q, pk} = g_{\gamma, pk} = 1 - \sin(2 \cdot 5.7^\circ) = 0.80 \quad (4.53)$$

Enligt tidigare är

$$b_{q, pk} = b_{\gamma, pk} = 1.00 \quad (4.54)$$

Vilket ger att

$$\xi_{q, pk} = 1.16 \cdot 1.00 \cdot 0.42 \cdot 0.80 \cdot 1.00 = 0.39 \quad (4.55)$$

$$\xi_{\gamma, pk} = 1 \cdot 1.00 \cdot 0.27 \cdot 0.80 \cdot 1.00 = 0.22 \quad (4.56)$$

Ur Tabell C 1 från IEG (2008b) kan dimensionerande bärlighetsfaktorer N_q och N_γ bestämmas utifrån dimensionerande friktionsvinkel ϕ'_d . Detta ger, för $\phi'_d = 27.1^\circ$, att

$$N_q = 13.2$$

$$N_\gamma = 9.2$$

Då alla korrektionsfaktorer är framräknade kan markens bärförmåga fastställas enligt ekvation 2.33, vilket ger att:

$$q_{b, pk} = 3 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 13.2 \cdot 0.39 + 0.5 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 6.76 \cdot 9.2 \cdot 0.22 \quad (4.57)$$

$$q_{b, pk} = 220.3 \cdot 10^3 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Slutligen ger ekvation 2.49 att

$$R_{vd, pk} = 220.3 \cdot 10^3 \cdot 6.76 = 1488.4 \cdot 10^3 \text{ [N/m]} \quad (4.58)$$

I och med att $R_{vd, pk} > F_{v, pk}$ (ekvation 4.42), då $1488.4 \cdot 10^3 > 880 \cdot 10^3$, innebär detta att marken har tillräcklig hög bärförmåga för belastningen som råder.

4.3.3 Glidning

För att glidning ej ska ske måste villkoren enligt avsnitt 2.5.4 samt ekvationerna 2.54 och 2.55 vara uppfyllda. I detta fall, med partialkoefficienter, blir:

$$H_{d, pk} = F_{h, pk} + J_{1, pk} - J_{2, pk} = (311.5 + 24.5 - 24.5) \cdot 10^3 \quad (4.59)$$

$$H_{d, pk} = 311.5 \cdot 10^3 \text{ [N/m]}$$

Den effektiva, dimensionerande, vertikala lasteffekten, $V_{d, pk}$, används *gynnsam* vertikal last beräknas enligt:

$$V_{d, pk} = 1.0 \cdot G_{btg} + 1.0 \cdot (-W_4 - W_5) = 1.0 \cdot (1127 - 304 - 92) \cdot 10^3 \quad (4.60)$$

$$V_{d, pk} = 731 \cdot 10^3 \text{ [N/m]}$$

Den mothållande bärförmågan, $R_{d, pk}$, används *gynnsam* vertikal last beräknas enligt:

$$R_{d, pk} = V_{d, pk} \tan(\phi'_d) = 731 \cdot 10^3 \tan(27.1^\circ) \quad (4.61)$$

$$R_{d, pk} = 374.1 \cdot 10^3 \text{ [N/m]}$$

Därmed uppfylls glidvillkoret då $R_{d, pk} > H_{d, pk}$, i och med att $374.05 > 311.5$ [kN/m].

4.3.4 Stjälpning

Precis som det nämndes i avsnitt 2.5.5, är risken för att konstruktionen stjälpas begränsad om lastresultanten angriper inom kärngränsen. Med andra ord innebär detta att excentriciteten av lastresultanten måste understiga 1/3 av plattans bredd och följande olikhet måste gälla:

$$e_{pk} < \frac{B}{3} \quad (4.62)$$

där

$$e_{pk} = X_{tp} - X_{kr, pk} \quad (4.63)$$

Både X_{tp} och $X_{kr, pk}$ beräknades under avsnitt 4.1, vilket ger att

$$e_{pk} = 4.63 - 3.38 = 1.25 \text{ [m]} < \frac{B}{3} = \frac{8}{3} = 2.67 \text{ [m]} \quad (4.64)$$

Därmed är risken för stjälpning begränsad då kravet enligt ekvation 4.62 är uppfyllt samt att jordens vertikala bärförmåga är styrande.

4.4 Sammanfattning handberäkning

Avslutningsvis gjordes ett test för båda metoderna, vilket gick ut på att fastställa vid vilken islast som dammen inte uppfyller de krav som finns och därmed går till brott. Beräkningen gjordes enligt det som har redovisats ovan, skillnaden är att islasten har ökats till att brott sker för respektive metod. I tabell 4.3 finns sammanställning över vid vilken islast som orsakar dammbrott för respektive krav och metod.

Tabell 4.3: *Redovisning för vilken islast som kraven ej uppfylls för respektive metod*

Metod	Islast I_S
RIDAS	
Bärförmåga	251.72 [kN/m]
Glidning	191.00 [kN/m]
Stjälpning	177.75 [kN/m]
Eurokod	
Bärförmåga	181.04 [kN/m]
Glidning	170.15 [kN/m]
Stjälpning	299.46 [kN/m]

Observera att det som skiljer metoderna åt är att reduceringen av friktionsvinkeln påverkar resultatet.

I avsnitt 5.3 finns samtliga resultat från handberäkningen sammanställt. Detta är för att lätt kunna jämföra resultaten sinsemellan.

Kapitel 5

Resultat

I detta kapitel presenteras en sammanställning av de resultat som erhålls från modelleringen i COMSOL Multiphysics och GeoStudio, likaså kommer resultaten från handberäkningen, både enligt RIDAS och Eurokod, att sammanställas här.

Resultaten från datorberäkningen delas in i respektive program, COMSOL Multiphysics och GeoStudio. Då tyngdpunkten för studien var att undersöka brott i jord med hjälp av COMSOL förklaras dessa resultat mer ingående, jämfört med resultaten från GeoStudio.

5.1 COMSOL

Precis som nämnts tidigare användes den karaktäristiska friktionsvinkeln för sand för att på så sätt se hur modelleringen i COMSOL förhåller sig till Eurokod. Endast ett fall undersöktes, där sanden hade följande egenskaper: $\nu_s = 0.35$, $E_s = 20$ MPa och $\phi = 35^\circ$.

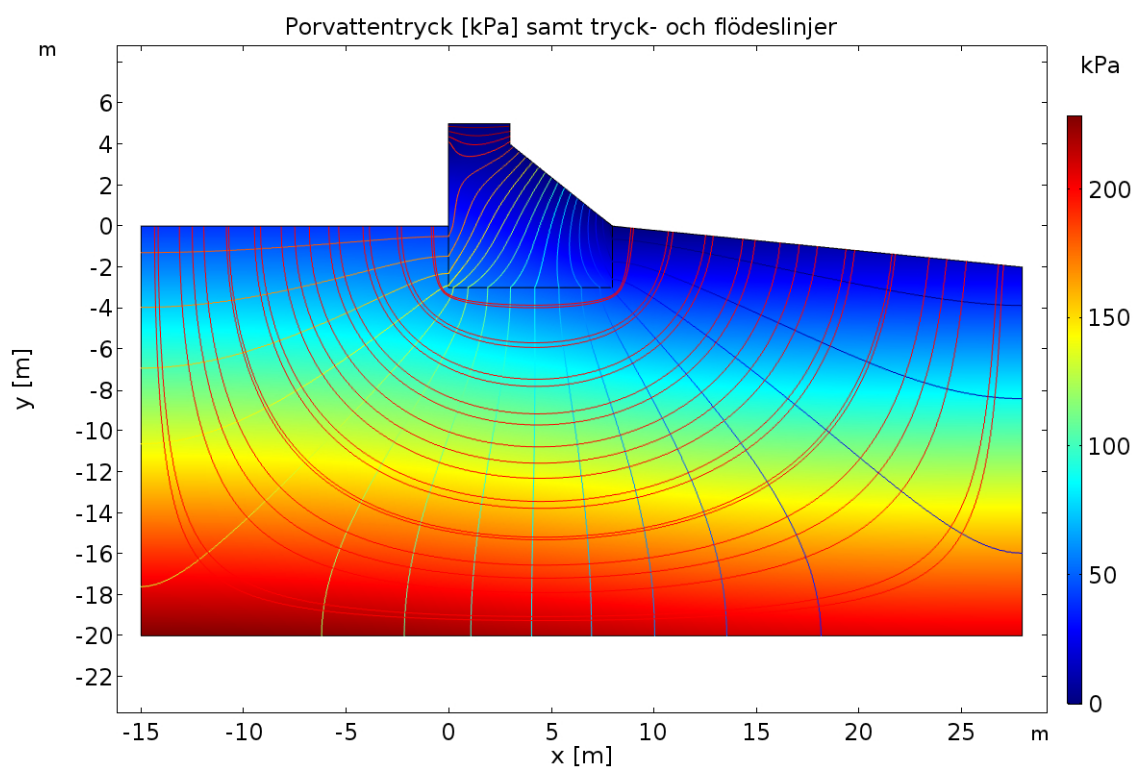
För en del av resultaten från COMSOL som presenteras i denna rapport har en funktion som heter *"withsol"* använts. Med hjälp av den funktionen kan, till exempel plasticeringar, presenteras som enbart uppstått på grund av islasten. För mer information av funktionen hänvisas till *COMSOL Reference Manual 5.3a* (2017).

5.1.1 Kontroll av modellen

Innan islasten aktiverades gjordes vissa kontroller av modellen för att kunna fastställa om den är rimlig eller ej.

Kontroll av porvattentryck

Först ut är kontroll av porvattentrycket. Figur 5.1 redovisar hur porvattentrycket verkar genom jord- och betongdomänerna mellan upp- och nedströmssidan tillsammans med rådande tryck- och flödeslinjer. På uppströmssidan ses att trycket är 40 kPa respektive 0 kPa längs nedströmssidan, vilket stämmer med det som presenterades i kapitel 3.2.1.



Figur 5.1: *Porvattentryck [kPa]*

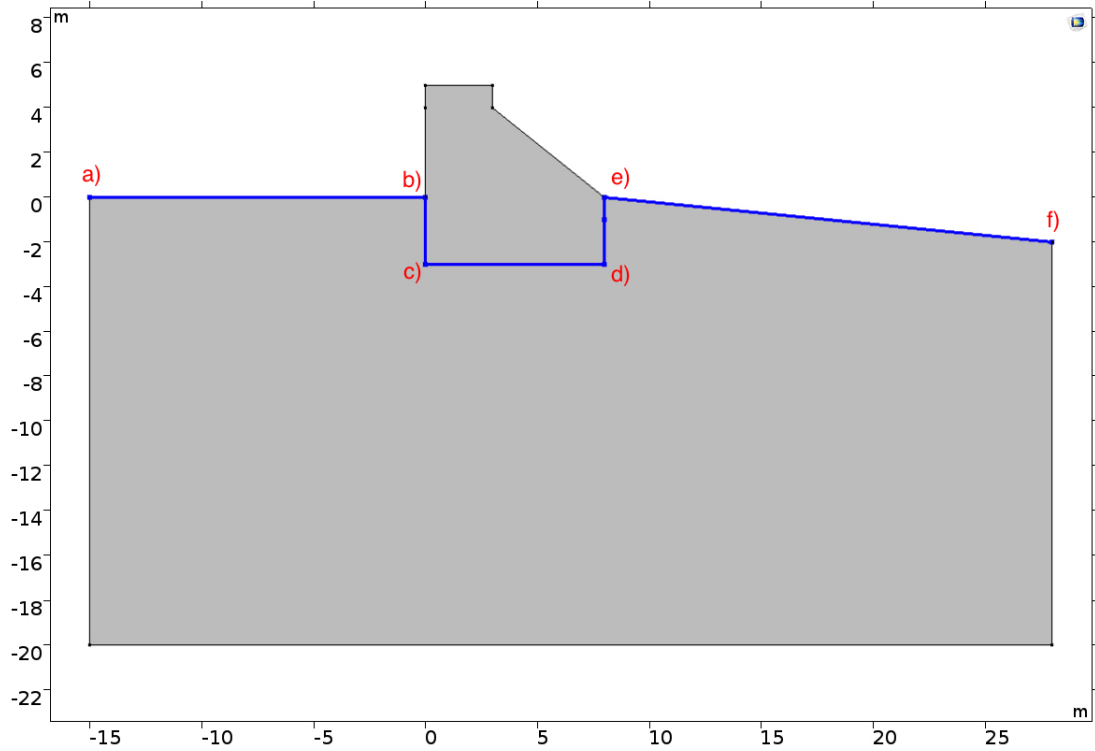
Porvattentrycket p_w fås ut genom följande uttryck:

$$p_w = (u_2 - y) \cdot \gamma_w \quad (5.1)$$

Steg nummer två var att kontrollera att vertikal- och horisontalspänningarna stämmer med den utformade modellen. Dessutom görs denna kontroll för att ta reda på om COMSOL redovisar effektiv- eller totalspänningar, kontrollen görs när $Para1=1$. Det vill säga när egentynghet för betong- och jorddomän är fullt utvecklade samt att vattenlasterna och porvattentrycket är aktiverade.

Kontroll vertikalspänningar

Figur 5.2 visar aktuell rand för kontroll av vertikalspänningar, där sex stycken punkter är utmarkerade för att lättare kunna jämföra figur 5.3.



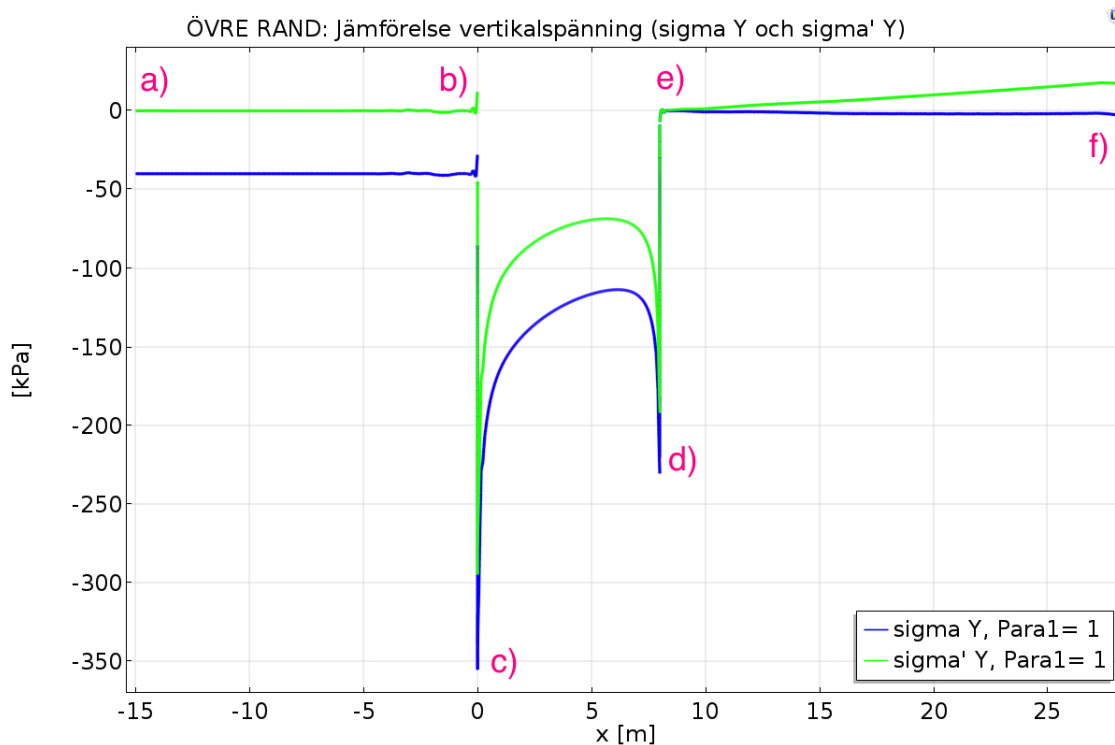
Figur 5.2: Aktuell rand för kontroll av vertikalspänningar

Figur 5.3 jämför totalspänning (blå linje med ekvation 5.2) mot effektivspänning (grön linje med ekvation 5.3), där:

$$\sigma_y = \text{solid.sy} \quad (5.2)$$

$$\sigma'_y = \text{solid.sy} + (u_2 - y) \cdot \gamma_w \quad (5.3)$$

Uttrycket ”solid.sy” är COMSOLS egna benämning för att ta ut totalspänningar i y-led, medans uttrycket ”(u₂ - y) · γ_w” behövs för att ta bort rådande porvattentryck och på så sätt få ut effektivspänningarna i y-led.



Figur 5.3: Kontroll av vertikalspänningar övre rand jorddomän

Mellan punkt a) och b) ligger σ_y på 40 kPa, vilket är rimligt i och med att vattenpelaren på uppströmssidan är fyra meter. Att σ_y är 0 kPa vid denna sträcka anses vara korrekt då porvattentrycket och spänningen på grund av ovanliggande vatten tar ut varandra, jämför med ekvation 3.4 och ekvation 5.3. Vid punkt c) och d) råder höga spänningskoncentrationer, vilket både beror på att själva betongdammen befinner sig där och den starka koppling som finns mellan betong- och jorddomänen. Mellan punkt e) och f) ligger σ_y på 0 kPa, vilket stämmer då det inte finns en vattenyta ovanpå jorden på nedströmssidan. Att σ'_y går över till positivt tryck (drag) vid punkten f) beror på att randvillkoret $u_2 = 0$ samtidigt som y varierar mellan 0 och -2 m, vilket resulterar i att effektivspänningen blir positiv.

För att kunna kontrollera att vertikalspänningarna i jorden är rimliga, görs kontrollen så långt bort från dammen som möjligt. Därmed undviks att spänningarna ska påverkas av den starka koppling som finns mellan domänerna.

Figur 5.4 redovisar vertikalspänningen längs jorddomänens vänstra vertikala rand vid $x = -15\text{m}$ (se rand 9 i figur 3.3). Figuren visar ”*solid.sy*” (blå heldragen linje), vilken motsvarar totalspänning:

$$\sigma_y = q + z \cdot \gamma_{jord} \quad (5.4)$$

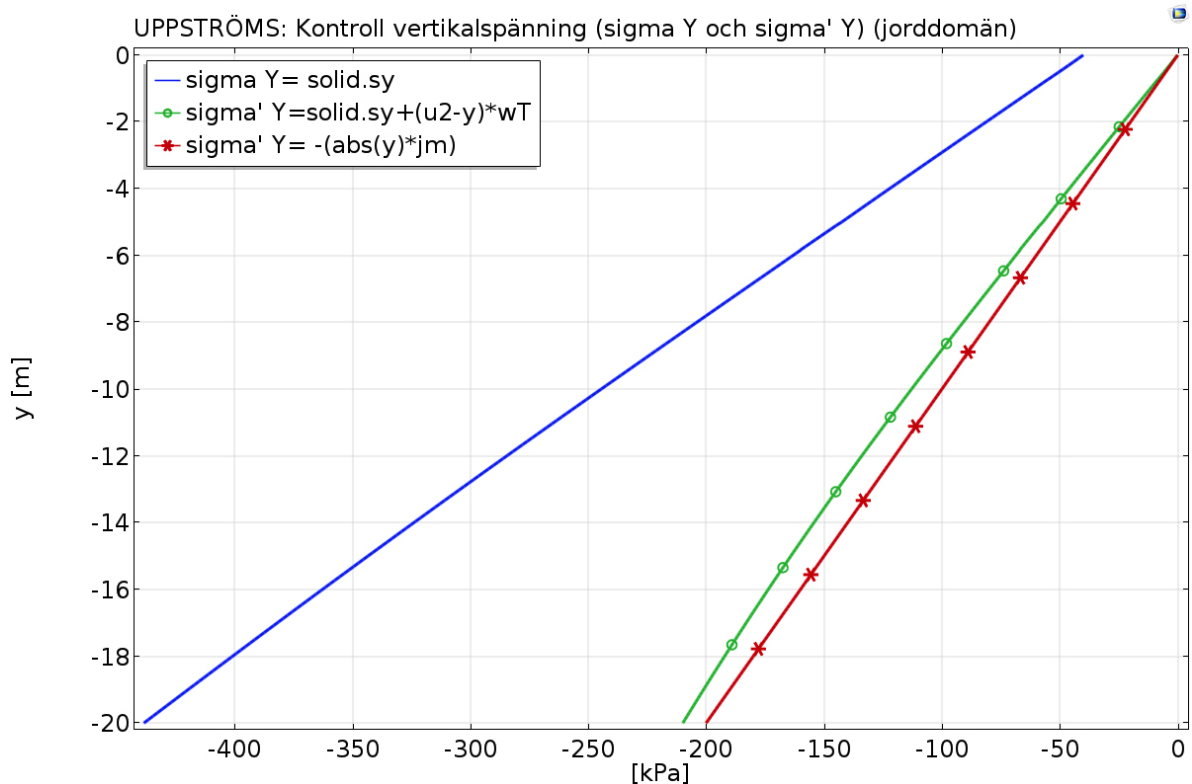
q motsvarar vattenlasten på uppströmssidan (40 kPa), vilket ger att

$$\sigma_{y=-20\text{m}} = -(40 \cdot 10^3 + 20 \cdot 20 \cdot 10^3) = -440 \text{ kPa} \quad (5.5)$$

I figuren konstateras även att uttrycket ”*solid.sy* + $(u_2 - y) \cdot \gamma_w$ ” (grön linje med prickar) motsvarar effektivspänning (röd linje med stjärnor):

$$\sigma'_y = z \cdot \gamma'_{jord} \quad (5.6)$$

$$\sigma'_{y=-20\text{m}} = -(20 \cdot 10 \cdot 10^3) = -200 \text{ kPa} \quad (5.7)$$



Figur 5.4: Kontroll av σ_y samt σ'_y vid $x=-15\text{m}$

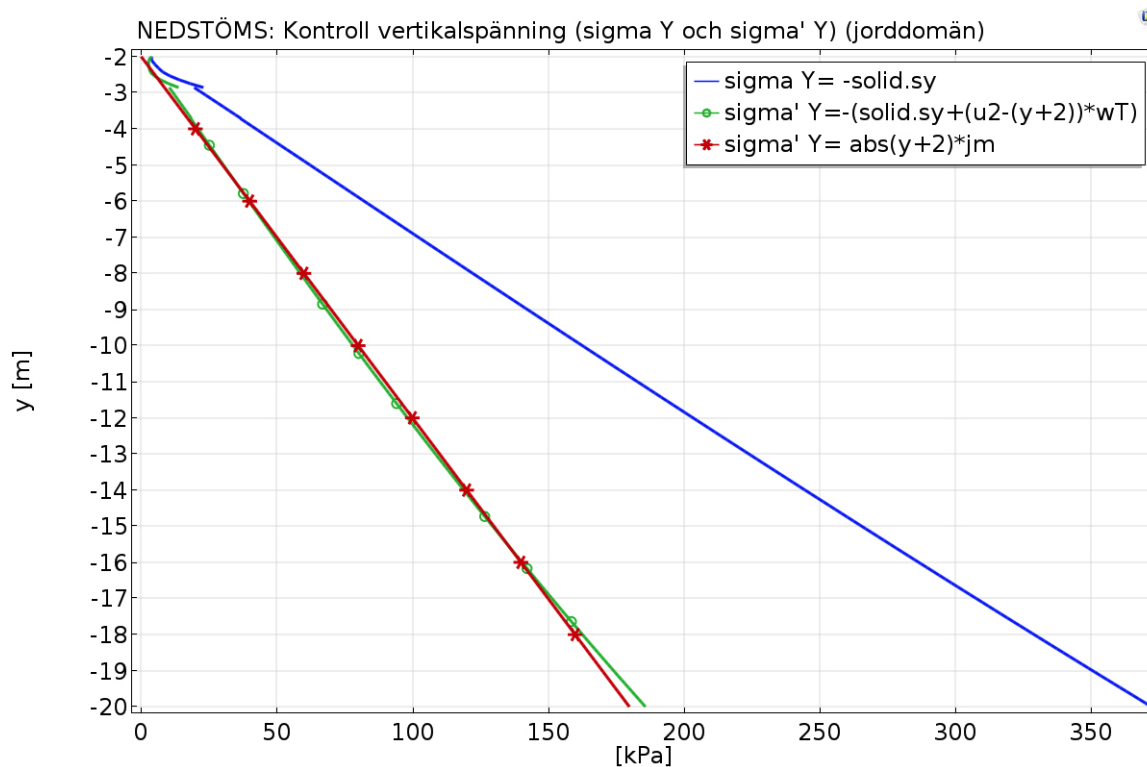
Att denna kontroll görs beror på två saker, dels för att kunna skilja på total- och effektivspänning så att rätt spänningar redovisas och dels för egenkontroll av att rätt tecken (+/-) används för ett specifikt läge i modellen. I kommande redovisningar av spänningar, gällande uppströmssidan, väljs teckenkombinationen enligt figur 5.4 (+/+).

Samma kontroll av vertikalspänningen hos jorden gjordes även vid $x = 28\text{m}$ (rand 7 i figur 3.3), se figur 5.5. Precis som i föregående fall så motsvarar ”-solid.sy” (blå heldragen linje) totalspänning. I och med att det inte finns någon överliggande last på nedströmssidan, blir:

$$\sigma_{y=-20\text{m}} = 18 \cdot 20 \cdot 10^3 = 360 \text{ kPa} \quad (5.8)$$

Observera att jordens mäktighet endast är 18m vid $x = 28\text{m}$ och $y = -20\text{m}$. Detta innebär att formeln för effektivspänningen måste modifieras, för att få beräkningen i COMSOL att stämma, så att spänningen börjar vid 0 då $y = -2$. Därför används $(y + 2)$ istället för enbart y i formeln. Uttrycket ”-solid.sy - $(u_2 - (y + 2)) \cdot \gamma_w$ ” (grön linje med prickar) motsvarar effektivspänning, och vid $y = -20\text{ m}$ är:

$$\sigma'_{y=-20\text{m}} = \text{abs}(-20 + 2) \cdot 10^3 = 180 \text{ kPa} \quad (5.9)$$

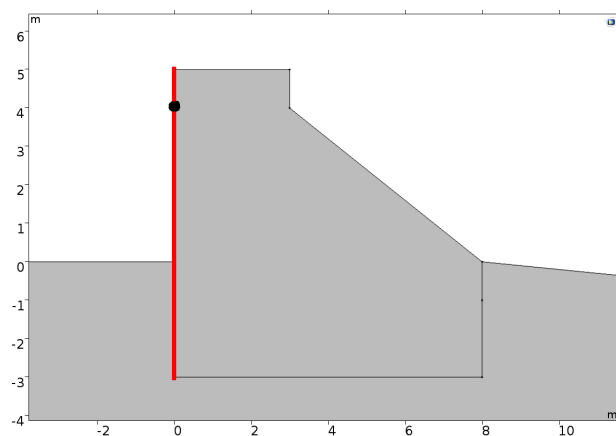


Figur 5.5: Kontroll av σ_y samt σ'_y vid $x=28\text{m}$

I kommande redovisningar av spänningar, gällande nedströmssidan, väljs teckenkombinationen enligt figur 5.5 (-/-).

Kontroll horisontalspänningar uppströmssidan

Gällande de horisontella spänningarna kontrollerades först att rätt horisontaltryck råder på uppströmssidan om dammen på grund av vattenlasten, se figur 5.6 och 5.7. Den svarta prickken visar var vattenytan ligger (vid $y = 4$ m), och det är där islasten verkar senare.



Figur 5.6: *Aktuell rand*

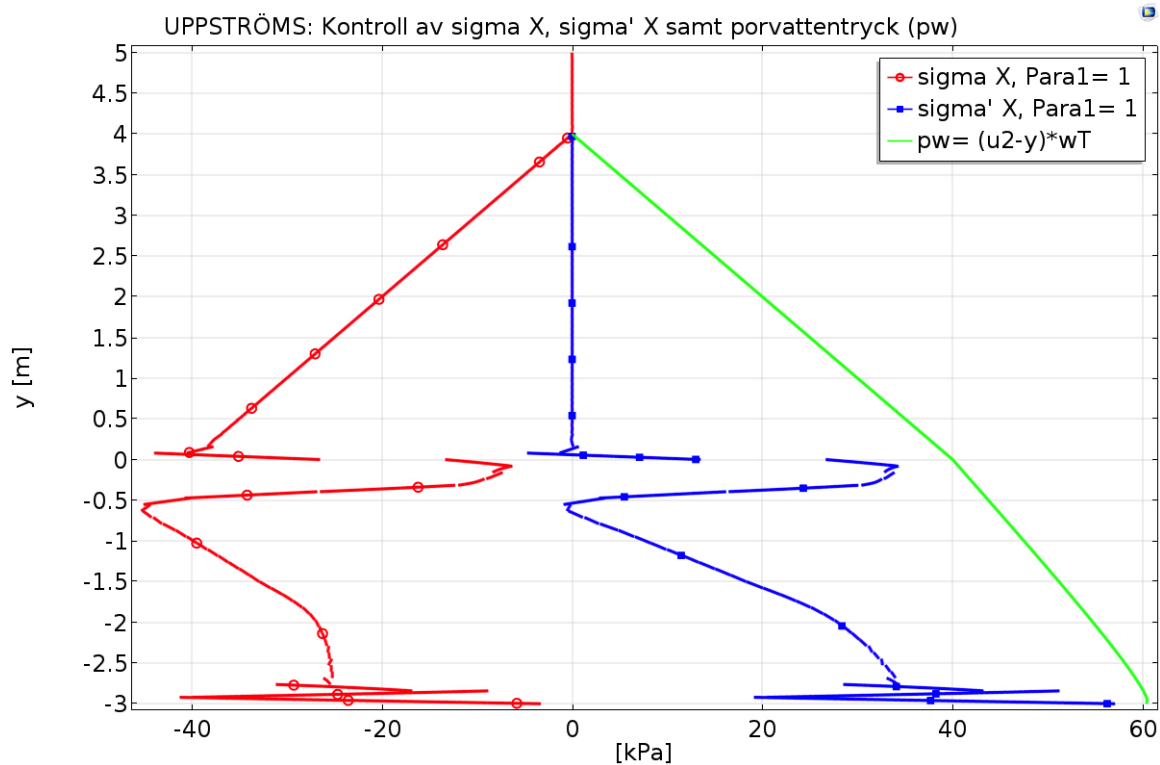
Det som ses i figur 5.7 är att horisontalspänningen σ_x (ekvation 5.10), se röd linje med cirklar, ökar från 0 kPa vid vattenytan till 40 kPa (med omvänt tecken) vid jordytan, vilket stämmer enligt hur vattenlasten verkar horisontellt.

$$\sigma_x = \text{solid.sx} \quad (5.10)$$

I samma figur redovisas även porvattentrycket (se ekvation 5.1) och den effektiva horisontalspänningen, (se ekvation 5.11), längs hela dammens uppströmssida.

$$\sigma'_x = \text{solid.sx} + (u_2 - y) \cdot \gamma_w \quad (5.11)$$

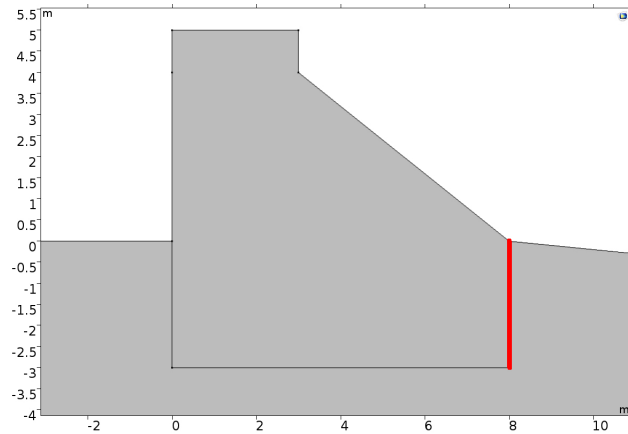
Gällande totalspänningen, σ_x , mellan jord och damm (vid $y = 0$ till $y = -3$) så ser den ut att vara lägre än vad den förväntas vara. Rimligtvis borde spänningen motsvara lasterna J_1 , W_2 och W_3 i figur 4.1. Trots flertalet försök att få rätt totalspänning i horisontalled för uppströmssidan uppnåddes ingen bättre lösning. På grund av detta kommer inga resultat gällande K -värden eller σ'_x att redovisas för uppströmssidan och därmed kommer aktivt jordtryck ej att undersökas i denna studie.



Figur 5.7: Kontroll horisontalspänningar mot dammen (uppströmssidan)

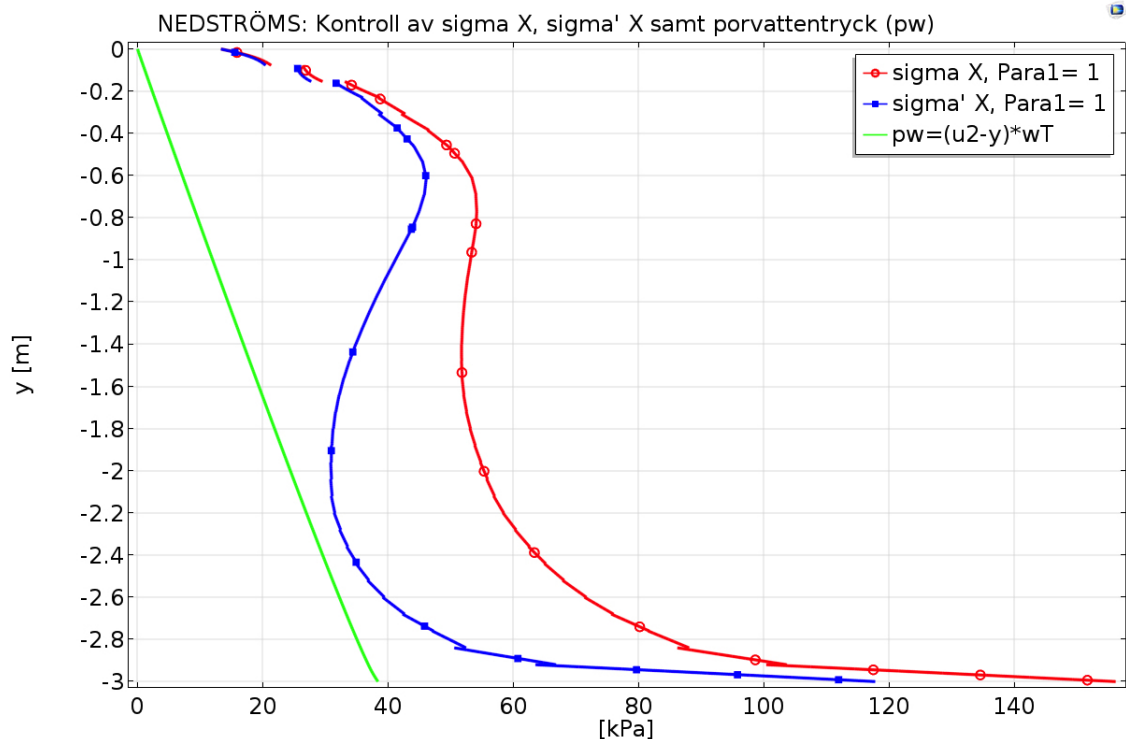
Kontroll horisontalspänningar nedströmssidan

På samma sätt kontrolleras även σ_x , σ'_x och p_w för nedströmssidan, där figur 5.8 visar aktuell rand och figur 5.9 visar horisontalspänningar samt porvattentryck.



Figur 5.8: Aktuell rand

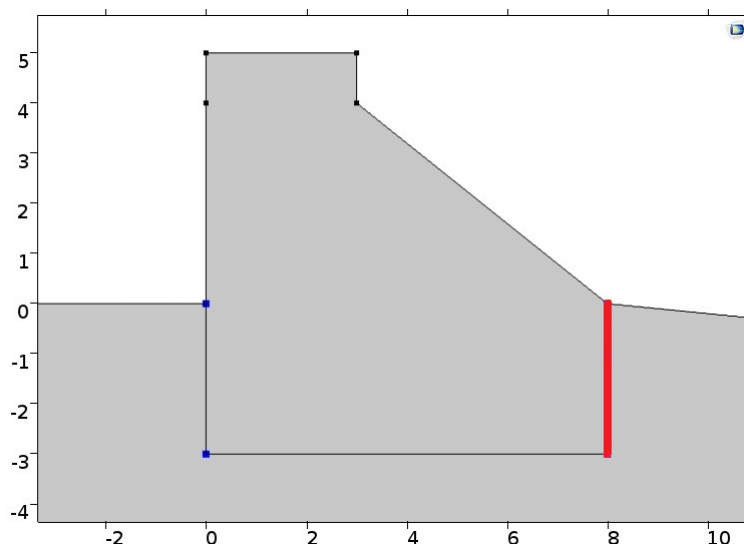
Till skillnad från uppströmssidan ser totalspänningen σ_x (röd linje med prickar) ut att stämma för nedströmssidan, likaså förhållandet mellan σ_x och σ'_x . Detta gör att K -värden och σ'_x kommer att redovisas för nedströmssidan.



Figur 5.9: Kontroll horisontalspänningar mot dammen (nedströmssidan)

5.1.2 Utvärdering av passivt jordtryck vid nedströmssidan

Detta avsnitt utvärderar först olika värden för K gällande dammens nedströmssida, se figur 5.10, och därpå hur de beräknade värdena från COMSOL-beräkningen förhåller sig till de teoretiska och empiriska uttryck som finns (se avsnitt 2.4.4). Avslutningsvis utvärderas hur den beräknade effektivspänningen i x-led, σ'_x , förhåller sig till beräknade värden för jordtryck, q_x . Passivt jordtryck antas råda för nedströmssidan.



Figur 5.10: *Aktuell rand*

Utvärdering av K -värde för nedströmssidan

Kvoten mellan spänningarna i x- och y-led, beräknades med hjälp av COMSOL Multiphysics enligt:

$$K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} \quad (5.12)$$

Därefter jämfördes denna kvot med värden på K för passivt jordtryck (både för små rörelser och för fullt utvecklade passivt jordtryck) enligt ekvation 2.20 och 2.22:

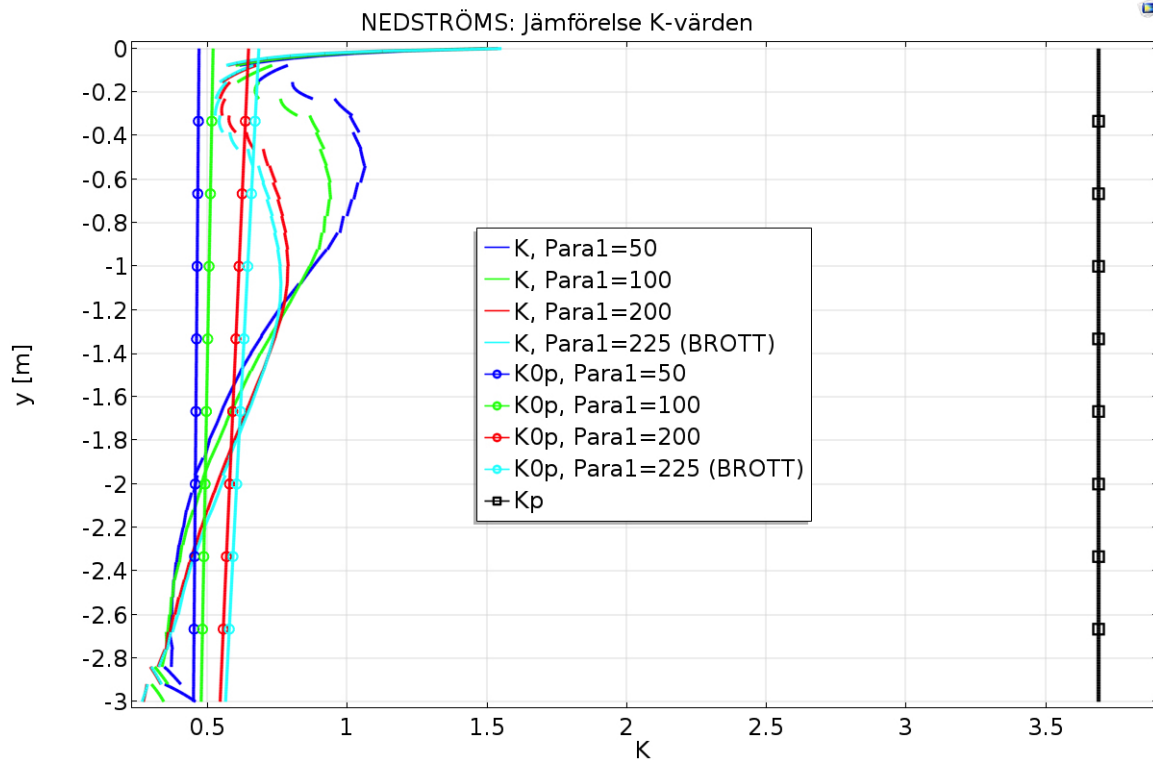
$$K_{0p} = K_0 \cdot \left(1 + 80 \cdot \frac{s}{h}\right)$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Där koefficienten för vilojordtrycket, K_0 , beräknas enligt ekvation 2.18:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi)$$

Figur 5.11 redovisar skillnaden mellan kvoten $\frac{\sigma'_x}{\sigma'_y}$, (K), jordtryckskoefficient för passivt jordtryck vid små rörelser (K_{0p}), se ekvation 2.20 och koefficient för fullt utvecklade passivt jordtryck (K_p), se ekvation 2.22, för nedströmssidan.



Figur 5.11: Jämförelse av K -värden för nedströmssidan

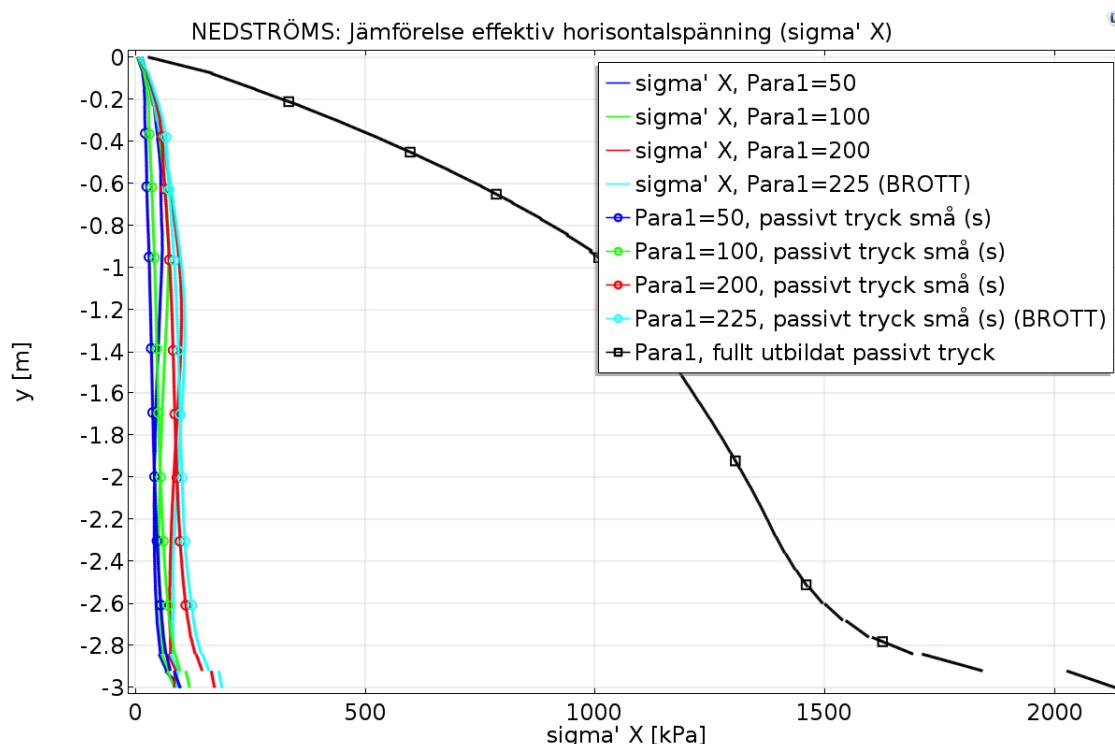
Det som konstaterades i kapitel 5.1.1 är att porvattentrycket måste tas bort för att få fram effektivspänningarna, vilket innebär att följande uttryck användes i COMSOL:

$$K = \frac{-solid.sx - (u_2 - y) \cdot \gamma_w}{-solid.sy - (u_2 - y) \cdot \gamma_w} \quad (5.13)$$

Det som kan tolkas ur figur 5.11 är att det endast uppstår små passiva tryck, motsvarande små rörelser hos dammen.

Sammanställning av beräknade spänningar σ'_x och beräknade jordtryck q'_x

Gällande nedströmssidan redovisar figur 5.12 hur σ'_x förhåller sig till värden för passivt jordtryck (små rörelser) och för fullt utvecklat passivt jordtryck, q_x . Observera att den beräknade spänningen, σ'_x , angetts med negativt tecken (-) i redovisningen, vilket görs för samtliga spänningsberäkningar gällande nedströmssidan. Anledningen till detta är att symbolisera hur spänningen ser ut på ett verkligt sätt, jämför med last J_2 i figur 4.1.



Figur 5.12: Jämförelse av σ'_x för nedströmssidan

För att kunna ta ut effektivspänningen σ'_x direkt från COMSOL måste porvattentrycket tas bort, vilket ger följande uttryck:

$$\sigma'_x = -solid.sx - (u_2 - y) \cdot \gamma_w \quad (5.14)$$

För σ'_x vid små rörelser blev uttrycket följande:

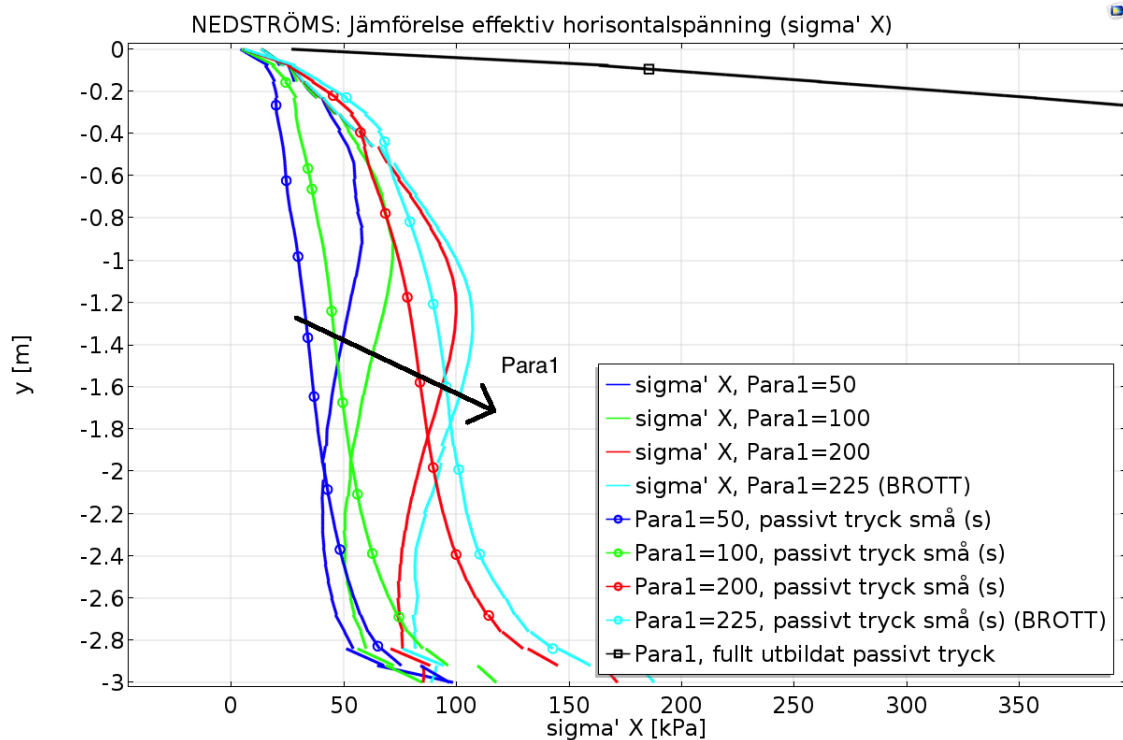
$$\sigma'_x(s) = (1 - \sin \phi) \cdot \left(1 + 80 \cdot \frac{u}{d}\right) \cdot (-solid.sy - (u_2 - y) \cdot \gamma_w) \quad (5.15)$$

Där u är rörelsen i x-led endast på grund av islasten och d är grundläggningsdjupet.

Slutligen blev uttrycket för fullt utbildat passivt tryck ut enligt nedan:

$$\sigma'_x(p) = \tan(45^\circ + \phi/2)^2 \cdot (-solid.sy - (u_2 - y) \cdot \gamma_w) \quad (5.16)$$

Figur 5.13 är en närbild av figur 5.12 för att lättare kunna läsa av den. Pilen i figuren visar hur spänningen ändrar sig i takt med att $Para1$ (islasten) ökar.

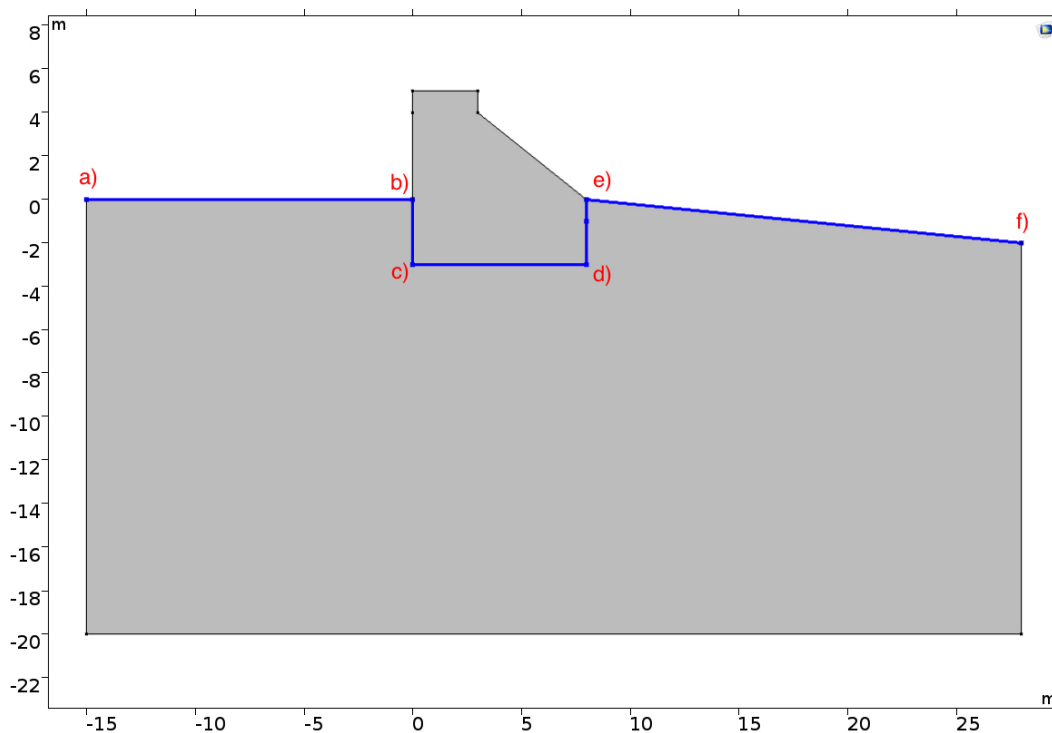


Figur 5.13: Jämförelse av σ'_x för nedströmssidan (närbild)

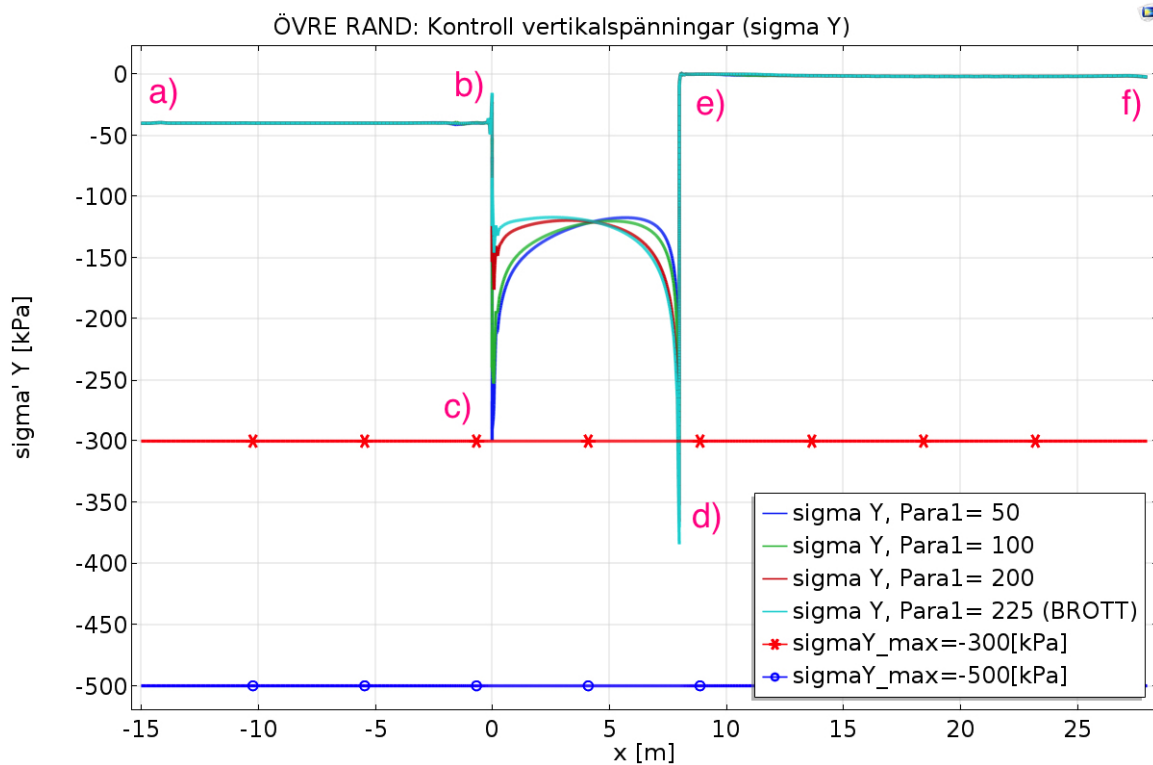
Till skillnad från uppströmssidan kan en mer rättvis analys göras för nedströmssidan i och med att tryckspänningar råder i jorden. Trycket ökar i takt med att islasten ökar, se figur 5.13, vilket är rimligt då dammen trycks mot jorden på nedströmssidan.

5.1.3 Utvärdering av vertikala totalspänningar, σ_y

För att ta reda på om det har skett någon plasticering i jorden under själva dammen är de vertikala spänningarna av intresse. Om de vertikala spänningarna blir stora förändras kontaktfördelningen, jämför med figur 2.5, med ökad risk för stjälpning som följd. Figur 5.14 visar aktuell rand (övre rand) och figur 5.15 redovisar hur de beräknade vertikalspänningarna, σ_y , ser ut längs den randen med olika storlekar på islasten. De horisontella linjerna symboliserar gränsvärdet för hur stora spänningar som tillåts att verka på sand, vilket för grov- och mellansand bör ligga mellan 300 och 500 kPa (SBN 1975).



Figur 5.14: *Aktuell rand*



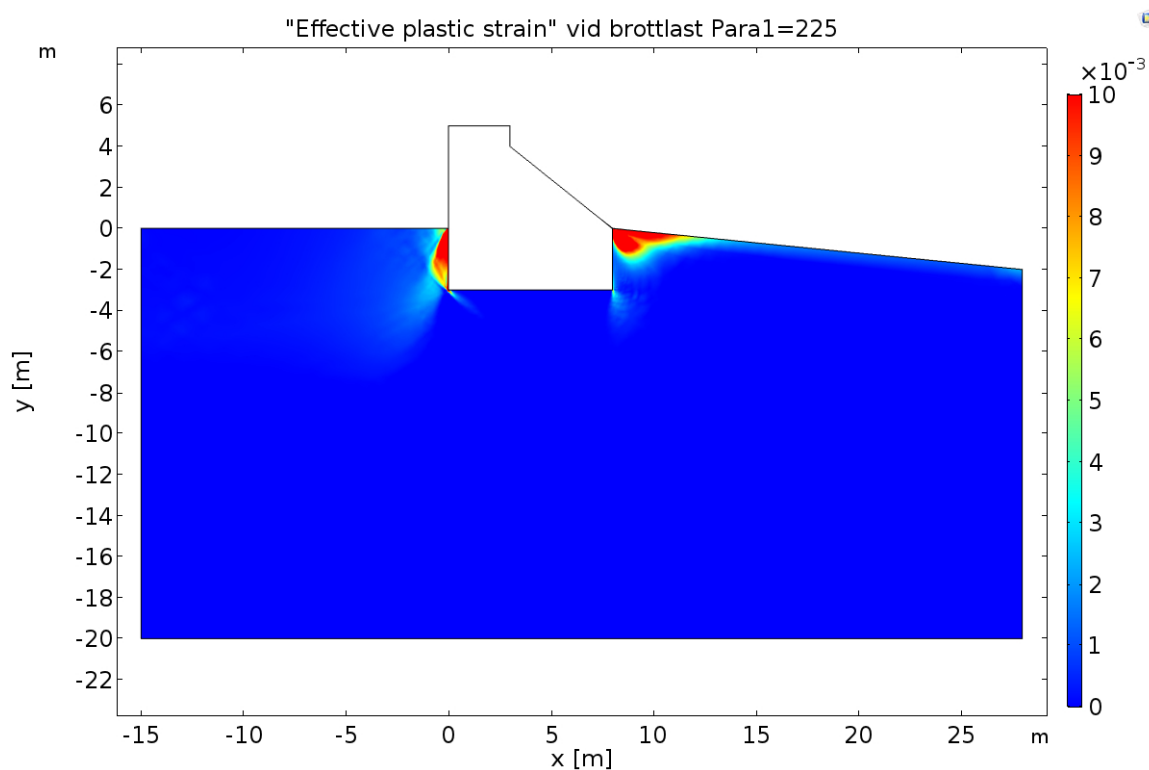
Figur 5.15: *Kontroll vertikalspänningar längs övre rand, islast aktiverad*

Det som kan tolkas ur figur 5.15 är att trycket lättar på uppströmssidan och trycket ökar på nedströmssidan ju större islasten blir. Det är främst på nedströmssidan som trycket börjar närma sig det maximalt tillåtna värdet på 300 kPa. Observera att spänningsfördelningen liknar den linjärelastiska mycket väl, jämför med figur 2.4.

5.1.4 Plasticering

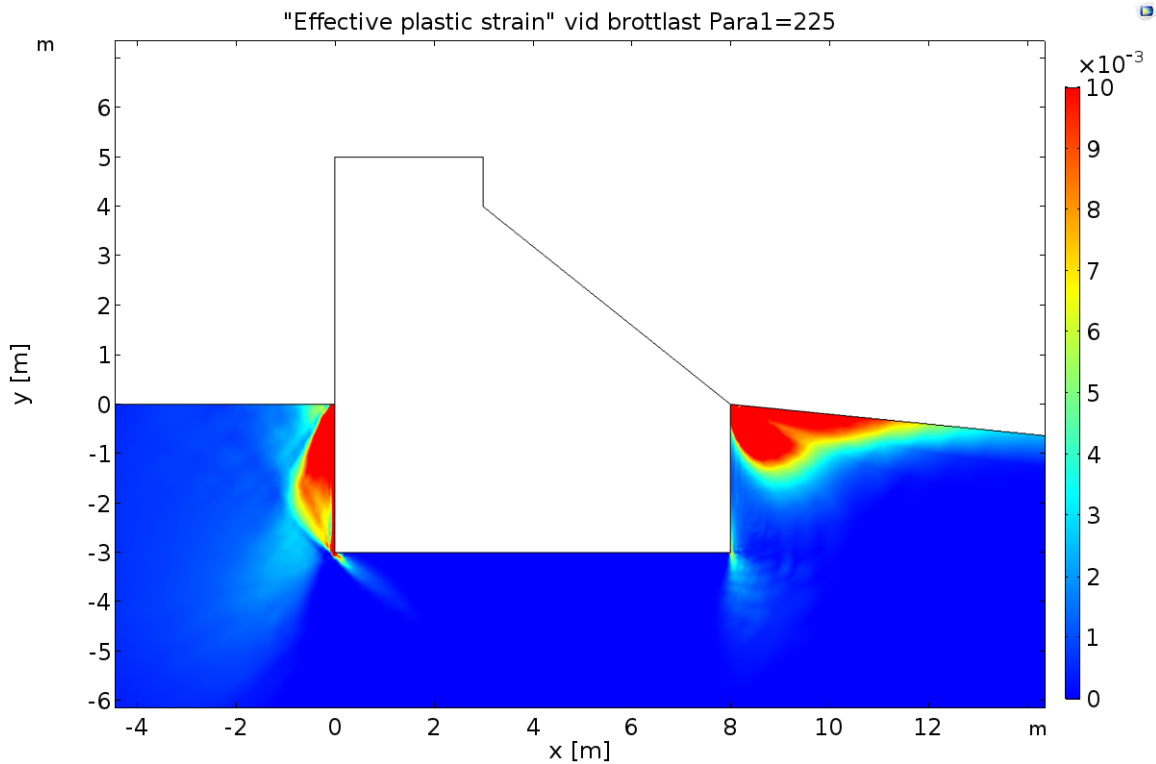
Figur 5.16 visar plasticeringen som uppstått vid brottlast enbart på grund av islasten, det vill säga att plasticering på grund av egentynngd och vattenlast ej redovisas. Brott sker när $Para1=225$, vilket innebär att islasten är 225 kN.

De stora plasticeringarna sker på begränsad yta vid de mest ansträngda punkterna (hörnen). Rent tolkningsmässigt innebär detta att de fält som är mörkröda har uppnått en plasticering som är $\varepsilon_{pe} \geq 0.01$. Detta värde valdes med hänsyn till att jordmaterialet kan gå till brott, om skjuvtöjningen blir större med stora deformationer som påföljd (SGF 2012).



Figur 5.16: "Effectiv plastic strain" (ε_{pe}) vid brottlast, $Para1=225$

Figur 5.17 är en närbild av figur 5.16.

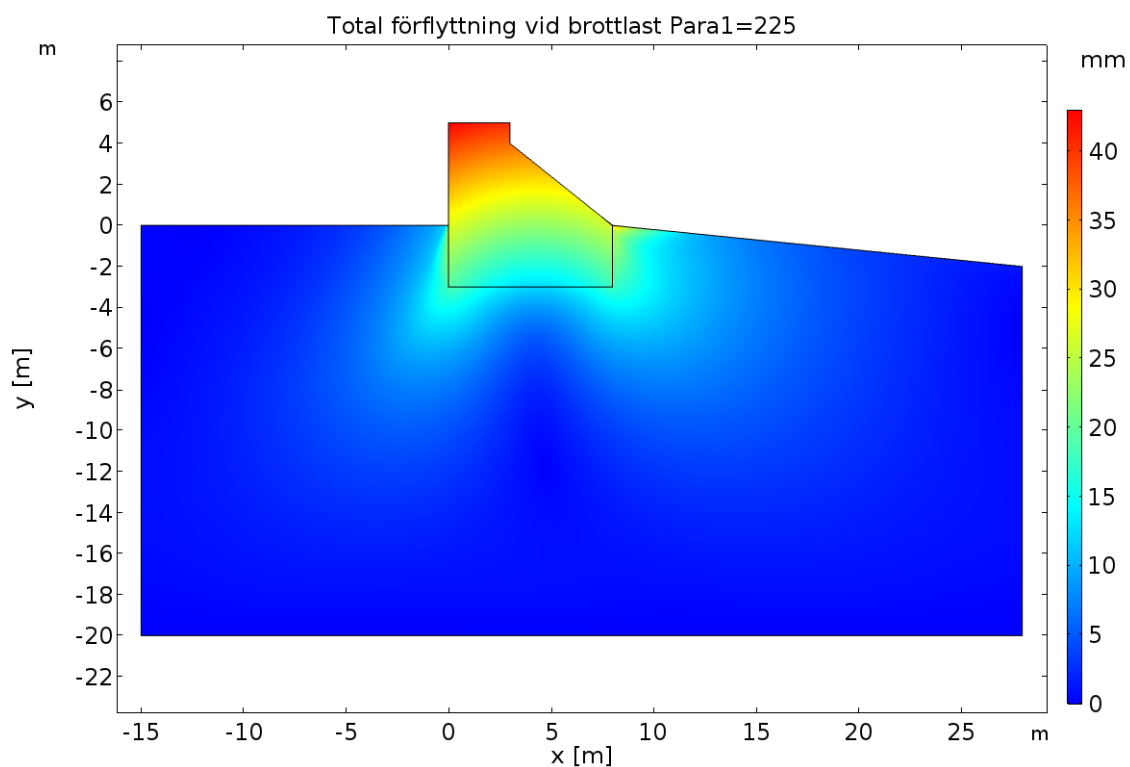


Figur 5.17: "Effectiv plastic strain" (ϵ_{pe}) vid brottlast - närbild

Den största plasticeringen sker nedströms i anslutning mellan damm och ovankant jord där dammen trycks framåt/nedåt jorden. En relativt stor plasticering sker uppströms då dammen roterar och jorden trycks uppåt.

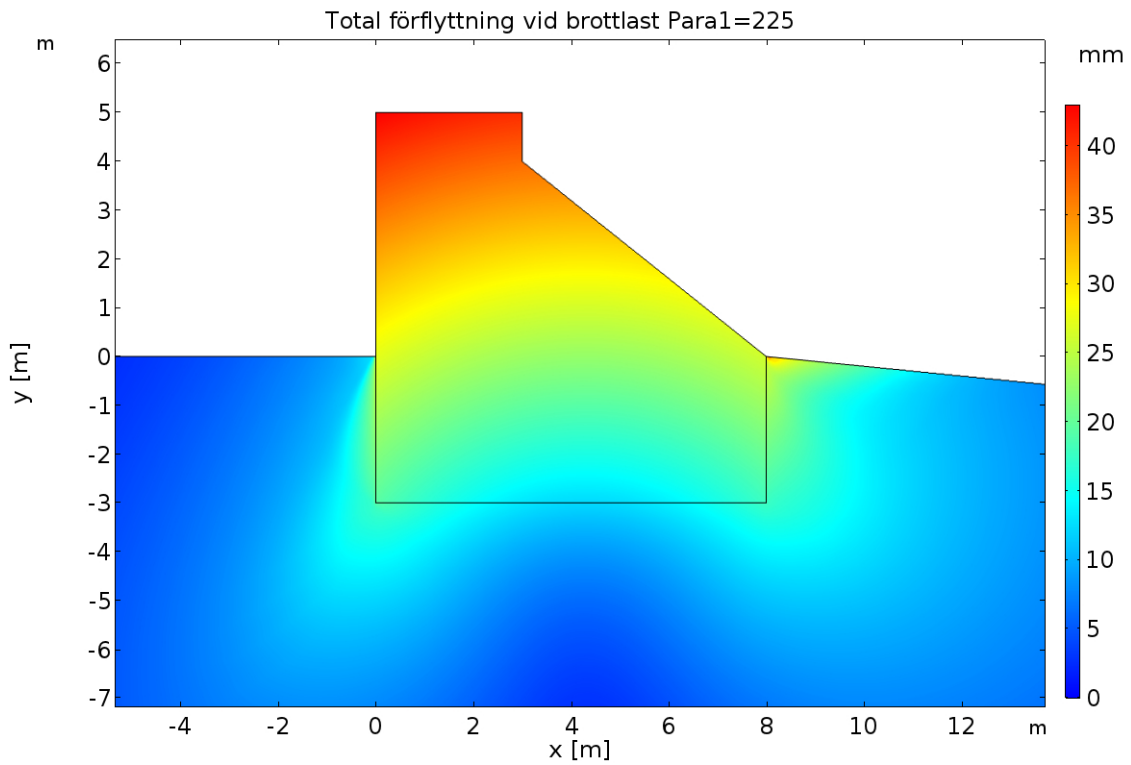
5.1.5 Total förskjutning

Figur 5.18 visar den totala förskjutningen (förflyttningen) som skett vid brott då $Para1 = 225$, det vill säga när islasten är 225 kN. Den förskjutning som redovisas beror endast på själva islasten, och därmed har varken jordens eller betongens egentygnd påverkat resultatet, inte heller vattenlasten.



Figur 5.18: Total förskjutning vid brottlast, $Para1=225$ (islast 225 kN)

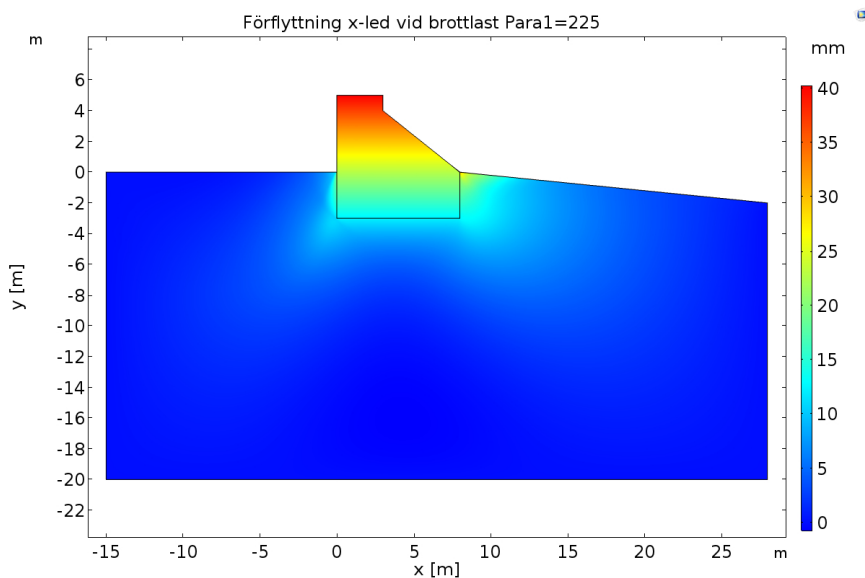
Figur 5.19 visar en närbild av den totala förskjutningen hos dammen vid brott. Den största förskjutning som sker i jorden är 30 mm på nedströmssidan och dammen tiltar framåt nedåt runt nedre högra hörnet, vilket är rimligt med tanke på den hävarm som finns i förhållande till islasten där den verkar.



Figur 5.19: Total förskjutning vid brott - närbild

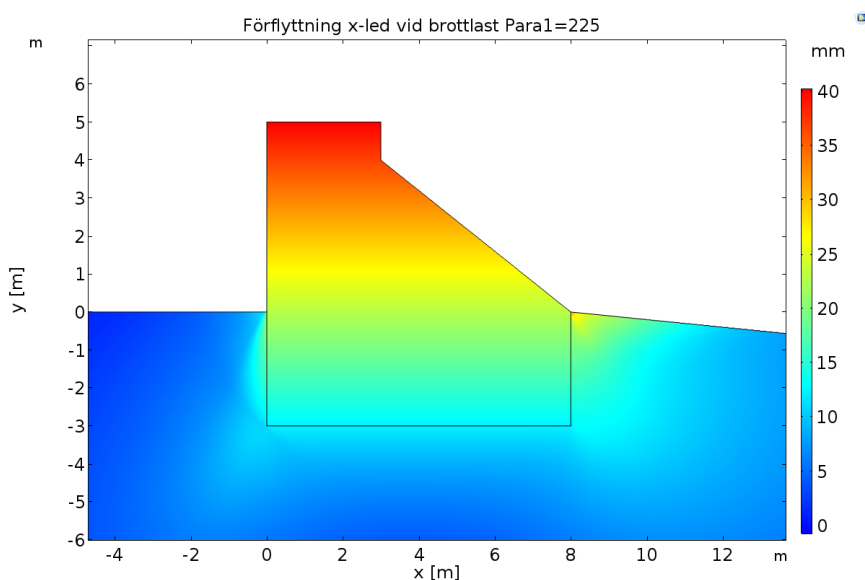
5.1.6 Förskjutning i x-led

Figur 5.20 visar enbart förskjutningen i x-led. I det område där dammen flyttar sig som mest, 40 mm, är där islasten verkar vid $y = 4$ m. Även här redovisas enbart den förskjutning som uppstår på grund av islasten.



Figur 5.20: Förskjutning i x-led vid brottlast, $Para1=225$ (islast 225 kN)

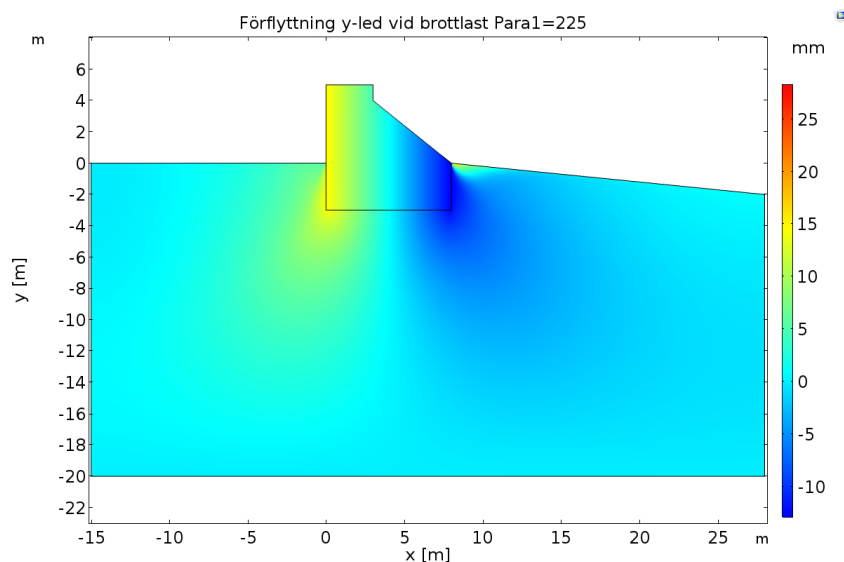
Figur 5.21 visar närbild över dammen med förskjutningen i x-led vid brottlast när $Para1=225$.



Figur 5.21: Förskjutning i x-led vid brott - närbild

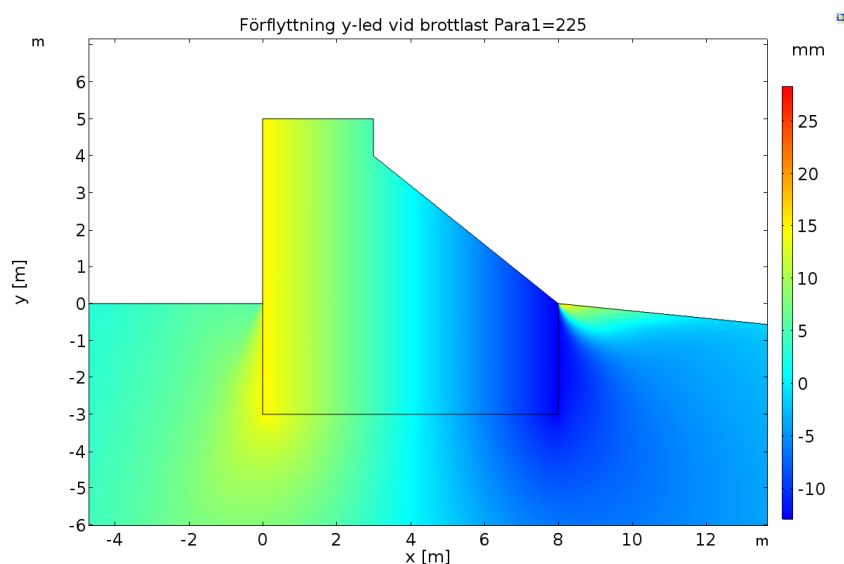
5.1.7 Förskjutning i y-led

Figur 5.22 visar enbart förskjutningen i y-led. Dammen flyttar sig som mest 15 mm uppåt, på uppströmssidan (se det gula området), och dammen trycks ned cirka 10 mm på nedströmssidan (se mörkblått område). Även här redovisas enbart den förskjutning som uppstår på grund av islasten.



Figur 5.22: Förskjutning i y-led vid brottlast, $Para1=225$ (islast 225 kN)

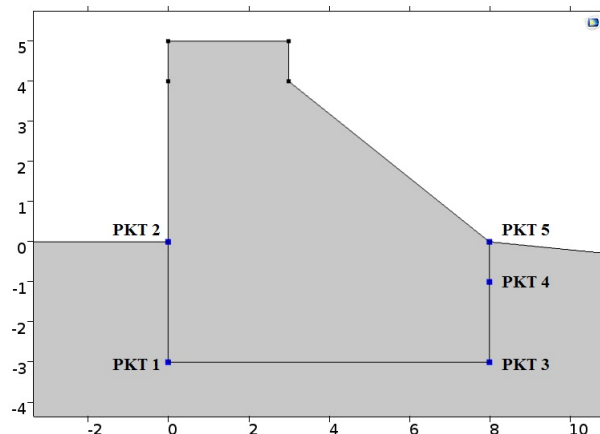
Figur 5.21 visar närbild över dammen med förskjutningen i y-led vid brottlast när $Para1=225$.



Figur 5.23: Förskjutning i y-led vid brott - närbild

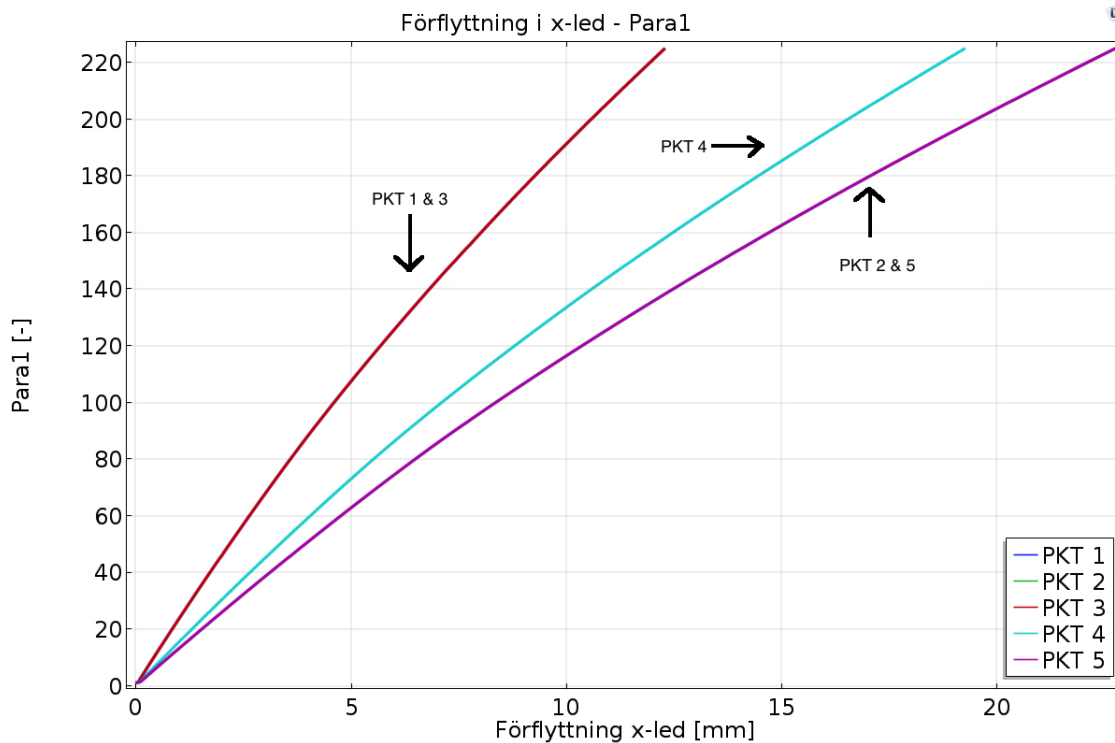
5.1.8 Förskjutning i x-led i förhållande till parametern $Para1$

Fem punkter studeras, där figur 5.24 redovisar aktuell punktindelning.



Figur 5.24: *Punktindelning*

Figur 5.25 redovisar förhållandet med förflyttning i x-led (endast på grund av islasten) och $Para1$. Då punkt 1 och punkt 3 har samma y-koordinat så sammanfaller dessa linjer och motsvarar den översta linjen. På samma sätt sammanfaller linjerna för punkt 2 och punkt 5 och motsvarar den understa linjen. Punkt 4 motsvarar den mittersta linjen.

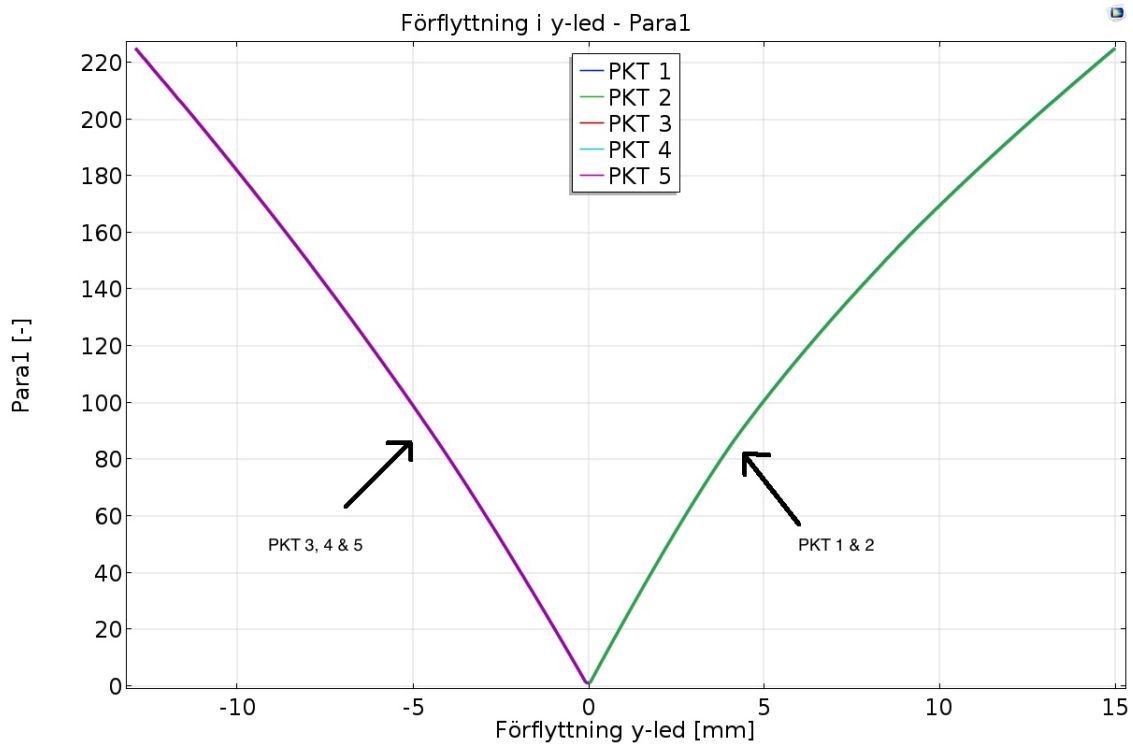


Figur 5.25: *Förskjutning i x-led i förhållande till "Para1"*

5.1.9 Förskjutning i y-led i förhållande till parametern *Para1*

Fem punkter studeras, där figur 5.24 redovisar aktuell punktindelning.

På samma sätt som i avsnitt 5.1.8 görs samma undersökning fast hur förskjutning i y-led förhåller sig till parametern *Para1*, se figur 5.26. Linjerna för punkt 1 och punkt 2 (uppströms) sammanfaller, då de har samma x-koordinat, och är den högra linjen i figur 5.26. Linjerna för punkterna 3, 4 och 5 (nedströmssidan) sammanfaller också då de har gemensam x-koordinat och är den vänstra linjen i figuren. Denna förflyttning indikerar på att dammen rör sig mot nedströmssidan samtidigt som dammen roterar medurs.

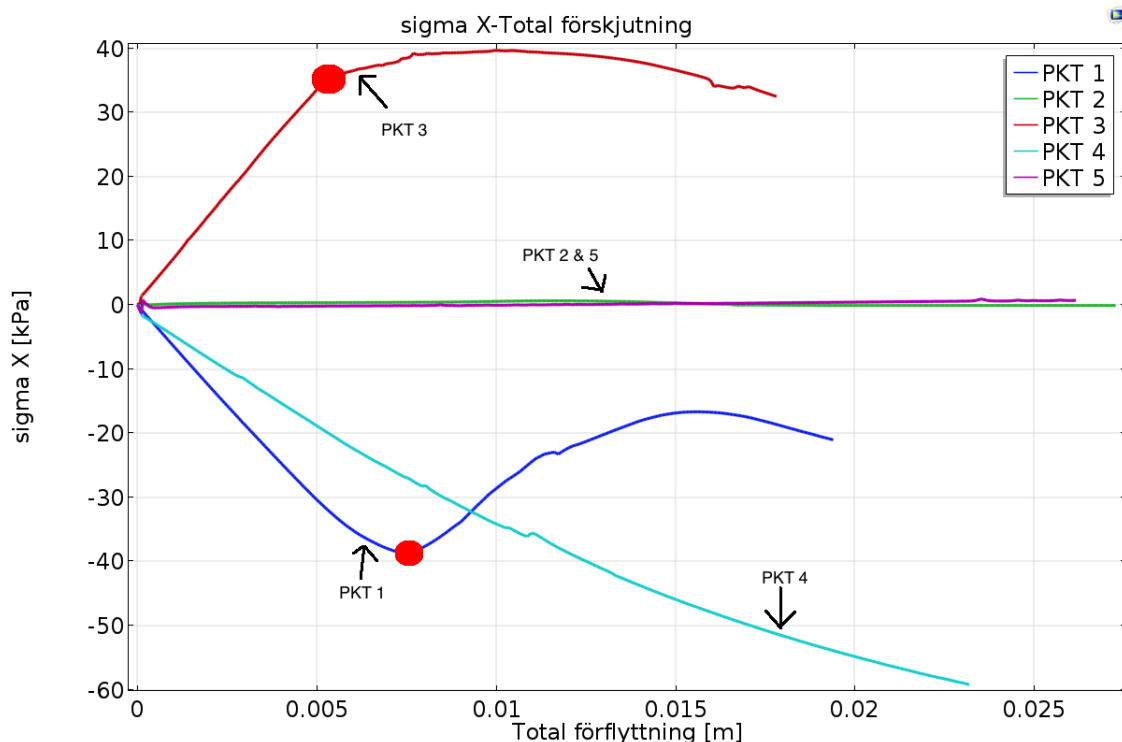


Figur 5.26: Förskjutning i y-led i förhållande till "Para1"

5.1.10 Total förskjutning i förhållande till totalspänning σ_x

Figur 5.24 visar aktuell punktindelning.

Figur 5.27 visar förhållandet mellan σ_x och total förskjutning. Den här figuren visar på hur islasten påverkar spänningen vid olika punkter, vilket gör det möjligt att tolka hur dammen rör sig. Även för detta fall så redovisas totalspänningen i x-led som uppstår enbart på grund av islasten.

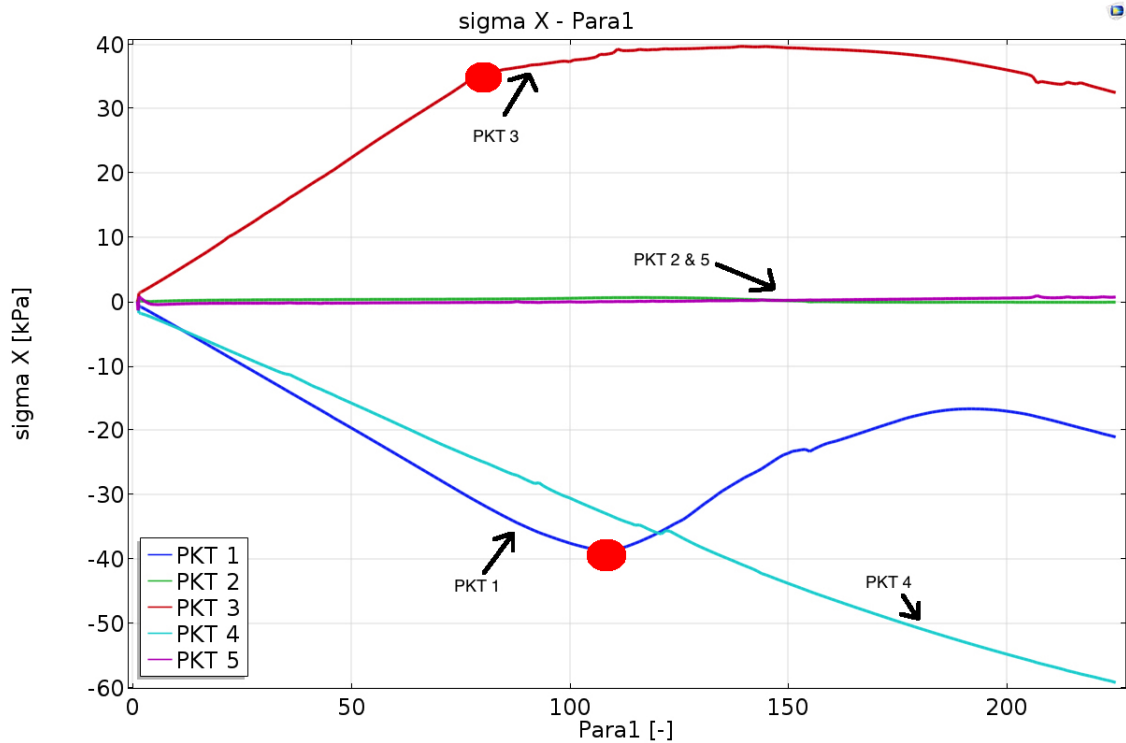


Figur 5.27: Total förskjutning i förhållande till totalspänning σ_x

De röda markeringarna för punkt 1 respektive punkt 3 indikerar att brott sker vid det rådande spänningsförhållandet för respektive punkt. Vid punkterna 1 och 3 sker först en spänningsökning innan en alltför stor förskjutning inträffar, vilket tyder på att jorddomänen tar upp tryck innan jorden börjar gå mot brott. Att punkt 4 redovisar negativ spänning beror på att den punkten rör sig åt motsatt håll i förhållande till punkt 3. Punkt 2 och punkt 5 påvisar att dammen rör sig mycket i x-led utan att jorden tar upp några direkta krafter för just dessa punkter. Rörelsemönstret enligt figur 5.27 tyder på att dammen trycks/tiltar ner mot nedströmssidan, vilket har resonerats ovan.

5.1.11 Förhållande mellan totalspänning σ_x och parametern $Para1$

För att lättare kunna visa vid vilken islast som brott sker enligt föregående avsnitt presenteras figur 5.28, där förhållandet mellan totalspänning σ_x och parametern $Para1$ redovisas. Figur 5.24 visar aktuell punktindelning.



Figur 5.28: Totalspänning σ_x i förhållande till parameter $Para1$

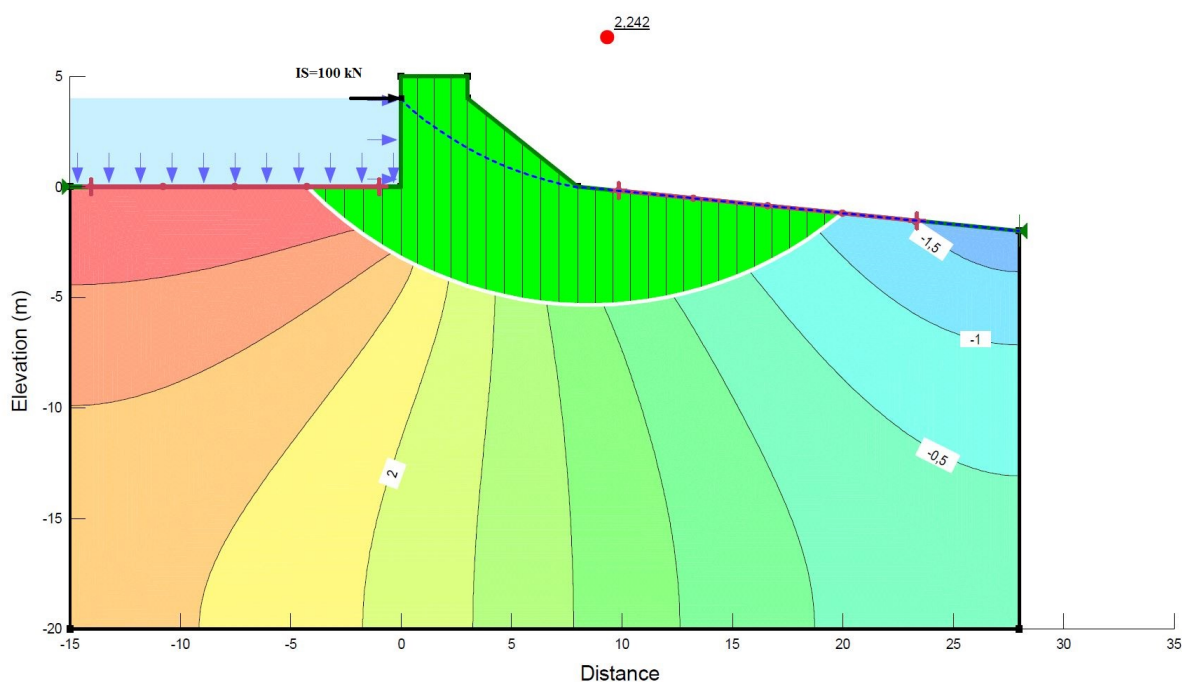
I figur 5.28 syns det tydligt att brott för punkt 1 sker när $Para1=110$, alltså när islasten är ca 110 kPa. Brott för punkt 3 sker när $Para1=80$, när islasten är cirka 80 kPa.

5.2 GeoStudio

Figur 5.29 visar resultatet för det fall som har testats, med rådande säkerhetsfaktor tillsammans med respektive brottyta. Det figuren visar är vattennivån på uppströmssidan, islasten samt glidytan och trycklinjerna. Det gröna området visar hur glidytan ser ut.

Då islasten är 602 kN, nås den brytpunkt där risk för skred är överhängande och kravet enligt avsnitt 3.3.2 ej uppfylls längre.

I kapitel 6.1 kommer skillnader/likheter av resultatet mellan GeoStudio samt COMSOL Multiphysics att diskuteras mer utförligt.



Figur 5.29: Släntstabilitet för aktuellt fall i studien

5.3 Handberäkning

Tabell 5.1 sammanställer de laster som gäller för handberäkning enligt RIDAS samt enligt Eurokod (partialkoefficienter).

Tabell 5.1: *Verkande laster för handberäkning*

Faktor	Beteckning	Enhet
Vattenlast 1	W_1	$80 \cdot 10^3$ [N/m]
Vattenlast 2	W_2	$120 \cdot 10^3$ [N/m]
Vattenlast 3	W_3	$31.5 \cdot 10^3$ [N/m]
Vattenlast 4	W_4	$304 \cdot 10^3$ [N/m]
Vattenlast 5	W_5	$92 \cdot 10^3$ [N/m]
Vattenlast 6	W_6	$57 \cdot 10^3$ [N/m]
Jordlast 1	J_1	$21.2 \cdot 10^3$ [N/m]
Jordlast 2	J_2	$21.2 \cdot 10^3$ [N/m]
Jordlast 1 (partialkoefficient)	$J_{1, pk}$	$24.5 \cdot 10^3$ [N/m]
Jordlast 2 (partialkoefficient)	$J_{2, pk}$	$24.5 \cdot 10^3$ [N/m]
Islast	I_S	$100 \cdot 10^3$ [N/m]
Egentyngd betongtvärsnitt	G_{btg}	$1127 \cdot 10^3$ [N/m]

I tabell 5.2 finns alla resultat från handberäkningen enligt RIDAS samt Eurokod (partikoefficienter) sammanställt för islast $I_S = 100$ [kN/m].

Tabell 5.2: *Sammanställning resultat*

Metod	Beteckning	Enhet
RIDAS		
Friktionsvinkel	ϕ'_k	35 [°]
Mothållande moment	M_{mot}	5295 [kNm]
Pådrivande moment	M_{pa}	2986 [kNm]
Vertikal lastkomposant	F_v	731 [kN]
Horisontell lastkomposant	F_h	274.5 [kN]
Kraftresultantens läge	X_{kr}	3.16 [m]
Effektiv plattbredd	b_{ef}	6.32 [m]
Korrektionsfaktor	ξ_q	1.77 [-]
Korrektionsfaktor	ξ_γ	0.19 [-]
Jordens brottvärde	q_b	1961 [kN/m ²]
Jordens bärförmåga	R_{vd}	12 394 [kN/m]
Eurokod		
Friktionsvinkel	ϕ'_d	27.1 [°]
Mothållande moment	$M_{mot, pk}$	6506.4 [kNm]
Pådrivande moment	$M_{pa, pk}$	3534.2 [kNm]
Vertikal lastkomposant	$F_{v, pk}$	880 [kN]
Horisontell lastkomposant	$F_{h, pk}$	311.5 [kN]
Kraftresultatens läge	$X_{kr, pk}$	3.38 [m]
Effektiv plattbredd	$b_{ef, pk}$	6.76 [m]
Korrektionsfaktor	$\xi_{q, pk}$	1.70 [-]
Korrektionsfaktor	$\xi_{\gamma, pk}$	0.22 [-]
Jordens brottvärde	$q_{b, pk}$	739.9 [kN/m ²]
Jordens bärförmåga	$R_{vd, pk}$	4998 [kN/m]

Avslutningsvis testades olika värden på islasten, för att urskilja när en viss typ av brott sker för respektive metod, se tabell 5.3.

Tabell 5.3: *Brottlast för respektive krav och metod*

Metod	Islast I_S
RIDAS	
Bärförmåga	251.72 [kN/m]
Glidning	191.00 [kN/m]
Stjälpning	177.75 [kN/m]
Eurokod	
Bärförmåga	181.04 [kN/m]
Glidning	170.15 [kN/m]
Stjälpning	299.46 [kN/m]

5.4 Sammanställning resultat

Tabell 5.4 redovisas en sammanställning över när brott sker för respektive metod.

Tabell 5.4: *Resultatsammanställning*

COMSOL	GeoStudio	RIDAS	Eurokod
225 [kN]	602 [kN]	177 [kN]	170 [kN]

Kapitel 6

Diskussion och slutsats

I detta kapitel förs diskussionen om de resultat som studien genererat. I diskussionen belyses även de begränsningar som har uppstått under arbetets gång. Avslutningsvis ges de slutsatser som gjorts i denna studie samt förslag på vidare studier.

6.1 Diskussion

Då uppgiften hade en utgångspunkt som var relativt bred och komplex, var det en utmaning i sig att avgränsa problemställningen på ett lämpligt sätt, och dessutom innebar programmen COMSOL Multiphysics och GeoStudio en ny erfarenhet att arbeta med för studenten.

Under studiens gång har det visat sig att så som modelleringen i COMSOL Multiphysics utformats i denna studie inte har varit ett tillräckligt utvecklat verktyg för att kunna användas direkt på denna typ av geotekniska problemställningar, speciellt gällande uppströmssidan. Detta har bidragit till svårigheter att få rätt utdata från modellen, vilket till stor del kan antas ha berott på utgångspunkten att räkna med domäner och kopplingen däremellan. Eftersom domänerna programmerades som en *"union"*, det vill säga att de sitter ihop och inte har något internt förhållande gör att de kan *"dra"* i varandra och på så sätt uppstår spänningar som normalt sett inte finns i verkligheten. Detta är en brist för den modell som använts i studien.

För att beräkna porvattentrycket med COMSOL användes först fysiknoden *"Darcy's law"* som test. Den frångicks sedan eftersom det var mer lämpligt att använda resultatet från fysiknoden *"Coefficient Form PDE"* då portrycksgradienten skulle användas till nästa fysiknod, *"Solid Mechanics"*.

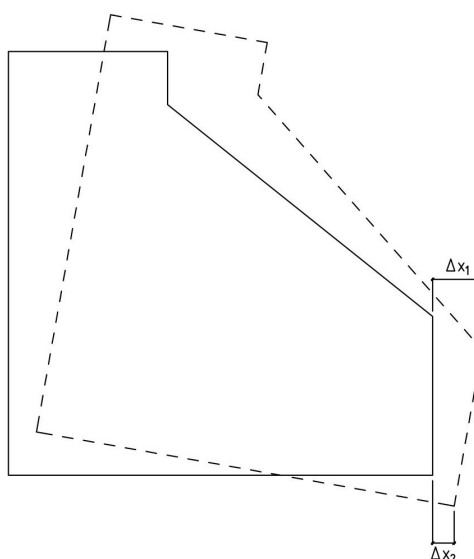
Ytterligare en aspekt som komplicerat studien är att på ett enkelt sätt skilja på total- och effektivspänningar. Det har krävts omfattande undersökningar och uträkningar för att få fram rätt värden för dessa gällande uppströms- respektive nedströmssidan.

6.1.1 Utvärdering jordtryck

Ett av delmålen med studien har varit att undersöka hur väl de beräknade effektivspänningarna från COMSOL, σ'_x , som uppstår vid uppströms- respektive nedströmssidan förhåller sig till teoretiska värden för aktivt- och passivt jordtryck (q'_x), se avsnitt och 5.1.2. De antaganden som gjordes var att aktivt jordtryck uppstår längs uppströmssidan och att passivt jordtryck uppstår längs nedströmssidan.

På grund av att totalspänningen för uppströmssidan antogs att den inte stämmer, se figur 5.7, gjordes valet att inte gå vidare med att undersöka varken K -värdena eller σ'_x längs uppströmssidan. Det var svårt att få klarhet i varför totalspänningen för uppströmssidan inte stämmer. En orsak kan vara att horisontalspänningen inte kontrollerades innan islasten aktiverades och möjligen var mindre än ett rimligt vilojordtryck. Ett mer rättvisst resultat kanske skulle kunna uppnås om ett internt villkor mellan jord- och betongdomän kan fastslås tillsammans med att utforma vattenlasten på uppströmssidan som en domän istället för linjelaster mot jord- och dammdomänen på uppströmssidan.

Utvärderingen av hur K -värdet, kvoten $\frac{\sigma'_x}{\sigma'_y}$, vid nedströmssidan indikerar på att det förhåller sig bäst till det empiriska värdet för passivt jordtryck vid små rörelser, för K_{op} . Dock uppmärksammades det en viss skillnad, att K minskar i takt med att djupet och värdet på $Para1$ ökar relativt K_{op} . Detta fenomen antas bero på att dammen roterar och att den förflyttar sig mer vid markytan relativt djupare ned i marken, vilket innebär att aktivt jordtryck i själva verket uppstår på nedströmssidan cirka 1 meter under marknivån. Detta torde förklara varför det beräknade K -värdet för nedströmssidan minskar jämfört med det empiriska K -värdet för passivt jordtryck med små rörelser, se figur 5.11. Figur 6.1 visar principiellt hur dammen rör sig då islasten ökar.

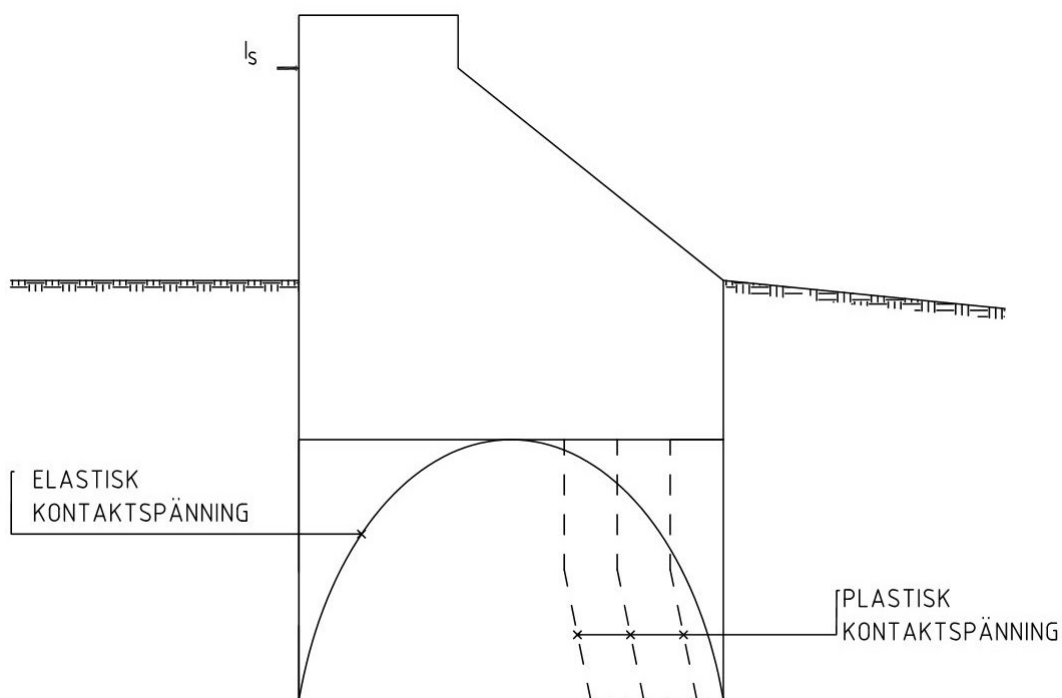


Figur 6.1: *Principiell rörelse hos betongdammen*

Gällande nedströmssidan, se figur 5.12, följer de beräknade effektivspänningarna, σ'_x , relativt väl det empiriska värdet för passivt tryck vid små rörelser, $q'_{x, 0p}$. Det som antas vara anledningen till att det beräknade värdet för σ'_x ligger över det teoretiska värdet är att dammen roterar, vilket innebär att en del av dammen verkar som en överlast och därmed ökar även det horisontella trycket, se figur 6.1. I de uttryck som gjordes för att beräkna de empiriska värdena togs inte hänsyn till någon överlast eftersom det inte fanns någon last som verkade på nedströmssidan. Samtidigt är det svårt att från början förutse exakt hur dammen kommer att bete sig. Detta innebär att det nästan är omöjligt att anta någon "korrekt" överlast, om dammen i ett senare läge roterar och börjar trycka ovanpå jorden.

6.1.2 Utvärdering av σ_y

Vid undersökningen av hur vertikalspänningarna ser ut under dammkroppen, se figur 5.15, konstaterades att den liknar principbilden mycket, för hur elastisk kontaktspänning ser ut för en oändligt styv platta, se figur 2.4. Orsaken till att trycket minskar vid uppströmssidan är att islasten trycker på såpass mycket att dammen lyfter på den sidan. Enligt SBN (1975) ska den vertikala spänningen, som maximalt tillåts verka på en grov- och mellansand, ligga på 300-500 kPa. Det hade varit önskvärt att upptäcka utvecklingen av plasticeringar som inträffar då dessa gränsvärden överskrids. Figur 5.15 visar hur vertikalspänningen ser ut vid olika storlekar på islasten. Det är framförallt vid punkt c) och punkt d) som högst spänningskoncentration finns, och tillsynes uppstår ej någon plasticering som det rimligtvis borde göra, utan spänningen bara ökar istället. Önskvärt hade varit om den vertikala spänningen liknat den i figur 6.2 nedan, där plastisk kontaktspänning uppstår och på så sätt skapar en stjälpningsaxel, vilket kan leda till att dammen kommer att stjälpna lättare.

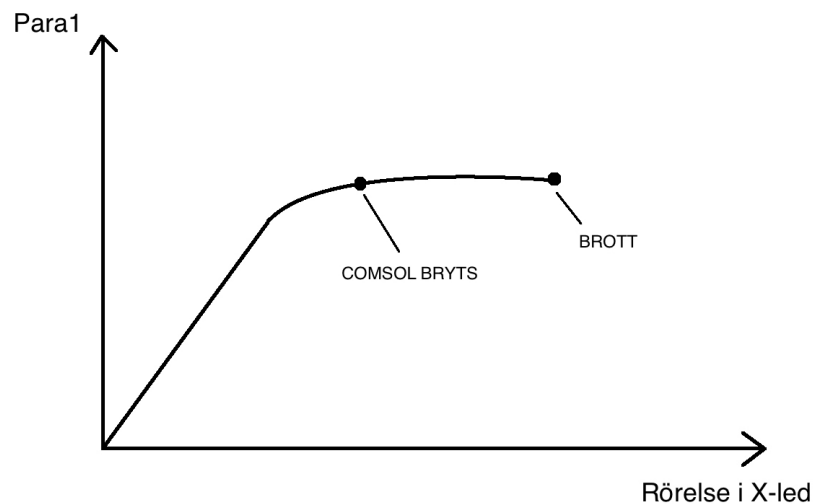


Figur 6.2: Teoretisk kontaktspänning under dammen

6.1.3 Utvärdering av brott i jord

För att kunna avgöra vid vilken last brott i jorden sker gjordes flera olika tester. Utifrån när K -värdena utvärderades för nedströmssidan gjordes bedömningen att brott sker när $Para1=225$, eftersom värdena därefter började att se orimliga ut om $Para1$ ökades ytterligare (uppstod stora spänningar i x-led).

Först presenterades figur 5.25 med förhållandet mellan förflyttningarna i x-led och parametern $Para1$. Då det inte gick att öka $Para1$ mer än till ett värde av 225 gör det svårt att avgöra om det sker ett fullständigt brott på grund av glidning eller inte, då linjerna för förflyttningarna i x-led inte planat ut tillräckligt distinkt för ett visst värde $Para1$ för att kunna avgöra det, se figur 5.25. Observera att förflyttningarna endast redovisas när $Para1 \geq 1.0$, då egentygden för både jord- och betongdomänen inte uppnått sitt verkliga värde förrän då. Om ett fullständigt dammbrott på grund av glidning hade inträffat skulle grafen ha liknande utseende som figur 6.3. I figuren markerat även där brott för beräkningen i COMSOL sker, samt när brott på grund av glidning principiellt inträffar.



Figur 6.3: Principiellt förhållande mellan rörelse i x-led och parameter $Para1$

Figur 5.20 visar "effective plastic strain", ε_{pe} . Den största plasticeringen (högst värde) sker på nedströmssidan, och på uppströmssidan är plasticeringen något mindre. Det hade varit önskvärt att få modelleringen att fungera för ett högre värde på $Para1$, för att på så sätt erhålla ett likande resultat i form av en glidyta som fås ur GeoStudio. Fast å andra sidan indikerar resultaten från COMSOL att brott sker på grund av rotation, se figur 5.27, vilket gör det svårt att uppnå ett likande resultat med glidyta som GeoStudio ger.

Sedan presenterades figur 5.27 och 5.28, där förhållandet mellan totalspänning, σ_x , och totaldeformation redovisades, respektive förhållandet mellan totalspänning, σ_x , och $Para1$. Med hjälp av dessa figurer åskådliggörs att dammen börjar att gå till brott när islasten ligger mellan 80-110 kPa och att brottet sker på grund av rotation.

6.1.4 Utvärdering av GeoStudio

Den maximala islast som tillåts enligt GeoStudio, för att rätt släntstabilitet ska uppfyllas, ligger på 602 kN, vilket är väldigt mycket högre än vad som tillåts både enligt RIDAS och Eurokod. Viktigt att tänka på är att den karakteristiska friktionsvinkeln för sand har angetts (35°) i GeoStudio. Även om den dimensionerade vinkeln hade angetts istället hade det inte påverkat resultatet i någon större utsträckning, då det föreligger en större risk för en annan typ av brott än att just släntstabiliteten ej uppfylls. Viktigt att uppmärksamma är att en glidyta från GeoStudio (släntstabilitet) inte har samma utseende som glidytan när jordens bärförmåga beräknas för en konstruktion.

6.1.5 Utvärdering av handberäkning

Resultatet från handberäkningen visar att kraven enligt Eurokod är hårdare i jämförelse med RIDAS, med undantag för stjälpning. Att just stjälpningskravet blir lägre enligt Eurokod är i sig inte överraskande då detta krav beräknades enligt den förenklade metoden, vilket innebar att excentriciteten av kraftresultaten måste understiga en tredjedel av plattans bredd. I och med att kraftresultanten, enligt Eurokod, angriper närmre mitten jämfört med det andra fallet leder detta till att en högre islast kan tas upp innan stjälpning sker. Orsaken till att Eurokod ställer högre krav beror på att reduktionen av den karakteristiska friktionsvinkeln påverkar andra korrektionsfaktorer, vilket gör att exempelvis bärförmågan reduceras.

6.1.6 Utvärdering av datorsimulering och handberäkning

Anledningen till att både COMSOL Multiphysics och GeoStudio skulle användas, samt att avsluta med en handberäkning var för att göra det möjligt att verifiera hur väl resultaten från COMSOL överensstämmer med övriga resultat. Det är svårt att med säkerhet säga att resultaten stämmer överens fullt ut, eftersom programmen presenterar resultaten på så skilda sätt. Precis som det redan nämnts hade det varit önskvärt att kunna se att en fullständig glidyta, i form av ε_{pe} i beräkningen från COMSOL, liknande den glidyta som GeoStudio visar. Istället kan man i COMSOL observera två stycken glidytor, en på uppströms- respektive en på nedströmssidan om dammen, i figur 5.17. Det som kan konstateras vid jämförelse mellan handberäkningen och beräkningen i GeoStudio är att glidbrott i jordvolymen är den typ av brott som kommer att ske sist, eftersom brottlasten enligt GeoStudio är betydligt större än brottlasten enligt handberäkningen.

Det som bör uppmärksammas är att det krav som slänten måste uppfylla, är den säkerhetsfaktor som gäller enligt Eurokod, vilken till stor del beror på omräkningsfaktorn η . Själva omräkningsfaktorn kan skilja sig storleksmässigt mycket beroende av vilken tolkning som görs. I de rapporter som Implementeringskommissionen (2008a-c, 2009) gett ut skiljer sig η beroende på om konstruktionen tolkas som till exempel plattgrundläggning, slänt eller som stödkonstruktion.

Gällande denna studie antogs att betongdammen fungerar som en stödkonstruktion, vilket gav ett visst värde för η . Det som skulle kunna gjorts annorlunda är att ha valt ett värde för η som är anpassat för en slänt vid beräkningen av själva släntstabiliteten och därmed erhålla ett annat krav för just denna. Viktigt att tänka på är att omräkningsfaktorn delvis beror på hur väl och på vilket sätt markundersökningen gjorts, och eftersom studien riktat sig åt ett fiktivt fall kan det innebära att ett ”bättre” värde valts än vad som kan förekomma i ett visst verkligt fall.

Då jorddomänen och betongdomänen är sammankopplade och inte har något internt randvillkor, görs bedömningen att detta påverkar resultatet negativt och därmed gör det svårt att framställa ett hundra procentigt tillförlitligt resultat. Det hade varit intressant att jämföra med verkliga tester, likande den norska studien, för att uppnå en ännu högre nivå av tillförlitlighet för modellen.

En annan situation som uppstod under modelleringen i COMSOL var att få beräkningen att konvergera i och med att kohesionen var ansatt till ett lågt värde. Lösningen till detta var att ange lämplig storlek på stegen för parametern *Para1* (att göra dem tillräckligt små), vilket även hade betydelse till hur högt värde som det fanns en lösning på. COMSOL fann lösning upp till en islast på nästan 600 kN. Vid kontroll av jordtrycket såg det orimligt ut vid såpass högt värde på islasten. Därför gjordes bedömningen att brottet sker när islasten är 225 kN. Men å andra sidan, i jämförelse med vid vilken islast som brott sker enligt handberäkningen, kanske detta inte ska uppfattas som så förvånande. Då sker glidbrott mellan konstruktion och jord vid en islast av 170 kN enligt Eurokod, vilket motsvarar *Para1* = 170. Det kanske är av den anledningen som det aldrig uppstår en fullständig glidyta som kan uppnås i form av ε_{pe} eftersom glidbrott mellan konstruktion och jord redan skett. En ytterligare anledning till att en fullständig glidyta inte kan synliggöras med ε_{pe} kan återigen bero på den starka koppling som finns mellan domänerna, då jorden på uppströmssidan ”håller kvar” dammen när islasten ökar och på så vis kan inte jorden fullständigt tryckas sönder på uppströmssidan.

Att brottvärdet i COMSOL-simuleringen för fullständigt brott ligger på 225 kN kan anses som rimligt. Detta framförallt beroende på vetenskapen att den karakteristiska friktionsvinkeln har använts i COMSOL. Observera att brott hos dammen börjar redan när islasten ligger mellan 80-110 kPa, på grund av rotation. Då den karakteristiska friktionsvinkeln har använts borde dammen klara en högre islast innan jorden går till brott jämfört med resultatet enligt handberäkningen för RIDAS respektive Eurokod. Då handberäkningen enligt Eurokod säger att brott sker på grund av glidning då islasten är 170 kN indikerar detta att resultat från COMSOL relativt sanningsenliga.

6.2 Slutsatser

Huvudsyftet med studien var att undersöka hur brott i jord sker under en betongdamm, vilket gjordes med hjälp av modellering i COMSOL Multiphysics med förhoppningen att kunna få fram en mer nyanserad bild om hur en beräkningsmodell för sådan konstruktion skulle kunna se ut. Den modell som togs fram i studien nådde inte riktigt så långt, att med säkerhet fastställa att denna typ av beräkningsmodell gäller. Den har en utvecklingspotential, den kan bli både bättre och mer anpassad för verkligheten. Betydelsefulla observationer som gjordes är valet av hur stora steg parametern *Para1* ska ta, dels hur lågt värde för kohesionen som kan anges och även hur stort värde *Para1* kan anta innan programmet avbryts på grund av att det inte finner någon lösning.

Ett delmål med studien var att jämföra de horisontella effektivspänningarna, σ'_x , mot jordtryck q'_x samt K -värdena vid uppströms- och nedströmssidan. Tyvärr har det varit svårt att utvärdera detta, speciellt för uppströmssidan där totalspänningen inte bedömdes att vara tillförlitliga. I den beräkningsmodellen som föresattes att användas i denna studie har det inte funnits något internt villkor mellan jord- och betongdomän, vilket har påverkat resultatet på ett negativt sätt. För nedströmssidan, där framförallt tryck uppstår, är spänningarna mer tillförlitliga då jord kan ta upp tryckspänningar. Likaså har kopplingen mellan domänerna påverkat hur mycket dammen rör sig och det är med största sannolikhet därför inget tydligt brott kan urskiljas när förhållandet mellan *Para1* och deformationen i x-led visas (jämför figur 5.25 mot 6.3).

En möjlig orsak till att utvärderingen av K -värdena och effektivspänningarna σ'_x varit problematiskt, kan bero på att modellen i COMSOL Multiphysics varken har med deformationshårdnande eller -mjuknande hos jorden. Det vill säga att E-modulen ökar eller minskar efter en viss belastning, vilket kan göra det missvisande att direkt jämföra effektivspänningarna σ'_x mot jordtrycken, q_x , vilka baserar sig på empiriska formler.

Gällande handberäkningen, visar den att kraven enligt Eurokod är strängare jämfört med RIDAS, vilket innebär att brottlasten enligt Eurokod är lägre. Anledningen att kraven är strängare enligt Eurokod beror på att den karakteristiska friktionsvinkeln reduceras, vilket påverkar övriga korrektionsfaktorer som ingår. Dock var stjälpningskravet för Eurokod lägre, vilket har sin grund i att denna kontroll gjordes med hjälp av en förenklad metod. I denna metod är stjälpningskravet uppfyllt om excentriciteten hos kraftresultanten understiger en tredjedel av plattans bredd. Då denna excentricitet blev mindre enligt beräkning med Eurokod innebär det att en högre islast tillåts innan stjälpning sker.

6.3 Fortsatta studier

För att göra modellen mer användbar i verkligheten finns det saker som behöver utvecklas och förbättras. Till att börja med vore det bra med ett internt randvillkor mellan jord- och betongdomän för att på så vis få en tydligare bild när spänningarna blir för stora och jorden plasticeras och inte har möjlighet att ta upp hur stora spänningar som helst. Om dragspänning uppstår ska brott ske i jorden på motsvarande sätt. Dessutom är det viktigt med en fördjupad studie om hur aktivt och passivt jordtryck utvecklas. Och även inkludera deformationshårdnande och -mjuknande hos jorden när detta sker. En av de viktigaste aspekterna är att utveckla modellen så att totalspänningen för uppströmssidan blir tillförlitlig och därmed göra det möjligt att utvärdera aktivt jordtryck.

En möjlig lösning för att kunna nå dit och lösa ovanstående är att använda ett FEM-program som är bättre anpassat för denna typ av geotekniska problem och därefter appliceras till COMSOL Multiphysics. Dessutom hade det varit av betydelse om verkliga tester genomförs för att på så sätt undersöka hur deformationshårdnade och -mjuknande för jord ser ut och utifrån där fastställa lämpligt uttryck för dessa.

Kapitel 7

Referenser

Bergdahl, U., Ottosson, E. & Stigson Malmborg, B. (1993). *Plattgrundläggning*. Stockholm: Tryckeri Balder AB.

Blomqvist, E., Berg, N., Alm, G. & Hagström, B. (1949). Bygghandbok för hus-, väg- och vattenbyggnad. I Wåhlin, E. (red.) *Dammar*. Stockholm: Tidskriften Byggmästarens förlag.

Burström, P-G. (2007). *Byggnadsmaterial: Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Lund: Studentlitteratur AB.

COMSOL (2017). *COMSOL Multiphysics Reference Manual 5.3a*.

Ekström, T. (2017). *Betongdammar grundlagda på jord*. Stockholm: Energiforsk AB.

GEO- SLOPE (2012a). *Seepage Modeling with SEEP/W*. July 2012 Edition. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE Internationa Ltd.

GEO- SLOPE (2012b). *Stability Modeling with SLOPE/W*. July 2012 Edition. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE Internationa Ltd.

Hansbo, S. (1975). *Geoteknik: Jordmateriallära*. Stockholm: Almqvist & Wiksell Förlag AB.

Hansbo, S. (1990). *Jordmekanik 1: Spänningar av yttre last, sättningar och jordtryck*. Stockholm: Svenskt tryck.

KAPITEL 7. REFERENSER

Hansbo, S. & Sällfors, G. (1984). *Jordmekanik - Handboken för Geoteknik, kapitel 5*. Stockholm: LiberFörlag.

Hartlén, J. (1978). *Kompendium i Geoteknik för Geoteknik AK*. Lund: LTH.

Hultén, C., Olsson, M., Rankka, K., Svahn, V., Odèn, K. & Engdahl, M. (2005). *Släntstabilitet i jord*. Linköping: SGI.

IEG (2008a). *Tillämpningsdokument: Grunderna i Eurokod 7* (Rapport 2:2008, Rev 3). Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.

IEG (2008b). *Tillämpningsdokument: EN 1997-1 Kapitel 6: Plattgrundläggning* (Rapport 7:2008). Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.

IEG (2008c). *Tillämpningsdokument: EN 1997-1 Kapitel 11 och 12: Slänter och bankar* (Rapport 6:2008, Rev 1). Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.

IEG (2009). *Tillämpningsdokument: EN 1997-1 Kapitel 9: Stödkonstruktioner* (Rapport 2:2009, Rev 1). Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.

Jönsson L. (1978). *Vattenkraft, Reglering, Dammar*. Institutionen för Teknisk Vattenresurslära: Lunds Tekniska Högskola.

Larsson, R. (2008). *Jords egenskaper*. Linköping: SGI.

Magnusson, O. (1984). *Grundläggning med platta - Handboken för Geoteknik, kapitel 12*. Stockholm: LiberFörlag.

Myrström, V. (2015). *Inverkan av valveffekter vid beräkning av jordtryck*. Lund: LTH.

RIDAS TV L BTG (2011). *Avsnitt 7.3 Betongdammar Tillämpningsvägledning*. RIDAS: Svensk Energi - Swedenenergy AB.

Reinius, E. (1962). *Vattenbyggnad - Dammar, del 3*. Stockholm.

Ryner, A., Fredriksson, A. & Stille, H. (1996). *Sponthandboken - för konstruktion och*

utformning av sponter. Stockholm: Byggforskningsrådet.

Rönnqvist, H. (2005). *Dam- Break Projekt in Norway, Slope Stability Analysis on Rockfill and Gravel Test Dams in correlation with results*. Stockholm: Energiforsk AB.

SGF (2012). *Markvibrationer*. SGF Informationsskrift 1:2012, Version 2013-12-18. Sveriges Geotekniska Förening.

Sällfors, G. (1995). *GEOTEKNIK: Jordmateriallära och Jordmekanik*. Göteborg: Vasastadens Bokbinderi AB.

Trafikverket (2014a). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13*. Dokument-ID TDOK 2013:0667, Version 1:0. Trafikverket.

Trafikverket (2014b). *Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner- TK Geo 13*. Dokument-ID 2013:0668, Version 1:0. Trafikverket.

VASO (1996). *Flödesdämpning vid svenska dammar*. VASO dammkommittés nr 9. Spånga: Spånga Tryckeri AB.

Wiberg, U., Eriksson, H. & Engström, Å. (2001). *KTH VASO- Dammar och Dammsäkerhet*. Stockholm: Kraftverksföreningen & KTH.

Yu, H-S. (2006). *Plasticity and Geotechnics*. University of Nottingham: Springer Science+Business Media, LLC.