



**OsloMet – storbyuniversitetet**

**Institutt for Bygg- og energiteknikk - Bygg**  
Postadresse: Postboks 4 St. Olavs plass, 0130 Oslo  
Besøksadresse: Pilestredet 35, Oslo

GRUPPE NR. 29

TILGJENGELIGHET  
Åpen

Telefon: 67 23 50 00  
www.oslomet.no

# BACHELOROPPGAVE

BACHELOROPPGAVENS TITTEL  Poretrykks- og stabilitetsanalyse for Dam Storvatn og bevaring av damstabilitet.	DATO  23.05.2019
	ANTALL SIDER / ANTALL VEDLEGG  81/11
FORFATTERE  Mariia Ivanova, Aya Mohammed Al-Kanany	VEILEDER  Lasse Arnesen

UTFØRT I SAMMARBEID MED  Multiconsult Norge AS	KONTAKTPERSON  Robin Wood Hui Lu
--	---

<b>SAMMENDRAG</b>  <p>Det er mange fyllingsdammer i Norge, noen ble bygd så lenge som 300 år siden. Dette betyr at det er en del damanlegg som ble bygd med utilstrekkelig, eller begrensede ressurser og før ordentlig lovverk ble fastsatt. Det har kommet en del nye lovverk siden da og det kommer stadig flere endringer til eksisterende standarder av damdesign, konstruksjon og drift. Det blir derfor behov for reå rehabilitering dammer i samsvar med nye krav for å sikre at de tilfredsstillende nåværende standarder. Dette er en utfordring for ingeniører som driver med rehabilitering.</p> <p>Noen av de mest vanlige faktorer som truer stabiliteten til fyllingsdammer er overtopping, setninger og deformasjoner, dårlig fundamentering og vannsig. Denne oppgaven har tatt for seg undersøkelse av poretrykksfordeling i damfundamentet samt stabilitetsberegning av Dam Storvatn, Troms. For dette formålet ble det valgt å bruke GeoStudio SEEP/W og SLOPE/W programvare. Hensikten var å finne ut hvor kritisk poretrykket med tanke på damstabiliteten og undersøke mulige tiltak for poretrykkssenkning. Hensyn til lønnsomhet og vanskelighetsgrad på tiltakene var viktig. Ved sensitivitetsanalysene ble det innvirkningen av endrede parametere for fordeling av poretrykket og stabilitet sammenlignet.</p> <p>Etter å ha vurdert de forskjellige tiltakene for poretrykkssenkning, ble det utført sensitivitetsanalyse for å vurdere effekten av det valgte tiltaket. Ut ifra den kan man se at installering av avlastningsbrønner med minste kapasitet <math>2,4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}</math> viste positiv effekt, altså oppnåelse av tilfredsstillende sikkerhetsfaktor. I denne sammenheng ble vår anbefaling, som det rimeligste og enkleste tiltaket, å installere avlastningsbrønner i kombinasjon med en ny drenerende damtå, anbefalingen inkluderer krav om å sjekke og overvåke om ønsket prognosert effekt skal oppnås og bevares.</p>
---

<b>3 STIKKORD</b>
Fyllingsdam
Poretrykk
Sensitivitetsanalyse

Denne bacheloroppgaven avslutter vår studie på byggingeniør linjen, retning konstruksjonsteknikk, ved OsloMet-Storbyuniversitet. Det valgte temaet kombinerer vår store interesse for både geoteknikk og vannkraft. Disse to fagfeltene er ikke fag man fordypet seg i løpet av studiet, derfor syntes vi det var spennende å utfordre oss selv og samtidig lære mye nytt.

Arbeidet med oppgaven ble utført våren 2019 i samarbeid med Multiconsult Norge AS for Hålogaland Kraft Produksjon AS.

Målgruppen for oppgaven er først og fremst våre medstudenter, samt andre som har særskilt interesse for geoteknikk i forbindelse med vassdragsanlegg og utfordringer med disse anleggene. Dette medfører at oppgaven inneholder teori om både fyllingsdam og geoteknikk.

Det siste semesteret av studiet vårt var et halvt år av hardt hverdagsarbeid. Vi måtte bruke mye tid på forstudie, som inneholdt lesing, gjennomgang av forelesninger på nett og en del oppgaver, før vi kunne sette i gang med selve temaet vårt. Det har vært en spennende og lærerik prosess, spesielt med tanke på at vi fikk mulighet til å lære nye programvarer, SEEP/W og SLOPE/W fra GeoStudio.

Det var til tider frustrasjon og mangel på inspirasjon, men det var også gleden av å mestre de kompliserte konseptene og av ny kunnskap, som førte oss til det resultatet som vi er kjempefornøyde med. Støtte og faglig hjelp fra dyktige veiledere viste oss at vi var på riktig vei underveis.

Vi vil først og fremst takke Lasse Arnesen, vår internveileder og foreleser i Vannkraftteknikk, som inspirerte oss for denne oppgaven og som har bidratt mye med sin kompetanse, gode veiledning og ikke minst med positiv stemning. Deretter vil vi rette en stor takk til våre eksterne veiledere fra Multiconsult, Robin Wood og Hui Lu, som ga oss muligheten til å bli en del av laget og bidra til et stort og spennende prosjekt. De var alltid tilgjengelige og åpne for spørsmål og villige til å hjelpe både faglig og med ideer til forbedringer. Vi vil også takke biblioteksenteret vårt, som vi alltid fikk god hjelp fra og rask respons, og som bestilte og skaffet en del bøker for oss, dette er noe vi setter stor pris på.

Vi fikk nyttig erfaring av hva et godt samarbeid er, og vil også takke hverandre for tålmodighet, engasjement og hard jobbing. Vi håper at de oppnådde ferdighetene fører til et like vellykket samarbeid med fremtidige kollegaer.

---

Maria Ivanova

---

Aya Al-Kanany

Oslo, 23/05/2019

Poretrykket i fyllingsdammer og fundament spiller en stor rolle i bevaring av damstabilitet. Det er mange faktorer som påvirker poretrykket, som for eksempel vannstands nivå, materialeegenskaper, sammensetning av konstruksjonsdeler og underliggende jordlag. Hver fyllingsdam dimensjoneres for å tåle en viss lekkasje som skal måles og kontrolleres gjennom hele driftsfasen. Moderne teknologi har gitt geoteknikere mulighet til å bruke avansert verktøy og programvare for å forutsi og analysere poretrykket og hvordan det vil påvirke stabiliteten.

Denne oppgaven tar for seg fordeling av poretrykket i Dam Storvatn, Harstad, som er en steinfyllingsdam med morenekjerne. Analysen ble utført for stasjonær tilstand samt med mettet-umettet vannsig. Formålet med dette prosjektet er å forklare hvorfor poretrykket er en kritisk faktor for hydrauliske anlegg og hvordan man kan redusere eller eliminere den skadelige effekten av poretrykket. Følgende problemstilling ble utarbeidet: "Hvilke tiltak er best egnet for å hindre poretrykksoppbygging og for å bevare stabiliteten i eksisterende dam?"

Poretrykksanalyse og stabilitetsanalyse ble utført i GeoStudio SEEP/W og SLOPE/W programvare, som utnytter elementmetoden. Resultatet av poretrykksanalysen viser at det er for lav sikkerhetsfaktor gjennom stor del av damlengden og det er behov for poretrykkssenkende tiltak.

I tillegg til poretrykks- og stabilitetsanalysene var det utført sensitivitetsanalyse for å vurdere effekten av det valgte tiltaket. Det ble utført to sensitivitetsanalyser, et for hydraulisk konduktivitet til oppsprukket fjell og et for kapasiteten av avlastningsbrønner. Analysen viste at endring av hydraulisk konduktivitet ikke påvirker sikkerhetsfaktoren betydelig, men installasjon av avlastningsbrønner bidrar effektivt til poretrykkssenkning.

Undersøkelse av tiltak for senkning av poretrykket, viste at det mest optimale, både økonomisk og teknisk, er å installere avlastningsbrønner i kombinasjon med en ny drenerende damtå. Anbefalingen inkluderer krav om å sjekke og overvåke om ønsket prognosert effekt skal oppnås og bevares.

For at oppgaven skal være til nytte for flere interessenter, inneholder den en omfattende teoridel om fyllingsdammer og grunnleggende jordmekanikk, samt beskrivelser av noen laboriemetoder og utstyr. Oppgaven tar også for seg en beskrivelse av dambruddtilfeller, oversikt av de mest vanlige metodene for å hindre poretrykksoppbygging og våre anbefalinger av tiltak til vårt rehabiliteringsprosjekt.

Pore-water pressure distribution in rock-fill dam and its foundation plays an important role in maintaining dam stability. The pore water pressure is influenced by many factors, such as external loading conditions, water table level, material properties and composition of components of the structure and underlying layers. Every dam supposed to be designed to endure some amount of seepage through it, which should be measured and controlled during the whole operational period. Modern technologies allow geotechnical engineers to use advanced tools and software to predict and analyze pore pressure and its influence on the stability of a dam.

This paper performs a study on distribution of pore pressure in Dam Storvatn, Harstad, a rock-fill dam with moraine core under steady-state condition considering unsaturated-saturated seepage. The purpose of this project is to explain and clarify how critical pore water pressure is for hydraulic structures and what can be done to reduce or eliminate its damaging effect. The following problem statement was developed: “Which measures are best suited to prevent build-up of pore pressure and to maintain the stability of existing dam?”

Pore pressure analysis and stability analysis is carried by constructing several cross-sections of a dam in GeoStudio SEEP/W and SLOPE/W software which utilizes finite element method. The results of pore pressure analysis indicated that there is unacceptably low factor of safety along the big part of the structure and some pore pressure reduction actions are necessary.

After the dam has been modeled and results from both pore pressure and stability analysis were obtained, sensitivity analysis has been carried out. Two sensitivity analyzes were performed, one for hydraulic conductivity to fractured rock and one for the capacity of relief wells. The analysis showed that the change of hydraulic conductivity does not affect significantly the safety factor while installation of relief wells effectively contributes to pore pressure reduction.

Research of remedial measures for pore pressure showed that the most optimal both technically and economically measure is installation of relief wells in combination with a new draining dam toe. It is also required to check and regularly monitor if the desired effect is to be achieved and maintained.

To make this research project more useful to larger numbers of interested parties, apart from practical part, it contains also rock-fill dam theory, basic soil mechanics theory together with description of some laboratory testing methods and equipment, description and short analysis of historical dam breach cases, review and description of the most common measures to prevent build-up of pore pressure together with recommendations for most appropriate measures in our case.

## Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Figurliste	viii
Tabelliste	x
Symbolliste	xi
Ordliste	xi
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	2
1.2 Hensikt	3
1.3 Problemstilling	3
1.4 Avgrensninger	4
1.5 Metode	5
1.5.1 Kvalitativ metode	5
1.5.2 Kvantitativ metode	5
1.5.3 Blandet metode	5
1.5.4 Valg av metode	5
1.6 Refleksjon og kvalitetssikring	6
1.6.1 Validitet og reliabilitet	6
1.6.2 Generaliserbarhet	6
1.6.3 Kildekritikk	6
2 Damteori	8
2.1 Fyllingsdam	8
2.1.1 Forskrifter og standarder	9
2.1.2 Overvåking og instrumentering	10
2.2 Damstabilitet	11
2.2.1 Hva truer stabiliteten til en fyllingsdam generelt?	11
2.2.2 Stabilitetsberegninger	12
2.3 utfordringer	12
2.3.1 utfordringer med eksisterende anlegg	12
2.3.2 utfordringer ved prosjektering av nye anlegg	13
2.4 Drift og vedlikehold	13
2.4.1 Drift	14
2.4.2 Vedlikehold	14

3	Dambrudd	15
3.1	Typer og årsaker	15
3.2	Intern erosjon i dam og damfundament	17
3.2.1	Arthur V. Watkins Dam (Willard Magasin), Utah, USA (2006)	19
3.2.2	Qual Creek Dike dam, Vest Utah, USA (1989)	20
3.2.3	Baldwin Hills dam, California, USA (1963)	21
3.2.4	Dambrudd i Norge. Roppadammen, Oppland (1976)	21
4	Grunnleggende teori i jordmekanikk	23
4.1	Fluidstrømning gjennom jordmasser, vann i geotekniske problemer	23
4.1.1	Bernoulli's ligning	24
4.1.2	Darcy's Lov	24
4.2	Vanntrykk	25
4.2.1	Poretrykksmåling	26
4.3	Permeabilitet	28
4.3.1	Metoder for å beregne permeabilitet	29
4.3.1.1	Konstant potensial (constant head) permeabilitet test	29
4.3.1.2	Fallende potensial (falling head) permeabilitet test	30
4.4	Laplace ligning	30
4.5	Strømningsnett	31
4.6	Hydraulisk gradient	33
4.7	Stabilitetsberegning	34
4.7.1	Spenningsanalyse	34
4.7.1.1	Direktemetode	35
4.7.1.2	Lamellmetode	35
5	GeoStudio	36
5.1	Beskrivelse av programvare	36
5.2	Metoder brukt i SEEP/W	36
5.3	Metoder brukt i SLOPE/W	37
6	Analyse	40
6.1	Analysestrategi	40
6.2	Stabilitets- og poretrykksanalyse med SEEP/W og SLOPE/W	41
6.2.1	Modell beskrivelse	41
6.2.2	Materialer og grensebetingelser	45
6.2.3	Modelleringsprosess	47
6.2.4	Resultater	51

6.2.5 Drøfting av resultater	51
6.3 Sensitivitetsanalyse	53
6.3.1 Resultater for hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ) til oppsprukket fjell	53
6.3.2 Resultater for avlastningsbrønnskapasitet	56
6.3.3 Resultater for endring i hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ) til oppsprukket fjell med installerte avlastningsbrønner av forskjellig kapasitet	58
6.3.4 Drøfting av resultater	58
7 Stabilitetssikring	61
7.1 Mulige tiltak	61
7.1.1 Tiltak 1 - Damtå	61
7.1.2 Tiltak 2 - Avlastningsbrønner	61
7.1.3 Tiltak 3 - Injeksjonsskjerm	62
7.1.4 Tiltak 4 - Injeksjon	62
7.2 Vurdering av lønnsomhet og kompleksitet	62
7.3 Våre anbefalinger	63
8 Konklusjon	64
8.1 Refleksjon rundt besvarelse av problemstilling	64
8.2 Forslag til videre forskning	65
Referanseliste	66
Vedlegg	70

- Fig. 1.1 Lokalisering av dam Storvatn
- Fig. 1.2 Storvatn dam oversikt
- Fig. 1.3 Storvatn dammens utforming
- Fig. 1.4 Plan av Dam Storvatn
- Fig. 3.1 Utvikling av intern erosjon i fundamentet og gjennom damkroppen inn i fundamentet
- Fig. 3.2 Illustrasjon av tilbaketrukket erosjon piping mekanisme
- Fig. 3.3 Arthur V. Watkins dam oversikt
- Fig. 3.4 Utsikt over Quail Creek Dike brudd
- Fig. 3.5 Baldwin Hills magasin etter brudd
- Fig. 3.6 Roppadammen etter brudd, mai 1976
- Fig. 4.1 Elektrisk poretrykksmåler med strekkklappbasert membran og av type svingende streng
- Fig. 4.2 Konstant potensial permeabilitet test
- Fig. 4.3 Fallende potensial permeabilitet test
- Fig. 4.4 Vannstrømning
- Fig. 4.5 Komponenter av strømningsnett
- Fig. 4.6 Eksempel av strømning under en dam i inhomogen grunn
- Fig. 5.1 Mohr-Coulomb kriteriet
- Fig. 6.1 Lengdesnitt med merking av valgte snitt
- Fig. 6.2 Poretrykksmålingsplan
- Fig. 6.3 Forslag til sondering i snitt
- Fig. 6.4 Typisk tverrsnitt for 0-100 m lengde
- Fig. 6.5 Typisk tverrsnitt for 100-300 m lengde
- Fig. 6.6 Oppbygging av dammodellen i GeoStudio
- Fig. 6.7 Utklipp fra borplan, damtoppen
- Fig. 6.8 Representasjon av materialinnholdet
- Fig. 6.9 Lengdesnitt Dam Storvatn
- Fig. 6.10 Definisjon av grensebetingelser
- Fig. 6.11 Illustrasjon av grensebetingelser



- Fig. 6.12 Eksempel av Volumetric water content function for Fine (morene/clay) type
- Fig. 6.13 Eksempel av Hydraulic conductivity function for Morenekjerne
- Fig. 6.14 Tilføyning av en ny type analyse
- Fig. 6.15 Parent analyse option
- Fig. 6.16 Slip surface innstillinger
- Fig. 6.17 Poretrykksfordelig under damtå
- Fig. 6.18 Poretrykksfordeling under nedstrøms morene
- Fig. 6.19 Forholdet mellom poretrykket og sikkerhetsfaktor ved installering av avlastningsbrønner under damtå
- Fig. 6.20 Forholdet mellom poretrykket og sikkerhetsfaktor ved installering av avlastningsbrønner under dammens berm

## Tabelliste

x

Tabell 2.1	Klassifiseringskriterier
Tabell 2.2	Internttilsyn
Tabell 3.1	Fordeling av dambruddstilfeller etter damtype
Tabell 3.2	Fordeling av årsaker som førte til dambruddstilfeller etter damtype
Tabell 3.3	Statistikk av fyllingsdambrudd fram til år 1986, ekskludert Japan og Kina
Tabell 3.4	Antall bruddhendelser etter utførelse, intern erosjon gjennom damfundamentet
Tabell 4.1	Forslag til valg av målesystem
Tabell 6.1	Geotekniske parametere fra Teknisk plan
Tabell 6.2	Resultater for poretrykksanalyse og stabilitetsanalyse
Tabell 6.3 PZ2019-02	Oversikt over simuleringer for Ksat - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-01 og PZ2019-02
Tabell 6.4 PZ2019-05	Oversikt over simuleringer for Ksat - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-03 og PZ2019-05
Tabell 6.5	Oversikt over simuleringer for Ksat - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-04
Tabell 6.6	Oversikt over simuleringer for Ksat - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-06
Tabell 6.7 og PZ2019-02	Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-01 og PZ2019-02
Tabell 6.8 og PZ2019-05	Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-03 og PZ2019-05
Tabell 6.9	Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-04
Tabell 6.10	Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-06
Tabell 6.11	Oversikt over simuleringer for endring i hydraulisk konduktivitet til oppsprukket fjell med installerte avlastningsbrønner, snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

## Symbolliste

xi

$u$	Poretrykk	[kPa]
$u_0$	Referansetrykk	[kPa]
$\Delta u$	Poreovertrykk	[kPa]
$p_a$	Atmosfærens trykk	[kPa]
$\gamma_w$	Tyngdetetthet av vann	[kN/m <sup>3</sup> ]
$h_w$	Trykkehøyde	[m]
$g$	Tyngdeakselerasjonen	[m/s <sup>2</sup> ]
$\rho_w$	Densitet av vann	[kg/m <sup>3</sup> ]
$z$	Stedshøyde	[m]
$h$	Potensialnivå	[m]
$v$	Hastighet	[m/s]
$k$	Hydraulisk konduktivitet	[m/s]
$q$	Stømningsrate	[m <sup>3</sup> /s]
$i$	Gradient	u/benevn.
$i_c$	Kritisk gradient	u/benevn.
$\tau_f$	Skjærfasthet	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_m$	Materialkoeffisient/ Sikkerhet mot brudd	u/benevn.
$\sigma$	Totalspenninger	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'$	Effektive normalspenninger	[kN/m <sup>2</sup> ]
$a$	Attraksjonen i materialet	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	Friksjonsvinkel	[°]

## Ordliste

Liste over definisjoner for noen av de faglige uttrykk som forekommer uten forklaring i denne oppgaven, kan finnes i Vedlegg K.

# 1 Innledning

Dammer ble fra gammelt av bygget for å kontrollere vannstanden, forebygge flom, samt sikre vannforsyning til generelt bruk og landbruk. Idag brukes dammer mest til vannkraftproduksjon.

Norge har en over 300 år lang tradisjon med bygging av dammer. Av alle store dammer (større enn 15 m) bygget etter 1970, utgjør fyllingsdammer (steinfyllingsdammer) 85%, og majoriteten av steinfyllingsdammene har sentral tetningskjerne av morene. (NNCOLD, u.å, 2. avsn.) Det har vært foretrukket å bygge fyllingsdammer, blant annet på grunn av tilgjengeligheten av godt egnede materialer av god kvalitet (morene og sprengstein), noe som medfører lavere kostnader sammenlignet med andre typer dammer.

Fyllingsdammer er sårbare for overtopping, setninger og deformasjoner. Lekkasjer som kan medføre utgraving av masser er også svært farlige og må unngås. I oppgaven vår skal vi se på Dam Storvatn i Gausvik, Troms, en steinfyllingsdam med morenekjerne. Det er mistanke om for høyt poretrykk ved damfot, som reduserer stabiliteten til dammen.

Historisk har det vært registrert mange hendelser av dambrudd i verden, og det er analyse av feil etter hver hendelse, som førte til at man i dag tar hensyn til faktorer som før var ikke ansett som vesentlig. Dessverre ble denne kunnskapen oppnådd på bekostning av store materielle og menneskelige tap. Forskrifter og standarder har gradvis blitt endret og krav til sikkerhet har blitt strengere.

Damsikkerhetsforskriften i Norge krever at det blir utført tilsyn og tilstandsvurderinger som skal kartlegge om anlegget har et tilfredsstillende sikkerhetsnivå, i ett gitt omfang og tidsintervall. Dette innebærer at alle dammer må gå gjennom revurdering i bestemte perioder. Om revurdering viser at dagens situasjon ikke tilfredsstillende de nåværende kravene, må det settes i gang rehabilitering for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet i samsvar med nåværende krav.

Formålet med vår oppgave er å undersøke hvordan poretrykk bygges opp og truer stabiliteten til en fyllingsdam, samt finne mulige tiltak for å hindre denne prosessen og foreslå de mest optimale tiltak for Dam Storvatn.

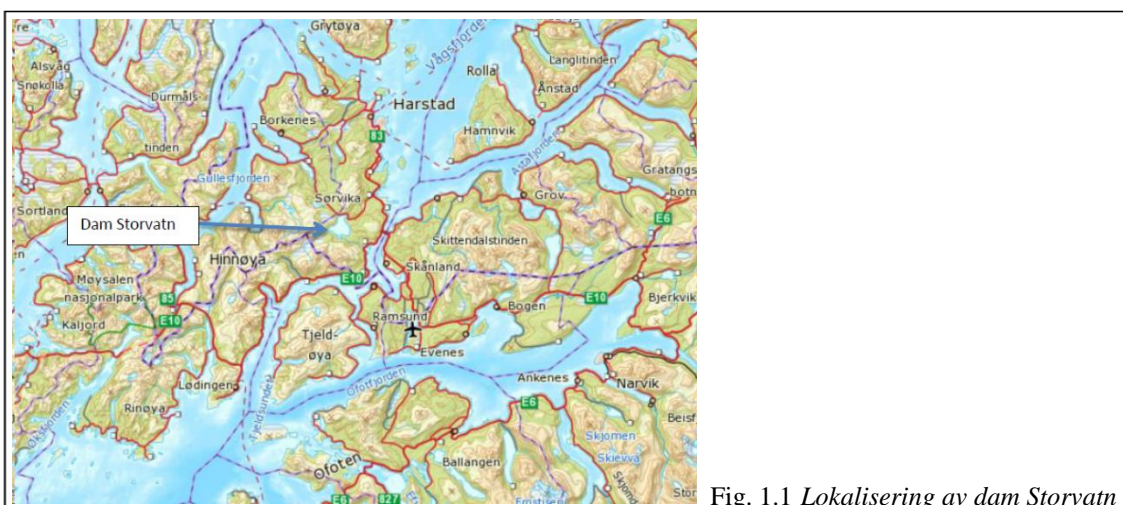


Fig. 1.1 Lokalisering av dam Storvatn

## 1.1 Bakgrunn

### Beskrivelse av dam

Storvatn Dam er en fyllingsdam med et flomløp i betong i nordenden som flomavledning. Total overløpslengde er ca. 30 m på kote 136,00. Damkronen utover dette er ca. 320 m lang på kote 139,25. Dammen er plassert i bruddkonsekvensklasse 2. Dammen ligger i Gausvikvassdraget i Harstad kommune og danner reguleringsmagasin for kraftverkene Øvrefoss og Nedrefoss. Magasinet er på 37,5 mill. m<sup>3</sup> mellom reguleringsgrensene HRV (136,0 m.o.h.) og LRV (128,5 m.o.h.). Dammen eies av kraftselskapet Hålogaland Kraft AS.



Fig. 1.2 Storvatndam oversikt



Fig. 1.3 Storvatndammens utforming

Den opprinnelige dammen ble bygget ca. 1920. Fyllingsdammen ble bygget på løsmasser og bestod av en høy damdel i form av en steinfyllingsdam med sentral betongtetning. Dammen fikk etter hvert betydelige setninger og lekkasjer. I 1987 ble dammen rehabilitert ved at dammens nedstrømside ble avgravet og det ble bygget ny fyllingsdam med morenetetning nedstrøms for eksisterende dam. Samtidig ble det etablert nytt overløp. Den gamle dammen fungerte som fangdam i byggeperioden, og den nye dammen har delvis den gamle dammen som oppstrøms damtå. Den gamle damkrona benyttes i dag som kjørevei inn til lukeseksjonen.

### Dagens situasjon

Etter rehabilitering i 1987 ble lekkasjen gjennom dammen redusert, men idag er det fortsatt betydelige lekkasje gjennom fundamentet. Det har blitt observert episoder av blakking av lekkasjevannet, noe som indikerer at det er intern erosjon i fundamentet. Dette kan føre til svekkelse av damstabilitet og i ytterste konsekvens- en kollaps.

En teknisk beskrivelse av eksisterende anlegg og en oppsummering av grunnundersøkelser er beskrevet grundig i den tekniske planen som Multiconsult har utarbeidet. Ifølge den er det blitt gjort viktige observasjoner ved boring i 2017. Blant annet ble det observert et høypermeabelitetslag med oppsprukket fjell ved fjelloverflaten. Ved boring av et av borehullene ble det oppdaget artesiske trykk som igjen tyder på at vannet fra magasinet renner gjennom dette laget under dammen. I tillegg viste overslagsberegninger at sikkerhetsfaktoren ikke er tilfredsstillende.

Ifølge vedtak fra NVE angående revurderingen av damanlegget er det bekreftet at anlegget har vært preget av betydelige lekkasje-episoder, og lekkasje-episoder med blakking av lekkasjevann. Det at dammen er fundamentert på løsmasser gjør det ekstra viktig å registrere poretrykket og ha kontroll på det.

På bakgrunnen av dette planlegger Multiconsult sammen med Hålogaland Kraft Produksjon AS (oppdragsgiver) en løsning for rehabilitering av Dam Storvatn. I denne sammenheng er det behov for å undersøke poretrykket i damfundamentet og sjekke damstabiliteten.



### 1.2 Hensikt

Hensikten med oppgaven er å utføre poretrykksanalyse, stabilitetsberegning og sensitivitetsanalyse av Dam Storvatn som for tiden er under rehabilitering.

Denne oppgaven er nyttig for å forstå hva poretrykket er, hvor farlig det er for hydrauliske anlegg, og hvilke konsekvenser poretrykket kan føre til ved å se på tidligere dambruddstilfeller forårsaket av poretrykksoppbygging. I tillegg skal vi fremstille tiltak som egner seg for å eliminere poretrykksoppbygging i fyllingsdammer og dermed bevare stabiliteten for eksisterende anlegg.

### 1.3 Problemstilling

Denne oppgaven skal ta for seg en eksisterende konstruksjon under rehabilitering, Dam Storvatn. Det skal utføres undersøkelse av poretrykket og stabilitet kontroll gjennom dammen og damfundamentet i bestemte steder på dammen, mer spesifikt der det planlegges å installere vanntrykkmålere. Vi vil ta et steg videre og gjøre noen ekstra undersøkelser for å komme med en løsning på problemstillingen. For å gjøre dette skal vi vurdere aktuelle tiltak for å hindre poretrykksoppbygging for en ferdigbygd dam, og finne de mest optimale tiltak for vårt prosjekt.

Vi velger dermed å formulere problemstillingen slik:

*“Hvilke tiltak er best egnet for å hindre poretrykksoppbygging og for å bevare stabiliteten i eksisterende dam?”*

## 1.4 Avgrensninger

Ettersom fullstendig beregning av damstabilitet er ganske omfattende, er det nødvendig å definere noen avgrensninger. Disse avgrensningene er vurdert på bakgrunn av begrensede ressurser og kapasitet.

### Problemstilling

Vi har valgt å begrense problemstillingen til å betrakte tiltakene som kan anvendes på eksisterende anlegg for å hindre poretrykksoppbygging. Grunnen til dette er at det finnes flere tiltak som kan planlegges før utbygging og utføres i byggefasen, for å unngå problematikken hvis man vurderer at den kan forekomme.

### Programvare

GeoStudio bruker Elementmetoden og det er en del begrensninger knyttet til den programvaren som omtales i kapittel 5. I tillegg er Programvaren et 2D program, som gjør at vi må tegne inn valgte snitt hver for seg. For hvert snitt må materialbeskrivelsene og forholdene defineres på nytt. Vi har derfor valgt å begrense våre beregninger til fem snitt, som vi skal se nøye på.

### Grunnundersøkelser

Det finnes en del problemer med alle testene for bestemmelse av geotekniske parametere. Det er utfordrende å få uforstyrrede prøver. Prøver forstyrres mens de tas ut på stedet samt under transport. Det man får til å teste i laboratorium representerer ikke nødvendigvis det som er in-situ. Problem nummer to er at man tester noen få små prøver som ble tatt enkelte steder og som ikke er representative for all jord i feltet.

Derfor er man nødt til å gjøre en del antagelser om grunnforholdene og dam oppbyggingen, og samtidig huske at det alltid ligger en viss usikkerhet i dem og være kritisk. Alle videre beregninger baserer seg på våre antagelser og dette vil påvirke resultatet vi får. Det ble også brukt noen erfaringstall i materialelegenskaper som antas å være riktige.

### Beregninger

Vi har ikke utført håndberegninger og baserer konklusjonen kun på resultatene fra programvaren.

Vi velger å utføre beregninger kun for stasjonær tilstand i dimensjonerende flomvannstand. Dermed utfører vi kun *Steady-State analysis* og ser bort ifra *Transient analysis*.

## *1.5 Metode*

Ved oppgaveskriving er det alltid behov for å presentere kunnskap objektivt. Dette kommer fra selve definisjonen av vitenskap, som er “systematisk, metodisk og kritisk undersøkelse, studium eller forskning innenfor et område” (Tønnessen, 2017, 1.avsn.) Det er vitenskapelige metoder som hjelper å arrangere og presentere store mengder data på forskningsbasert og oversiktlig måte. (Sander, 2017, 1. avsn.)

Metode er et redskap som brukes for å kunne løse en problemstilling, og på den måten komme fram til ny kunnskap. I hovedsak skiller vi mellom to metoder, kvalitativ og kvantitativ metode. For noen problemstillinger kan det være en fordel og kombinere begge metodene for å utfylle hverandre. (Dalland, 2012, s. 111)

Videre redegjøres det for hva de forskjellige metodene baserer seg på og kriterier for valg av metode.

### *1.5.1 Kvalitativ metode*

Kvalitativ metode fanger opp mening og opplevelse som ikke lar seg måle eller tallfeste. Ved valg av kvalitativ metode besvares en problemstilling ved å gå i dybden og hente mye informasjon. Her er fleksibilitet viktig og data og informasjon som samles inn skal formidle forståelse. Denne metoden passer meget godt til å etterlyse et svar ved å reflektere over problemstillingen. (Dalland, 2012, s. 113)

### *1.5.2 Kvantitativ metode*

Kvantitativ metode omformer informasjonen om til målbare enheter og statistikk. Ved valg av kvantitativ metode besvares problemstillingen ved å gå i bredden og hente spesifikk informasjon ved hjelp av mange kilder og undersøkelser. Å fremstille informasjonen systematisk er et kjennetegn på den kvantitative metoden og den skal fremkomme med en forklaring. Denne metoden passer utmerket til å løse problemstillinger som er realfagsbaserte. (Dalland, 2012, s. 113)

### *1.5.3 Blandet metode*

Noen problemstillinger krever en kombinasjon av både kvalitativ og kvantitativ metode. Dette gjelder spesielt dersom det er ønske om å gå mer i bredden på en kvalitativt orientert problemstilling eller for å gå mer i dybden på en kvantitativ orientert problemstilling. Av den grunn gir denne metoden mulighet til å se på problemstillingen fra en ny synsvinkel. (Epinion, u.å, 1.,7. avsn.)

### *1.5.4 Valg av metode*

Oppgaven er todelt, den første halvdel benytter den kvalitative metoden og den andre delen benytter den kvantitative metoden. Oppgaven vil kombinere teori, beregninger, drøftinger og konklusjoner og derfor anses det hensiktsmessig å benytte den blandede metoden.

Oppgavens første del består av en litteraturstudie som tar for seg teori om fyllingsdammer og teori om grunnleggende jordmekanikk. Her er målet å innhente relevant informasjon fra mange litterære kilder som oppgaven kan bygge videre på, samt danne et tilstrekkelig grunnlag for videre beslutningsgrunnlag. Av denne grunn blir denne delen omfattende.



Retningslinjer og veiledere utgitt av NGI og utenlandsk litteratur har vært sentrale kilder i denne delen. Vi anser derfor at kvalitativ metode er passende.

Den andre delen av oppgaven benytter den kvantitative metoden som består av poretrykks- og stabilitetsberegninger og sensitivitetsanalyse utført med programvarene SEEP/W og SLOPE/W av GeoStudio. Dette er en tidkrevende prosess, der det legges vekt på nøyaktighet. Målet med denne delen er å muliggjøre drøfting av mulige tiltak og hva vi antar å være en god løsning.

## *1.6 Refleksjon og kvalitetssikring*

### *1.6.1 Validitet og reliabilitet*

I forskningssammenheng er det to kvalitetskriterier. Kvalitetskravene knyttes til hvilke slutninger som er relevante for problemstillingen og formålet, samt påliteligheten til metode og resultater. For å kunne kvalitetssikre resultatene er det viktig å måle validiteten og reliabiliteten. (Grenness, 1997, s.110; Lund & Haugen, 2006, s.51-52)

Validitet uttrykker i hvilken grad informasjonen som gis, svarer på problemstillingen som er formulert. En betingelse for validitet er høy reliabilitet. Reliabilitet uttrykker i hvilken grad informasjonen er pålitelig. (Grenness, 1997, s.111-113, 180)

I denne oppgaven har vi vært selektive både når det gjelder innhenting av informasjon og at informasjonen som legges frem underbygger svaret på problemstillingen. På forstudiet så vi på flere kurs og forelesninger på youtube. Blant disse er forelesninger av Bryan McCable som underviser i emnene geoteknikk i instituttet for ingeniørfag i National University of Ireland (Bryan McCabe, 2013), og Elementary soil mechanics kurs CEEN 341, holdt av Dr. Kevin Franke fra Brigham Young University (Office Hours, 2017, Lectures: 1-3, 5-12). Disse kildene er sjekket og anses derfor som valide og pålitelige.

### *1.6.2 Generaliserbarhet*

Første del av denne oppgaven er en teoridel om dammer og jordmekanikk og kan derfor anses som generaliserbare. Det er lagt størst vekt på fyllingsdammer og lovverket knyttet til de og vannstrømningsproblematikk.

Vi har brukt GeoStudio sine programvarer for å kunne beregne lekkasje og stabilitet. Vi har derfor tatt for oss en beskrivelse av programvaren og modelleringsprosessen. Dette kan brukes ved stabilitetsberegning av andre dammer, og karakteriseres som generelle. Resultatene i denne oppgaven gjelder spesielt Dam Storvatn, da disse er basert på damstrukturen og grunnforholdene som er unike for hver dam.

Mulige tiltak og vurdering av tiltakenes lønnsomhet er generaliserbare. En eventuell kombinerings av tiltakene vil da gjøres for å kunne oppnå den sikkerheten som ønskes.

### *1.6.3 Kildekritikk*

I forskningsarbeid bygger resultatene og konklusjonene på informasjon som antas å være riktig i utgangspunktet. Dermed kan det få store konsekvenser hvis det benyttes uriktig informasjon, eller at det trekkes feil konklusjoner grunnet manglende innsikt i viktige konsepter. I hvilken grad de premisser man tar utgangspunkt i er riktige, kan ha stor

innvirkning på hvor riktige resultatene blir. Det er derfor viktig å være kritisk til all informasjon og vi har hatt sterkt fokus på kildekritikk. Av den grunn har vi alltid vurdert nøye kildenes troverdighet. Dette gjelder alle delene i hele utarbeidelse av forstudiet, innhenting av data til teoridelen og i vurdering av resultat delene.

På forstudiet så vi på flere kurs og forelesninger på youtube. Videre har vi valgt nøye hva slags bøker og nettsider vi velger å referere til i teoridelen. Dato for publisering har også vært viktig for valget.

## 2 Damteori

### Historie

Helt siden den mesopotamiske sivilisasjonen har dammer og kontroll av vann vært viktig. Dammer har bidratt aktivt til å endre hvor mennesker har valgt å bosette seg. Ikke minst har de også vært til nytte for millioner av mennesker og bidratt til å beskytte miljøet. Det har gjort det mulig å forhindre oversvømmelser som ville ha oppstått på grunn av uvær. (Understanding Dam Failure, s.3)

«Det finnes ingen samlet oversikt over alle vassdragsanlegg i Norge, men gjennom nesten 100 år med damtilsyn har NVE fått en oversikt over de viktigste anleggene». (NVE, 2019, 2. avsn.) Det har blitt samlet inn data om dammer i Norge siden 1980-tallet, og det er registrert ca 3000 dammer med tilhørende konstruksjoner. Det er likevel antatt at de eldste eksisterende dammene i Norge er fra 1700-tallet og ble bygd for drift av sølvgruvene på Kongsberg. (Heggstad & Konow, 2018, 3.avsn.)

Da norske dammer ble bygget tidligere, var hensikten å skaffe vann til bl.a. sagbruk gruedrift og mølledrift. Det var vanlig å bruke tre eller hogde steinblokker som byggematerialer. Dammer bygget av den sistnevnte kalles murdammer. Mange av murdammene står fortsatt. (NVE, 2019, 6.avsn.)

Allerede fra 1880 begynte man å bygge dammer for kraftproduksjon. Den dominerende damtypen i denne perioden var steinfillingsdammer og betongdammer. Det var på denne tiden at de begynte å bygge høyere dammer og dermed oppsto problemet med stadig større vannmagasinene. I dag bygges det ikke så mange dammer, men det er mange rehabiliteringsprosjekter som utføres på eksisterende dammer slik at de tilfredsstiller dagens sikkerhetskrav. (Guttormsen, 2016, s.2-3; NVE, 2019, 6.avsn.)

### Damtyper

Dammer deles inn i to hovedgrupper, der denne inndelingen gjøres på bakgrunn av byggematerialene, byggemåten og utformingen. Hovedgruppene er fyllingsdammer og betongdammer, som kan igjen deles inn i undertyper. Det finnes også dammer som er bygd av andre materialer som for eksempel tre eller stål og det finnes også dammer som er en kombinasjon av de ovennevnte typene. (Guttormsen, 2016, s.59)

Hver dam har en unik struktur. Det finnes grunnleggende regler og retningslinjer for hvordan dammer generelt skal bygges opp. Valg av damtype gjøres på grunnlag av funksjonelle, sikkerhetsmessige og økonomiske hensyn. Det er blant annet viktig å vurdere byggematerialers tilgjengelighet på damstedet og analysere grunnundersøkelsene. Andre faktorer som spiller inn ved valg av damtype er topografi, geografi, klima og miljøet. (Guttormsen, 2016, s.60)

### 2.1 Fyllingsdam

Det er vanlig å bygge fyllingsdammer etter tilgangen på byggematerialene på damstedet eller i nærheten av det. Noe som gjør at damkonstruksjonen er unik for hver fyllingsdam. I hovedsak består fyllingsdammer av oppfylte og komprimerte materialer av jord, sand, leire eller stein. Ut fra fyllmateriale som er brukt i størst grad får fyllingsdammen sitt navn (Guttormsen 2016,

s.130-134; Craig & Knappett, 2012, s.487). Fyllingsdammer kan deles inn i to hovedgrupper: jorddam og steinfyllingsdam.

### Jordam

Jordam består i hovedsak av komprimerte jordmaterialer som finnes på damstedet. «Tilstrekkelig tetthet oppnås enten ved at hovedmaterialet er så finkornet at gjennomstrømningen blir tilstrekkelig lav eller ved å bygge inn en sone av tettere materiale» (Guttormsen, 2016, s.132). Denne typen er den eldste og enkleste å bygge. Likevel bygges det bare små dammer av denne typen, dette skyldes at den er uoversiktlig beregningsmessig og sikkerhetsmessig. (Dammer som kulturminner, s.30)

### Steinfyllingsdammer

Steinfyllingsdammer består av minst 50% steinmasser og de kan bygges opp av forskjellige soner. Denne damtypen kan ses på som litt sikrere enn en jorddam. Den kan deles inn i to typer utfra hvor tetningen plasseres. Vi har steinfyllingsdammer med sentral tetningskjerne og steinfyllingsdammer med frontal tetningskjerne. (Dammer som kulturminner, s.30)

Hver sone har forskjellige materialer. Steinfyllingsdammer med sentral tetningskjerne bygges med en tetningskjerne i midten, omringet av en filtersone. Utenfor filtersonen er det en overgangssone og deretter ligger det støttefylling. (Øgaard & Haugen, u.å, 1.avsn.)

Hensikten med denne soneinndelingen er å redusere den skadelige effekten av vannsig. Det settes derfor strenge krav til finstoffinnholdet til de forskjellige materialene. Tetningskjernen må ha tilstrekkelig høyt finstoffinnhold slik at den nødvendige tettheten oppnås og dermed reduseres volumet av vannsig. (Craig & Knappett, 2012, s.71)

#### 2.1.1 Forskrifter og standarder

Forskrift for dammer er den første damforskriften og den ble utgitt i 1981. «Den utarbeidet regler og anbefalinger for dimensjonering og utførelse av fyllingsdammer» (Veileder for fyllingsdammer, s.5). I 2001 ble det gitt ut en ny damforskrift, denne dannet grunnlaget for retningslinjer for fyllingsdammer som kom i 2007. I 2010 ble veileder for fyllingsdammer revidert i henhold til den nye damsikkerhetsforskriften som ble gitt ut samme år. Den siste endringen fant sted i 2012, da Retningslinjer for fyllingsdammer endret navn til Veileder for fyllingsdammer. (Veileder for fyllingsdammer, s.5-6)

Det finnes norske standarder for geoteknisk prosjektering, NS-ENV 1997-1 og NS 3480, men disse gjelder ikke for fyllingsdammer og det finnes heller ingen norsk standard for fyllingsdammer. Av den grunn er Veileder for fyllingsdammer ganske omfattende og utdyper bestemmelsene som er gitt i damsikkerhetsforskriften. (Veileder for fyllingsdammer, s.6)

### Konsekvensklasser

Det er fem klassifiseringsnivåer og dammer klassifiseres basert på de konsekvensene som medfølger et dambrudd. Ifølge §4-1, første ledd i Damsikkerhetsforskriften skal alle vassdragsanlegg klassifiseres i konsekvensklasser 0, 1, 2, 3 eller 4. Der konsekvensklasse 0 omfatter anlegg som har ubetydelig bruddkonsekvens. Klassifiseringskriteriene for

konsekvensklasse 1, 2, 3 og 4 er beskrevet under i Tabell 2.1. (Veileder for klassifisering av vassdragsanlegg, s. 9-11)

Konsekvens-klasse	Boenheter	Infrastruktur, samfunnsfunksjoner	Miljø og eiendom
4	> 150		
3	21-150	Skade på sterkt trafikkert veg eller jernbane, eller annen infrastruktur, med spesielt stor betydning for liv og helse	Stor skade på spesielt viktige miljøverdier eller spesielt stor skade på fremmed eiendom
2	1 - 20	Skader på middels trafikkert veg eller jernbane eller annen infrastruktur med stor betydning for liv og helse.	Stor skade på viktige miljøverdier eller stor skade på fremmed eiendom
1	Midlertidig oppholdssted tilsvarende < 1 permanent boenhet	Skader på mindre trafikkert veg eller annen infrastruktur med betydning for liv og helse	Skade på miljøverdier eller fremmed eiendom

Tabell 2.1 *Klassifiseringskriterier*

«Veileder for fyllingsdammer gjelder for anlegg i konsekvensklasse 1 og høyere» (Veileder for fyllingsdammer, s.6). Det er anbefalt å bygge dammer i konsekvensklasse 0 som for anlegg i konsekvensklasse 1, dette for å unngå i mest mulig grad vedlikehold og for å ha en rimelig sikkerhetsmargin. Et annet alternativ er å bruke *Veiledning for planlegging, bygging og vedlikehold av små dammer* som er utarbeidet av NVE. (Veileder for fyllingsdammer, s.6-7; NVE, 2019, 7.avsn.)

### 2.1.2 *Overvåking og instrumentering*

Hensikten med overvåking og instrumentering er å gi varsel og å identifisere prosesser og unormale situasjoner som kan påvirke dammens sikkerhet. Dette er for å kunne planlegge kortsiktige og langsiktige tiltak. Dameieren har plikt om å forsikre seg at dammen oppfører seg i henhold til forutsetningene, og at sikkerheten på dammen tas vare på. (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, s. 3; Guttormsen, 2016, s. 241 & 247)

Behovet for overvåking og instrumentering varierer etter konsekvensklasse og damtype. Valg av instrumentering og plassering er avhengig av dam plassering, damtype, damhøyde, damlengde, fundamentforhold, magasin størrelse, regulerings høyde og forhold i magasinområdet. (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, s.4).

I byggefasen skal det vurderes om det er behov for instrumentering og overvåking, men det er ikke stilt noen spesifikke krav. Under første gangs oppfylling og de første driftsårene frem til målingene har stabilisert seg vil det være mer omfattende behov for overvåking. (Veileder for fyllingsdammer, s.7; Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, s.4).

Vanlige instrumenteringer av fyllingsdammer er lekkasjemåling, deformasjonsmåling og vannstandsmåling. For fyllingsdammer som er fundamentert på løsmasser eller berg med utpregede svakhetssoner skal instrumenteres for poretrykkmåling. Hyppigheten for måling og avlesning er gitt ut fra konekvensklasse og damtype. (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, s.5).

Overvåkingsbehovet varierer også. *Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg* gir ingen spesifikasjoner for hva slags overvåkingsinstrumenter som skal brukes eller hyppigheten på bruken. Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg (s.8), spesifiserer hvilke aktuelle overvåkingsinstrumenter som finnes og hva de skal brukes til. (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, s.8).

Det er viktig å understreke at erfaring og forholdene på damstedet spiller en stor rolle for vurdering av behovet. Her er hensikten å identifisere og varsle om prosesser og unormale situasjoner som kan påvirke dammen og dermed sette i gang planlegging av tiltak på kort og lang sikt. Alt dette er for å kunne tilfredsstille sikkerhetsforskriftene. (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg s.1, Guttormsen, 2016, s. 247).

## Dam Storvatn

Dam Storvatn har en lekkasjeoppsamling som leder til et målehus med et v-overløp. Dammen er også utstyrt med 3 kjernebolter.

## 2.2 Damstabilitet

Damstabilitet er et av de viktigste leddene for damsikkerheten. «Dammer og andre vassdragsanlegg kan være en fare for samfunnet om sikkerheten på anlegget ikke tas på alvor». (NVE, 2019, 1.avsn.) Plassering, dimensjonering og utførelse av fyllingsdammen er viktige faktorer. Disse skal ha en overensstemmelse med anerkjente metoder og prinsipper. Alt som kan true stabiliteten av dammen skal studeres nøye og det skal beregnes på, slik at dammen oppfyller sikkerhetskravene. (Veileder for fyllingsdammer s.7; Guttormsen, 2016, s. 160-163)

### 2.2.1 Hva truer stabiliteten til en fyllingsdam generelt?

Fyllingsdammer dimensjoneres for vanntetthet, skråningsstabilitet, lekkasje kapasitet, setninger og deformasjoner. En av de vanlige årsakene for dambrudd i fyllingsdammer er vannsig. Ellers kan årsaken være overtopping eller dårlig damfundament. (An evaluation of existent methods for estimation of embankment dam breach parameters, s. 549)

Ved ustabilitet i oppstrømsskråning eller nedstrømsskråning vil det kunne føre til indre erosjon eller erosjon av damkronen. Ved erosjon vil massene skylles vekk og vannet vil kunne strømme gjennom dammen. Videre vil det også dannes vannsig i damkroppen, som vil føre til kollaps.

Overtopping kan oppstå på forskjellige måter. Det kan være hovedårsaken til dambrudd, når vannivået er høyere enn damtoppen og vannet som renner over dammen vil skylle bort nedstrøms skråning. Dette kan blant annet skyldes feil i hydrologiske forutsetninger. (Craig & Knappett, 2012, s.487) Overtopping kan også være en medvirkende faktor etter at damstabiliteten er blitt svekket.

Jordskjelv kan skade både dammen og magasinet ved at damkonstruksjonen blir skadet på grunn av de kraftige rystningene som oppstår ved jordskjelv eller at det oppstår sprekker og forkastninger i området. (Guttormsen, 2016, s.9)

Tidligere observasjoner viser at fundamentsvikt vanligvis oppstår i den tidlige fasen i dammens levetid. Her kan det være ekstra problematisk ved førstegangsoppfylling av magasinet. I tillegg er det slik at damstabilitet vanligvis svekkes av andre årsaker jo eldre dammen blir.

### *2.2.2 Stabilitetsberegninger*

Problemet som oppstår ved stabilitetsberegninger, er at ytre og indre krefter i en fyllingsdam ikke er konstante. Derfor må forskjellige tilstander og forskjellige snitt i dammen undersøkes. Vanligvis gjøres stabilitetsberegninger for bygging og førstegangsoppfylling, stasjonær strømning og hurtig nedtapping. (Guttormsen, 2016, s.164)

I stabilitetsberegninger må det redegjøres hvilke forutsetninger og inngangsdata som er brukt i beregningene, i tillegg til redegjørelse for valg av metode. De forutsetningene som legges til grunn ved valg av materialstyrke, poretrykksforhold og tyngdetetthet er avgjørende for resultatene som oppnås av stabilitetsberegningene. Derfor skal man alltid være kritisk til svaret man får og se på damsikkerheten som en helhet og ikke basere konklusjonen kun på dette.

## *2.3 utfordringer*

Å demme opp vann i elver og innsjøer er formålet med dammen. Vann inneholder store mengder energi og vil alltid renne mot laveste nivå. Dersom det er trykkforskjeller i fundamentet vil det også skape utfordringer med vandedmningen. På denne måten kan vann erodere gjennom damkonstruksjonen og føre til ødeleggelse av dammen. En annen utfordring oppstår om det er et stort hydraulisk trykk i undergrunnen. Dette vil kunne skape vannsig gjennom damkroppen eller svekke damfundamentet. (Dammer som kulturminner, s. 14; Energisenteret, u.å, 1.avsn.)

Det er viktig at dammer har tilstrekkelig stabilitet og styrke. De dimensjoneres og prosjekteres slik som vanlige konstruksjoner og forholder seg til ulike norske standarder, blant annet norsk standard for geotekniske prosjektering, NS 3480 (Retningslinjer for laster og dimensjonering, s. 8)

Det bør også tas høyde for de utfordringene som kommer på grunn av klimaendringene. Det er estimert at ekstremvær vil oppstå oftere og kraftigere i fremtiden. Klimautfordringer som en kombinasjon av økt nedbør og høyere utetemperatur vil ha en negativ påvirkning på dammer, og dette må tas hensyn til. (International Rivers, 2007, 3.avsn.)

### *2.3.1 utfordringer med eksisterende anlegg*

Det er mange utfordringer ved rehabilitering av dammer. Selv med all teknologien vi har i dag, kan man ikke kartlegge med stor nøyaktighet hvordan dammen er bygd opp eller hva den er fundamentert på. Dette skaper usikkerhet i beregningene og man må forutsi og anta en god del for å fylle det man ikke vet sikkert.

Desto dårligere dokumentasjonen på den eksisterende dammen er, desto mer baseres beregningene og rehabiliteringen på antagelser. Det er blant annet også usikkerhet rundt grunnundersøkelsene. Selv om det legges til grunn at det skal tas mange borehull på forskjellige steder, kan det ofte være praktisk utfordrende å gjennomføre alle planlagte undersøkelser.

Ikke minst har dagens krav og praksis blitt endret siden oppbyggingen av dammen. Dette medfører at det som var praksis byggemåte da, ikke lenger er i bruk, rehabiliteringen må tilpasses det som allerede er bygget og aktuelle tiltak må prosjekteres for å oppnå ønsket sikkerhet. Det vil si, at selv etter rehabilitering, kan det være slik at dammen ikke oppfyller NGI sine nåværende krav, men at dammen har oppnådd en tilfredsstillende sikkerhet.

Mange eksisterende dammer er ikke bygget med tanke på mulige klimaendringer. Det estimeres at ekstremvær vil oppstå oftere i fremtiden og været har allerede blitt varmere og fuktigere. Dette skaper utfordringer de gamle dammer antas å ikke være prosjektert for dette. (International Rivers, 2007, 3.avsn.)

### *2.3.2 Utfordringer ved prosjektering av nye anlegg*

Generelt er det mindre utfordringer ved dimensjonering av en ny dam. Dette har sammenheng med den kraftige utviklingen maskiner, grunnundersøkelser og laboratorieprøver har hatt de siste årene og at det er stor nøyaktighet i utførelsen slik som det er prosjektert.

I tillegg er dagens krav ved prosjektering av dammer ganske strenge. Det fører til at det er en god sikkerhetsmargin ved prosjektering. *Veileder for fyllingsdammer* beskriver nøye hva som er kravet for materialer, utlegging og komprimering, mens *retningslinjer for laster og dimensjonering* beskriver hvilke prinsipper og gir et grunnlag for å kunne bestemme størrelsen på noen vesentlige laster ved dimensjonering. Dette er med på å heve sikkerheten og øke dammens stabilitet.

Selv med god teknologi kan vi ikke fastslå hvordan jorda under hele dammen er bygget opp. Her er det rom for antagelser. Dessuten er de gode og foretrukne områdene allerede bygget ut, slik at de gjenstående områdene er ugunstige og kan by på problemer ved utbygging. Av denne grunnen kan det være viktig å være kreativ, samt ha god erfaring ved dimensjonering og bygging av nye dammer.

### *2.4 Drift og vedlikehold*

Dammer har mange formål, blant annet kraftproduksjon. Om sikkerheten ved anleggene ikke ivaretas, så kan dammer være en fare for samfunnet. Det har vært en rekke alarmerende dambrudd i perioden fra 1950 til 1970-tallet, et kjent dambrudd er Baldwin Hills (se kapittel 3.2.3) i USA. Disse hendelsene førte til økt bekymring. Dette førte igjen til at flere land satte i gang med systematiske inspeksjonsprogrammer for å vurdere sikkerheten av eksisterende dammer. (Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv, NGI, s.7)

Dam ansvarlig skal til enhver tid holde dammen i forsvarlig tilstand. (Vannressursloven §37, 1. ledd) Dammer kan virke monolittiske, men de krever kontinuerlig vedlikehold. Både hvor ofte dammer skal vedlikeholdes og hvordan de skal driftes har NVE satt krav og anbefalinger for.



### 2.4.1 Drift

Det er satt strenge og klare krav til tilsynet av dammer i driftsperioden. Drifttilsynet utføres vanligvis av personell med god kjennskap til anlegget. Det utføres i forbindelse med at personellet er på anlegget. Ellers beskriver tabell 2.2 fra *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg* krav til gjennomføring av interntilsyn.

Tilsynsnivå	Tilsynshyppighet	Tilsynsomfang	Utførende personell
Periodisk tilsyn	Anlegg i konsekvensklasse 1-4: Minst en gang pr. år	Inspeksjon av tilstand ut fra forhåndsdefinert omfang, kontroll av gyldighet av innhentede data i perioden	Kvalifisert tilsynspersonell. VTA minst hvert annet år
Hovedtilsyn	Anlegg i konsekvensklasse 2-4: Minst hvert femte år Anlegg i konsekvensklasse 1: Minst hvert sjuende år	Gjennomgang av periodiske tilsyn, omfattende inspeksjon og vurdering av tilstand og funksjonsdyktighet, vurdering av overvåkingsbehov og -resultater og behov for fremskyndet revurdering, jf. § 7-5	VTA og annen person med tilsvarende kompetanse
Spesielt tilsyn	Anlegg i konsekvensklasse 1-4: Under og etter unormale situasjoner/ store påkjenninger på anlegget	Undersøke om anlegget tåler/har tålt påkjenningene	VTA

Tabell 7-2.1 Interntilsyn.

Tabell 2.2 *Interntilsyn*

NVE krever i tillegg at hvert tredje hovedtilsyn skal være en revurdering. Revurdering er (en) et utvidet hovedtilsyn med full gjennomgang og etterkontroll av konstruksjonen, som skal utføres av personer med godkjente kvalifikasjoner innen de aktuelle fagområder. (Retningslinje for tilsyn og revurdering, s. 5-6)

### 2.4.2 Vedlikehold

“Vedlikehold er tiltak som er nødvendig for å opprettholde et vassdragsanlegg på et fastsatt kvalitetsnivå.” (Damssikkerhetsforskrift § 1-3) Det er dameier som har plikt til å holde anlegget i forsvarlig tilstand. Målet er å forebygge eventuelle skader som kan oppstå, derfor er det slik at desto større skadepotensialet er, desto strengere blir kravet om vedlikehold. (Veileder for sikringstiltak ved vassdragsanlegg, s. 7)

Det er slik at vedlikehold av dammens konstruksjon og de forskjellige komponenter bør planlegges tidlig, slik at man unngår uforventede høye kostnader på vedlikehold. Her er det for eksempel krav om at materialutførelsen av stenge- og tappeorganer og deres tilhørende utstyr skal være av materialer som er enkle å vedlikeholde.

Ulikt andre konstruksjoner, har dammer ingen standard eller retningslinjer for vedlikehold. For dammer er det viktig med tilsyn i driftsfasen og at vedlikehold holdes når det trengs slik at de opprettholder sikkerhetskravene. Her er det heller ingen fasit, men man skal observere nøye og se etter kjennetegn for å kunne sette i gang med vedlikeholdstiltak.

I dag er det mange dammer som trenger revurdering og rehabilitering. Organisasjonen ICOLD antar at fokuset i fremtiden vil rette seg mot sikring av eksisterende dammer. Siden dette ansvaret er pålagt dameieren, må de påregne seg kostnadene av vedlikeholdet og eventuelt rehabiliteringen. (International Rivers, 1996, 1.avsn.)

### 3 Dambrudd

#### 3.1 Typer og årsaker

Limin Zhang, i sin bok “*Dam failure mechanisms and risk assessment*”, utførte analyse av 129 bruddtilfeller i fyllingsdammer. Denne kan gi ett inntrykk av at fyllingsdammer med tetningskjerne, ikke er den mest sårbare typen av fyllingsdammer, men likevel utgjør en betydelig del (på ca 1/6) av alle bruddtilfeller, se Tabell 3.1.

Dam type	Number of cases	Percentage (%)
Homogeneous earthfill	61	47.3
Composite earthfill	45	34.9
Earthfill <u>with corewall</u>	21	16.3
Concrete-faced earthfill	2	1.5
Sum	129	100.0

Tabell 3.1 Fordeling av dambrudd tilfeller etter damtype

Dam type	Overtopping	<u>Piping</u>	Other quality problems	Poor management	Disasters	Sum
Homogeneous earthfill dams	23	26	5	1	3	58
Composite earthfill dams	18	17	6	—	1	42
Earthfill dams <u>with corewall</u>	13	6	1	—	1	21
Concrete faced rockfill dams	—	2	—	—	—	2

Tabell 3.2 Fordeling av årsaker som førte til dambrudd tilfeller etter damtype

Det finnes forskjellige klassifiseringer av typer dambrudd. Vi synes at klassifiseringen presentert nedenfor er den mest oversiktlig:

- hydraulisk feil;
- innsigssvikt;
- konstruksjonssvikt;

Hydrauliske feil består av overtopping, erosjon av nedstrøms- og oppstrømsflate, erosjon av damtå. Innsigssvikt er piping gjennom dam eller damfundamentet eller conduit lekkasje. Konstruksjonssvikt kan skje i overløpsseksjon, drenasjesystem eller et annet sted men fører til svikt i selve dammen. Sprekker, setninger og utglidninger er noen av de vanligste tegnene på strukturelle svikt i dammen.

Blant de årsakene som kan føre til dambrudd oppgis følgende:

- ustabilitet av nedstrøms- eller oppstrømsskrånninger;
- intern erosjon;

- erosjon som resultat av overoppheting, som i sin tur oppstår pga feil i hydrologiske data; (Craig & Knappett, 2012, s.487)

Det mest kritiske stadiet for oppstrømsskråningen er på slutten av oppbygging og under hurtig nedtrapping av magasinet. En hurtig nedtrapping vil påvirke og endre poretrykksfordelingen. Oppstrømsskråningen mister da den stabiliserende effekten av vanntrykket. (Fell & McGregor, 2017, s.667) Det mest kritiske stadiet for nedstrømsskråning er etter oppbygging og under stasjonær tilstand (*steady state*), eller konstant etablert vannsig ved fullt magasin. Som vi vet fra før, har poretrykksfordeling den største påvirkningen på sikkerhetsfaktoren for skråninger. Det er derfor vanlig å installere et system av piezometere slik at det faktiske poretrykket kan måles og sammenlignes med de forventede verdier som ble brukt i prosjekteringsfasen (forutsatt at effektivspenningsanalyse har blitt brukt). (Craig & Knappett, 2012, s.487)

Når magasinet har vart fullt en stund, etableres det konstant vannsig gjennom dammen. Materialet under freatisk linje blir fullt mettet. Analyse av effektive spenninger utføres i denne tilstanden, med verdier av poretrykket tatt fra strømningsnettet eller ved bruk av numeriske metoder. Ved fullt magasin er intern erosjon en spesiell fare fordi den oppstår og utvikler seg innen relativt kort tid og svekker sikkerheten til dammen alvorlig. (Craig & Knappett, 2012, s.488)

Som vi kan lese av statistikken, Tabell 3.3, er intern erosjon årsaken til nesten halvparten av alle dambrudd i drift. Hvorav intern erosjon gjennom fundamentet utgjør så mye som 15%.

Mode of failure	Number of cases		% failures (where known)		Average probability of failure ( $10^{-3}$ )	
	All failures	Failures in operation	All failures	Failures in operation	All failures	Failures in operation
Inadequate spillway capacity	46	40	36	34	4	3.5
Malfunction of gate	16	15	12	13	1.5	1.5
Subtotal overtopping & appurtenant failures	62	55	48	47	5.5	5
Internal erosion through embankment	39	38	30	33	3.5	3.5
<u>Internal erosion through foundation</u>	19	18	15	15	1.5	1.5
Internal erosion from embankment into foundation	2	2	1.5	1.5	0.2	0.2
Subtotal internal erosion <sup>(1)</sup>	59	57	46.5	48.5	5	5
Downstream slides	6	4	5	3.5	0.5	0.4
Upstream slides	1	1	1	1	0.1	0.1
Subtotal slides	7	5	6	4.5	0.6	0.5
Earthquake/liquefaction	2	2	1.5	1.5	0.2	0.2
Unknown mode	8	7				
Total no. of failures <sup>(1)</sup>	136	124			12	11
Total no. of failures (where mode of failure known)	128	117				
No. of embankment dams	11192	11192				

Tabell 3.3 Statistikk av fyllingsdambrudd fram til år 1986, ekskludert Japan og Kina (photocopi fra Fell R., McGregor P., 2017, s.376, sitert fra Foster et al.,1998, 2000a)

Som vi kan se i Tabell 3.4, skjer 46% av erosjonsrelaterte hendelser i fundamentet etter de første fem årene, noe som gjør at denne type svikt er den mest vanlige i denne driftsfasen.

Time of incident	Number of cases		% of cases (where known)	
	Failures	Accidents	Failures	Accidents
During construction	1	0	5	0
During first filling	4	23	20	30
After first filling and during first five years	10	19	50	24
<u>After first five years</u>	5	36	25	46
Unknown	1	7	-	-
Total number of incidents	21	85	100	100

Tabell 3.4 *Antall bruddhendelser etter at dammen er bygd, intern erosjon gjennom damfundamentet* (Fell R., McGregor P., 2017, s.377, sitert fra Foster et al.,1998, 2000a)

Videre skal vi fokusere kun på de eksemplene av erosjon i damfundamentet, som førte til dambrudd.

### 3.2 Intern erosjon i dam og damfundament

Ifølge Robin Fell kan alle hendelser av internerosjon i dammer og damfundamenter generelt deles i tre feilmoduser:

- *Intern erosjon gjennom damkroppen*, som inkluderer intern erosjon rundt konstruksjonsdeler som går gjennom dammen, som conduits, overløpsseksjonvegger og vangemur, eller andre tilhørende gravitasjonskonstruksjoner i betong;
- *Intern erosjon gjennom fundamentet*;
- *Intern erosjon av damkroppen inn i- eller i damfundamentet*, vannsig gjennom damkroppen som eroderer materialet i fundamentet, eller b), vannsig i fundamentet av dammen som eroderer materialet i damkroppen. (Fell & McGregor, 2017, s.378)

Prosessen av intern erosjon and piping foregår generelt sett i 4 faser (se figur 3.1):

- initiering av erosjon
- utvikling av erosjon
- progresjon i å danne et rør (pipe)
- initiering av brudd (Fell & McGregor, 2017, s.378)

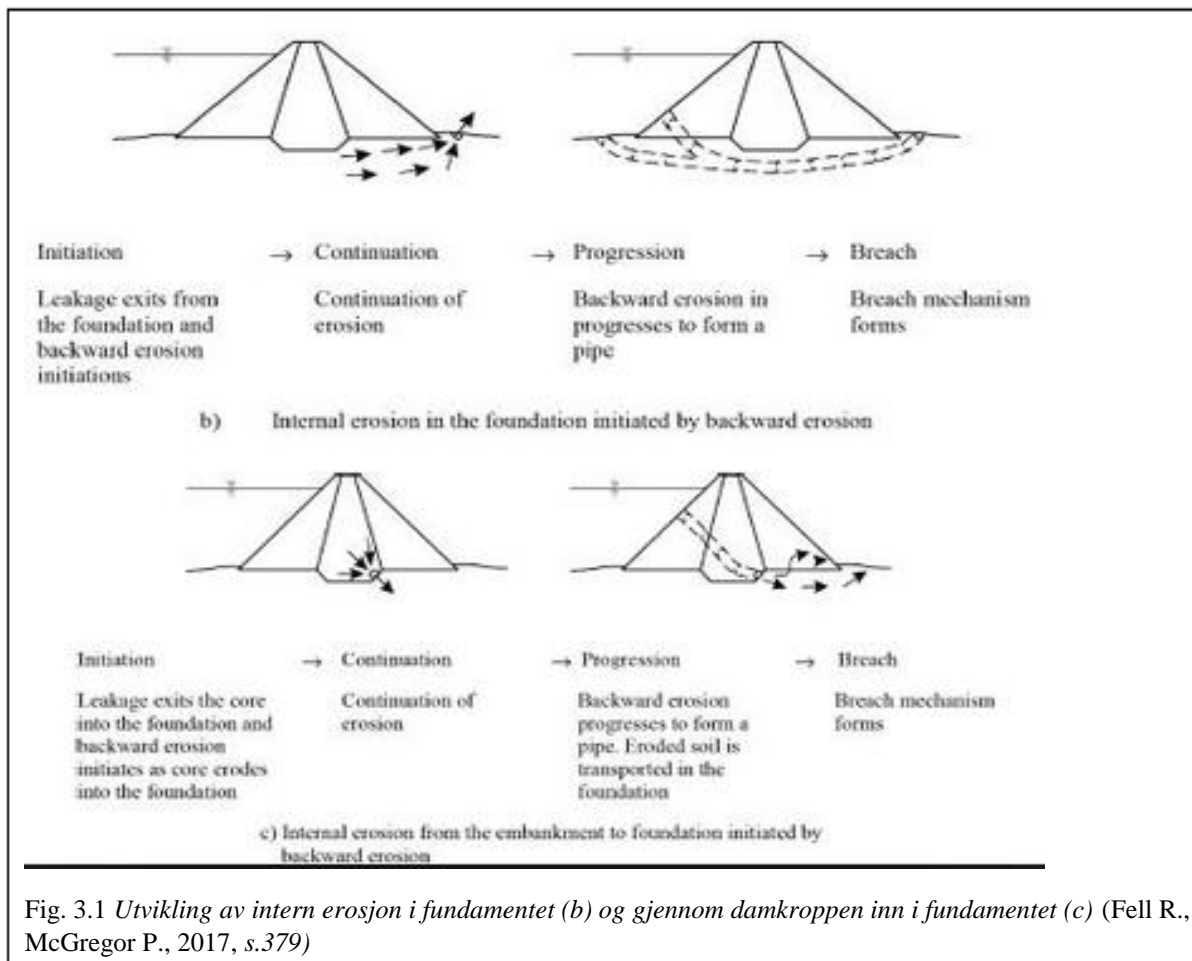


Fig. 3.1 Utvikling av intern erosjon i fundamentet (b) og gjennom damkroppen inn i fundamentet (c) (Fell R., McGregor P., 2017, s.379)

### Tilbaketrasket erosjon eller piping.

Erosjon initieres på nedstrøms side av dammen som vist på figur 3.2. Initierting foregår der det er en kritisk høy hydraulisk gradient ved damtå, som eroderer partikler enten oppover eller horisontalt bortover.

Prosessen fortsetter under dammen gjennom små erosjonskanaler, der strømming tar med seg eroderte partikler nedstrøms. The process progresses beneath the dam in small erosion channels in which the flow velocity can transport the eroded particles downstream. The presence of backward erosion piping is often exhibited by the presence of sand boils at the downstream side of the dam. (Fell & McGregor, 2017, s.421)

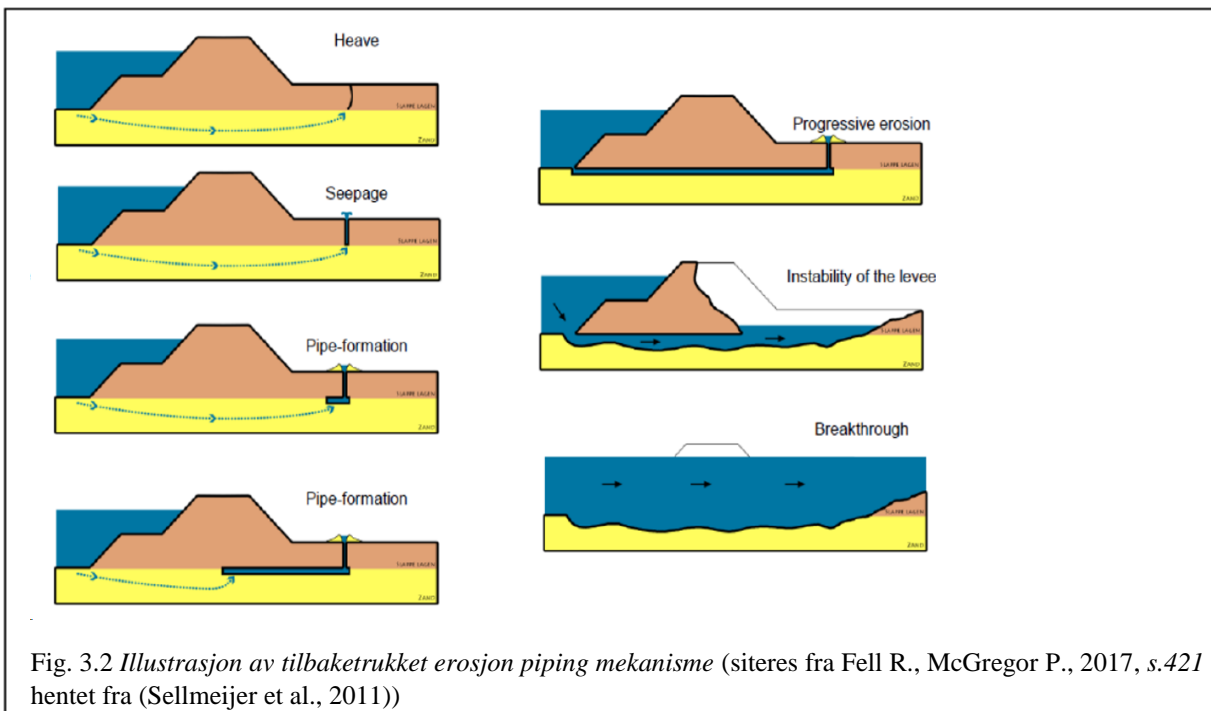


Fig. 3.2 Illustrasjon av tilbaketrasket erosjon piping mekanisme (siteres fra Fell R., McGregor P., 2017, s.421 hentet fra (Sellmeijer et al., 2011))

### 3.2.1 Arthur V. Watkins Dam (Willard Magasin), Utah, USA (2006)

Arthur V. Watkins dam er en 11 m høy u-formet fyllingsdam, bygget av US Bureau of Reclamation. Dammen danner et magasin på 68 km<sup>2</sup> som har en total kapasitet på 265,3 millioner m<sup>3</sup> vann. Bygging av dammen ble startet i 1958 og var ferdigbygd i 1964. Dammen er fundamentert på løsmasser (sand, silt og leire). Magasinet ble fylt med ferskvann direkte fra Weber elven.

Dammen og magasin tilhører Weber Basin Project og leverer vann til irrigasjon, kommunale og industrielle formål til tettbefolkede- og industriområder til øst for Great Salt Lake.

A.V. Watkins Dam nesten kollapset 13. november 2006 som følge av piping og intern erosjon av fundamentet. Piping i løsmasser i fundament oppsto under dammen, og de finkornede siltige sandjordartene ble gradvis vasket ut ved nedstrømstå og ved foten av nordlig skråningen til dreneringskanalen.

Arbeidet med å redde dammen var vellykket, erosjon i fundamentet ble stoppet og total lekkasje ble redusert umiddelbart. Tiltak for å sikre langsiktig sikkerhet for dammen ble utført.

Hadde dammen kollapset med omtrent nåværende HRV, ville den ukontrollerte frigjøringen av vann ført til tap av menneskeliv, eiendom og flombeskyttelse for nærliggende områder. (U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Provo Area Office, Utah, 2007, sl. nr. 14, 19)



Fig. 3.3 Arthur V. Watkins dam oversikt (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, u.å., 1. avsn.)

### 3.2.2 Qual Creek Dike dam, Vest Utah, USA (1989)

Qual Creek Dike dam ligger i nærheten av St. George, Utah. Dette var en 24 m høy og 604 m lang fyllingsdam, bygget i 1984. Den dannet Qual Creek magasin som var brukt for vannforsyning og vannkraft produksjon. Den eiedes og drivdes av Washington County Water Conservancy District.

Et par år etter bygging ble det observert flere episoder av økt lekkasje, misfarget vannsig og småsinkehull dannelse i 1986, 1987, 1988.

I 1989, 1. januar skjedde en katastrofe når dammen Quail Creek Dike kollapset (se figur 3.4). Nedstrømsområdet ble evakuert i tide for å unngå dødsfall, men skaden ble estimert til flere millioner av dollar, inkludert ødeleggelse av motorvei og broer.



Fig. 3.4 Utsikt over Quail Creek Dike brudd (researchgate.net, Johnson Kenneth S., 2008, sld. nr.1)

Etterforskning av feil som førte til katastrofale konsekvenser avslørte at fundament hadde flere synlige kanaler forårsaket av lekkasjer. Det ble konkludert at mange faktorer bidro til dambrudd, blant annet:

- mangel på undersøkelse av geologiske forhold;
- feil antagelse om at grunnlaget hadde lav permeabilitet;
- ikke tilstrekkelig forberedelse og behandling av fundamentet;
- plassering av ubeskyttet, eroderbart materiale på fundamentet fra oppstrøms- til nedstrømstå. (O'Neill & Gourley, 1991, s.127-128)

### 3.2.3 Baldwin Hills dam, California, USA (1963)

Baldwin Hills er en jordfyllingsdam som var bygd i 1951 i Los-Angeles, California. Hensikten med dammen var vannforsyning til sør og sørvest deler av Los Angeles. Dammen var litt over 70 m og ca 200 m langt.

Midt på dagen, 14. desember 1963, brøt dammen, som førte til at ca 950 000 m<sup>3</sup> vann fra magasinet ble frigjort. Fem mennesker omkom og det oppstå skader på ca. 11 millioner dollar på eiendom.

Under en daglig inspeksjon ble det oppdaget at det rant vann fra rørene under asfaltmembranforingen. I løpet av bare 4 timer etter oppdagelsen av en mistenkelig lekkasje, ble 1600 nedstrøms beboere evakuert fra området. Selv om Baldwin Hills magasinet ble tapt og dammen røyk, var den gjennomførte beredskapsaksjonen en stor suksess. Det var først og fremst effektive vedlikeholdsrutiner som førte til at defekten ble oppdaget tidlig. Tidlig oppdagelse og etterfølgende rask evakuering reduserte drastisk antall potensielle dødsfall, som kunne ha blitt så høyt som 1500 mennesker. (damfailures.org, u.å., 1., 4., 7. avsn.)

Etterforskning viste at dambrudd var forårsaket av erosjon i fundamentet. (Sharma & Kumar, 2013, s.4)

Erosjon utviklet seg gradvis under en delvis skadet drenering og lekkasjen utviklet seg i permeabel og eroderbar sone av fjellet i fundamentet. Strømningen og erosjonen økte raskt, fundamentet og dammen kollapset og hele magasinet ble tapt raskt. Magasinet og dets omgivelser ble utsatt for mange uønskede krefter, inkludert horisontal og vertikal forskyvning grunnet setninger, og noe erosjon. (Sharma & Kumar, 2013, s.5)

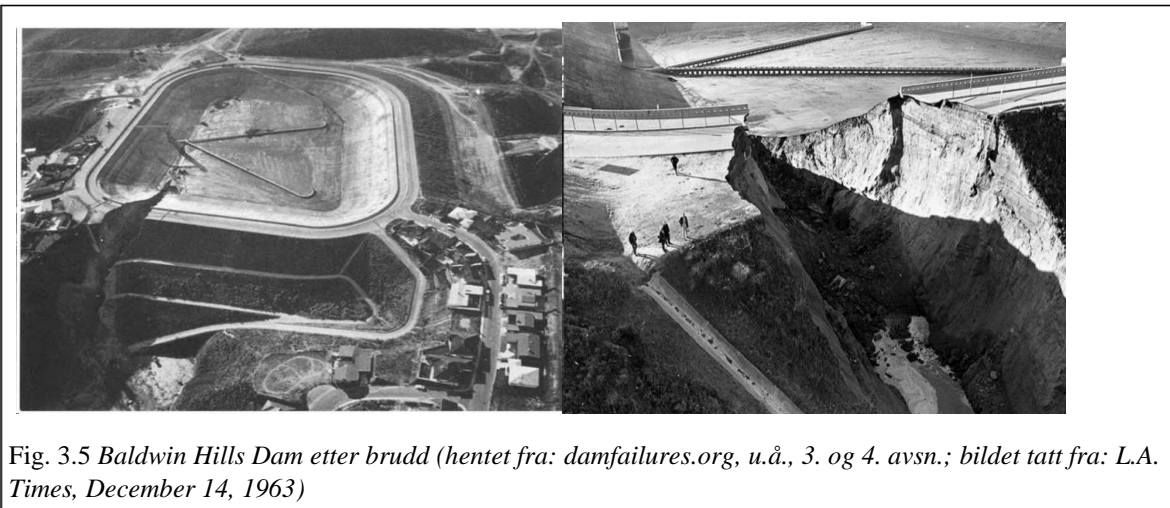


Fig. 3.5 Baldwin Hills Dam etter brudd (hentet fra: damfailures.org, u.å., 3. og 4. avsn.; bildet tatt fra: L.A. Times, December 14, 1963)

### 3.2.4 Dambrudd i Norge. Roppadammen, Oppland (1976)

Dambrudd har skjedd også i Norge, men det har aldri forekommet dambrudd på dammer over 15 meters høyde. Fra år 1700 er det registrert 93 dambrudd i Norge. Man har dessverre ikke noe god oversikt og statistikk om fordelingen etter damtyper. Kun for en fjerdedel av de 93 kjenner man til damtypen. I overveiende grad har det oppstått brudd i fyllingsdammer, og i de fleste tilfeller har bruddet skjedd i løpet av dammens første eller andre år. Også etter europeisk målestokk har fyllingsdammer blitt utsatt for brudd oftere enn betongdammer.

Roppadammen (Ropptjern hoveddam) er en kraftverksdam fra 1975 ved Ropptjern i Gausdal, Oppland. Den er en 8 meter høy og 650 m lang jorddam med morenetetting.



Dambrudd oppsto 17. mai 1976 under feiring av Nasjonaldagen. Tre millioner kubikkmeter vann gravde et 40 m bredt hull i dammen, fosset nedover og rev med seg skog, stein, jordmasser og noen småbruk, og det var en nødluke i bassengkanten som hadde rast ut. Årsaken til bruddet ble antatt å ha vært at en iskappe hadde dannet seg rundt bunntappeløpet i løpet av vinteren. Isen tinte svært langsomt, og imens ble morenemassene løsere og erosjon rundt løpet økte.

Ingen menneskeliv gikk tapt, men bruddet gjorde store skader på hus, veier og bruer. Gausdal elverk bygde opp dammen igjen, og den er i dag en større og sikrere dam, fortsatt i drift til kraftproduksjon. (Dammer som kulturminner, s.43)

Det var Roppadammen hendelsen som førte til utvikling av damsikkerhetskonseptet i Norge. Resultatet av dette ble utarbeidelsen av Damsikkerhetsforskriften som ble utgitt 1981.



Fig. 3.6 Roppadammen etter brudd, mai 1976 (Dammer som kulturminner, s.43)

## 4 Grunnleggende teori i jordmekanikk

Alle bygninger og anlegg står på grunn, og det er vanskelig å forestille seg en konstruksjon som ikke ville være på noen måte i kontakt med bakken. I tillegg kan jorda selv være et byggemateriale.

Kompleksitet av geotekniske problemer skyldes at materialet består av et sett med partikler, hvor hver partikkel kan ha sine egne egenskaper, slik som masse og tetthet. Mange av disse partiklene kan ha samme egenskaper, men i virkeligheten består grunnen sjelden av et homogent materiale. Denne «sammensetning av partikler», mottar og distribuerer belastningen. Det er geoteknikk som løser de komplekse oppgavene for å beregne hvordan belastningen blir fordelt, undersøke prosesser og reaksjoner som oppstår i jordmassen under varierende forhold og belastning.

Som nevnt tidligere, er alle grunntyper et sett med partikler. Fra store, som vi kan enkelt se, til svært små, som man kan se bare med et mikroskop (leire). Lasten som påføres denne grunnen som helhet, er en belastning på disse partiklene, som fordeler den mellom hverandre. Påvirkning av eksterne krefter gjør at partiklene står stabilt eller beveger seg i forhold til hverandre, her blir skjærkraft avgjørende.

Jord består av mineralkorn, vann og luft. (Aarhaug, 2010, s. 275) Porer kan enten være fylt med luft eller vann. Skjærkraft kan opptre bare i kontaktflaten mellom to korn. Med en gang vannet kommer innimellom korn, reduseres kontaktflaten mellom dem og som resultat - reduseres skjærstyrken. Derfor er poretrykket en av de viktigste parametrene som påvirker jordens skjærstyrke. Det er derfor avgjørende å kjenne poretrykket under både statiske forhold og når vannstrømmen oppstår.

Videre i dette kapittelet skal vi forklare de viktigste konseptene og begrepene som er knyttet til fyllingsdammer og poretrykksproblematikken.

### *4.1 Fluidstrømning gjennom jordmasser, vann i geotekniske problemer*

Først og fremst er det viktig å starte med forklaring av begreper som brukes for betegnelse av vann i jordmasser.

**Grunnvann** er alt vann som strømmer gjennom eller beholder seg i grunnen, både i berg og jord. Det er avledet fra infiltrasjon, og går tapt ved å strømme mot overflaten av vannkilder og ved å sige gjennom havbunn. (Waltham, 2002, s.36)

Grunnvannhastigheten er vanligvis veldig lav og er mye lavere enn verdier av hydraulisk konduktivitet. Typiske grunnvannstrømningshastigheter varierer fra 1 m / dag til 1 m / år. (Waltham, 2002, s.36)

Det finnes et nivå nede i grunnen, der poretrykket blir likt atmosfærisk trykket (dvs., lik null) og det nivået er definert som freatisk sone. Under den antas jorda til å være fullt vannmettet, selv om metningsgraden blir marginalt under 100%. (Craig & Knappett, 2012, s.39)

Akvifer er et fjell med høy permeabilitet, egnet for grunnvannsabstraksjon, som f.eks. sandstein. (Waltham, 2002, s.36) Hvis et skrått lag med høy permeabilitet blir lokalt begrenset med overliggende lag med lav permeabilitet, kan det oppstå artesisk forhold. Trykket i det

artesiske laget er ikke styrt av lokalt grunnvannstands nivå, men høyere vannstands nivå i et bortenforliggende område, der laget er ubegrenset. (Craig & Knappett, 2012, s.40)

Det er nødvendig å vite om vannstrømning på et bestemt sted for å kunne bestemme vannlekkasje der ved forskjellige hydrauliske forhold. (Aarhaug, 2016, s.85)

Et strømningsproblem kan generelt deles inn i to typer, stasjonær og ikke stasjonær strømning. En strømning er stasjonær når den er konstant og uavhengig av tiden. (Aarhaug, 2010, s.275) Når strømningen er stasjonær, dvs. ingen strømning, har vi hydrostatiske forhold. Hvis vann strømmer fra et sted til et annet, kalles det for vannsig.

Strømmende vann i jord kan medføre forskjellige skader på konstruksjonene i og på jorda, som erosjon, hydraulisk grunnbrudd og kanaldannelse, dvs. utspyling av masser. (Aarhaug, 2010, s.321)

Det er to grunnleggende ligninger knyttet til fluidstrømning i mediet, som det er viktig å forstå. Bernoullis ligningen, som er energi ligningen og Darcy's lov.

#### 4.1.1 Bernoulli's ligning

Under freatisk linje kan porevann være statisk, poretrykket avhenger da bare av dybden under grunnvannsnivå, men porevann kan også strømme gjennom jorda under den hydrauliske gradienten. (Craig & Knappett, 2012, s.40)

Det som gjør at vannet strømmer fra ett punkt i jorda til et annet er ikke forskjellen i vanntrykk. (Aarhaug, 2010, s.276) Det er ingen sammenheng mellom forskjellen i poretrykk og strømningsretning. (Aarhaug, 2010, s.277) Vannet beveger seg mot punkter med lavere potensial (lavere energi), og det er potensialforskjellen (eller energi gradienten) som synes å drive vannet gjennom jorda. (Aarhaug, 2010, s.278)

Ifølge Bernoulli er vannets total energinivå,  $h$ , i et punkt (både kinetiske og potensielle energi) lik:

$$h = z + h_w + v^2/2g$$

$$h = z + u/\gamma_w + v^2/2g$$

, der siste ledd,  $v^2/2g$ , representerer hastighetshøyde. For normale strømningsforhold er hastigheten  $v$  veldig liten, og den kinetiske energien utgjør bare noen få mm, derfor kan vi se bort fra dette bidraget. Energiendringen blir dermed redusert til:

$$h = z + u/\gamma_w, \text{ der:}$$

$u/\gamma_w = h_w =$  trykkehøyden, dvs. stighøyden i et vannstandsrør, et piezometer. (Aarhaug, 2010, s.277-278)

#### 4.1.2 Darcy's Lov

Programvaren SEEP/W, som blir brukt for utførelse av poretrykks- og stabilitetsanalyse videre, tar utgangspunktet i at vannstrømning gjennom både mettet og umettet jord følger Darcy's Lov:

$$q = k \cdot i \quad (\text{SEEP boka, 2009, s. 265})$$

Darcys lov gjaldt opprinnelig mettet jord, men senere har forskning vist at den også kan brukes på strømmen av vann gjennom umettet jord. Under umettede strømningsforhold er den hydrauliske konduktiviteten ikke lenger en konstant, men varierer med endringer i vanninnhold og blir indirekte påvirket av endringer i poretrykket. (SEEP boka, 2009, s. 265)

## 4.2 Vanntrykk

### Hydrostatisk

Poretrykket vil normalt øke lineært med dybden. Hvis økningen tilsvarer vannets vekt i fritt vann kalles trykkfordelingen hydrostatisk:  $u = \gamma_w h = \rho_w g h$

I grunnvannet kan hydrostatisk trykkfordeling forekomme, i første rekke der jordmassen er meget permeabel og ikke inneholder noe tettende lag. (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.2) Der det foregår strømming i grunnvannet, er trykkfordelingen annerledes. (Norges Geologiske Undersøkelse, 2018, 12. avsn.)

### Ikke-hydrostatisk

Trykkfordelingen i grunnvannet avhenger ikke bare av dybden under grunnvannstand, men også av en rekke andre faktorer, som for eksempel nedbør, frost, snøsmelting, tørke, drenasje og eventuell pumping fra brønner. Påføring av belastning på grunnen, jordlagenes permeabilitet og kompressibilitet, og andre geologiske og topografiske forhold kan også spille en stor rolle. Flere av disse faktorene varierer på et gitt sted med både dybden og tiden, og dette gjør at en gjennomgående hydrostatisk trykkfordeling er et idealisert tilfelle som inntreffer sjelden eller bare tilnærmet. (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.3)

Setter man ned flere standrør på samme sted til forskjellige dybder i permeable jordlag, kan man se om trykkfordelingen er hydrostatisk eller ikke. Stiller vannstanden seg ulikt i rørene, er trykkfordelingen ikke gjennomgående hydrostatisk. Det strømmer da vann gjennom ett eller flere jordlag. (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.3)

### Poretrykket

Det er som regel mest hensiktsmessig å beskrive trykkforholdene i grunnvannet ved hjelp av poretrykkbegrepet. (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.3)

Poretrykket defineres som trykket i porevannet angitt som kraft pr. flateenhet og med atmosfæretrykket som nullpunkt. Poretrykket kan også representeres ved trykkehøyden eller ved potensialnivået. I visse tilfeller kan det opptre negativt poretrykk knyttet til kapillært sug i finkornige materialer. (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.4)

Generelt er poretrykk i et punkt representert ved stighøyden i et piezometer, dvs. vannstandsør som er satt ned til punktet. For å bestemme poretrykkforholdene i grunnen må man som regel foreta poretrykkmåling i flere dybder og over en viss tidsperiode. Men det er også mulig og er meget enkelt å beregne poretrykket ut av strømningsnettet, i et hvilket som helst punkt i strømningsprofilen. (Aarhaug, 2010, s.310)

Poretrykk og strømkrefter innvirker på bæreevnen av konstruksjoner og bruk av spesialutstyr hjelper til å få mer presise tall enn håndberegninger.

### 4.2.1 Poretrykksmåling

Ut av de foregående kapitler vet vi hvorfor det er viktig å få riktige poretrykksverdier og være nøye med poretrykksmåling. I dette kapitlet skal vi se på hvordan man henter inn data om poretrykket.

Det finnes flere in-situ målinger i forbindelse med grunnvannsundersøkelser, grunnvanns- eller poretrykksmålinger. Ved poretrykksmåling måles trykket i grunnvannet.

Et instrument for å måle sammentrykbarheten i væsker, som brukes for poretrykksmåling er piezometer. (Store Norske Leksikon, u.å., 1.avsn.)

#### Standrør

Standrør benyttes kun ved måling av grunnvannsnivå i permeable lag, som sand og grus. Nedre ende er perforert og utstyrt med sil eller filterspiss. (Norges Geologiske Undersøkelse, 2018, 14. avsn.)

#### Casagrandes piezometer

Casagrandes piezometer var den første effektive poretrykkmåler for finkornige jordarter. Den består av et rørformet keramisk filter med en plastslange til overflaten. Denne måleren er beregnet på å settes ned i et borehull, og fungerer i prinsippet som et standrør med lite tverrsnitt i forhold til filterarealet. Rundt filteret fylles egnet filtersand. Hullet over filteret forsegles. Systemet vannmettes før nedsettingen, og poretrykket måles ved at en peiler vannstanden i plastslangen, for eksempel med en elektrisk kontaktsonde. (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.9)

#### Hydraulisk poretrykkmåler (åpen og lukket)

I en hydraulisk piezometer hentes verdien av poretrykk direkte fra måling av høyden på vannsøyle i et vertikalt rør. (Safety of Existing Dams, 1983, s.286) Det finnes to typer av hydrauliske poretrykksmålere. En åpen hydraulisk poretrykkmåler har et bronse- eller keramisk filter i spissen rundt en messingstamme. Dette foretrekkes dersom målingen skal strekke seg over lang tid. Spissen er festet til et foringsrør. Fra spissen ledes en måleslange av plast opp gjennom foringsrøret til terreng. Poretrykket ved spissen vil etter noen tid innstille seg som vannstandshøyde inne i plastslangen. Lukket hydraulisk poretrykkmåler er i prinsippet som den åpne hydrauliske, men plastslangen er tilkoblet et kvikksølvmanometer, et manovakuummeter, eller en hydraulisk trykk giver. De lukkede hydrauliske målerne gir raskere respons på trykkendringer enn de åpne, og de kan benyttes for målinger av relativt langsomme endringer i både tette og permeable masser. (Norges Geologiske Undersøkelse, 2018, 15., 16. avsn.)

#### Pneumatisk poretrykkmåler (gass poretrykkmåler)

Poretrykket måles ved hjelp av en gasstrykk enhet som balanserer det med en komprimert gass i en kalibreringsenhet. (Safety of Existing Dams, 1983, s.287)

#### Elektrisk poretrykkmåler (membranpiezometer)

Elektrisk piezometer, også kalt membranpiezometer har en elektrisk trykk giver (svingende streng) montert i spissen. Vanntrykket deflekterer membranen og det er den defleksjon som måles elektronisk. (Safety of Existing Dams, 1983, s.286) Det går ledninger fra giveren

gjennom forlengelsesrør til et måleinstrument, der målerens svingefrekvens kan avleses med frekvensmåler. (Norges Geologiske Undersøkelse, 2018, 17. avsn.)

I rehabiliteringsprosjektet vårt skal elektriske piezometre brukes. Denne type poretrykksmåleren egner seg godt ifølge NGF sitt forslag til bruk av målesystem, se tabell 4.1.

Tid	Eksempel på måleoppdrag	<u>Leire, silt, tett norene</u>	Sand	Grus	Berg
<u>Langsomme endringer</u>	Grunnvannstand	H, L, E	S, H	S	S, H
	<u>Poretrykk</u>	H, L, <b>E</b>	H	S, H	H, L, E
Relativt langsomme endringer	Grunnvannsendring ved pumpeforsøk, tidevann etc.	L, E	H, L, E	S, H	L, E
	Oppfylling av vanntunneler	L, E	H, L, E	S, H	L, E
	Grunnvannsendring ved på- eller avlastning av grunnen	L, E	L, E	-	-
	Poretrykksendring i fylling	L, E	L, E	-	-
	Langtidsvirkning av peleramming	L, E	L, E		
Hurtige endringer	Poretrykksendring ved trafikk, bølger o.l.	E	E		
	Dynamisk poretrykksendring ved peleramming, spunting etc.	E	E	-	-
	Poretrykksendringer ved frost og tele	E	-	-	-
<b>S</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>E</b>	<b>-</b>	
Standrør, åpent	Åpen hydraulisk poretrykksmåler	Lukket hydraulisk poretrykksmåler	Elektrisk poretrykksmåler	Lite aktuell måling	

Tabell 4.1 Forslag til valg av målesystem

Fordelen med å bruke denne type piezometere er først og fremst at man ikke må være tilstede for datainnhenting, dette alene fører til mye besparelser, også elektrisk piezometer stiller mindre krav til frostbeskyttelse enn hydrauliske målere. Den har kort responstid og kan anvendes for måling av hurtige og langsomme endringer, både i fine og i grovere masser. (Norges Geologiske Undersøkelse, 2018, 17. avsn.)

I tillegg kan en slik trykkmåler programmeres til å automatisk måle poretrykket i det ønskede området med ønskede intervaller avhengig av kapasiteten til batteri, dvs. batterilevetiden.

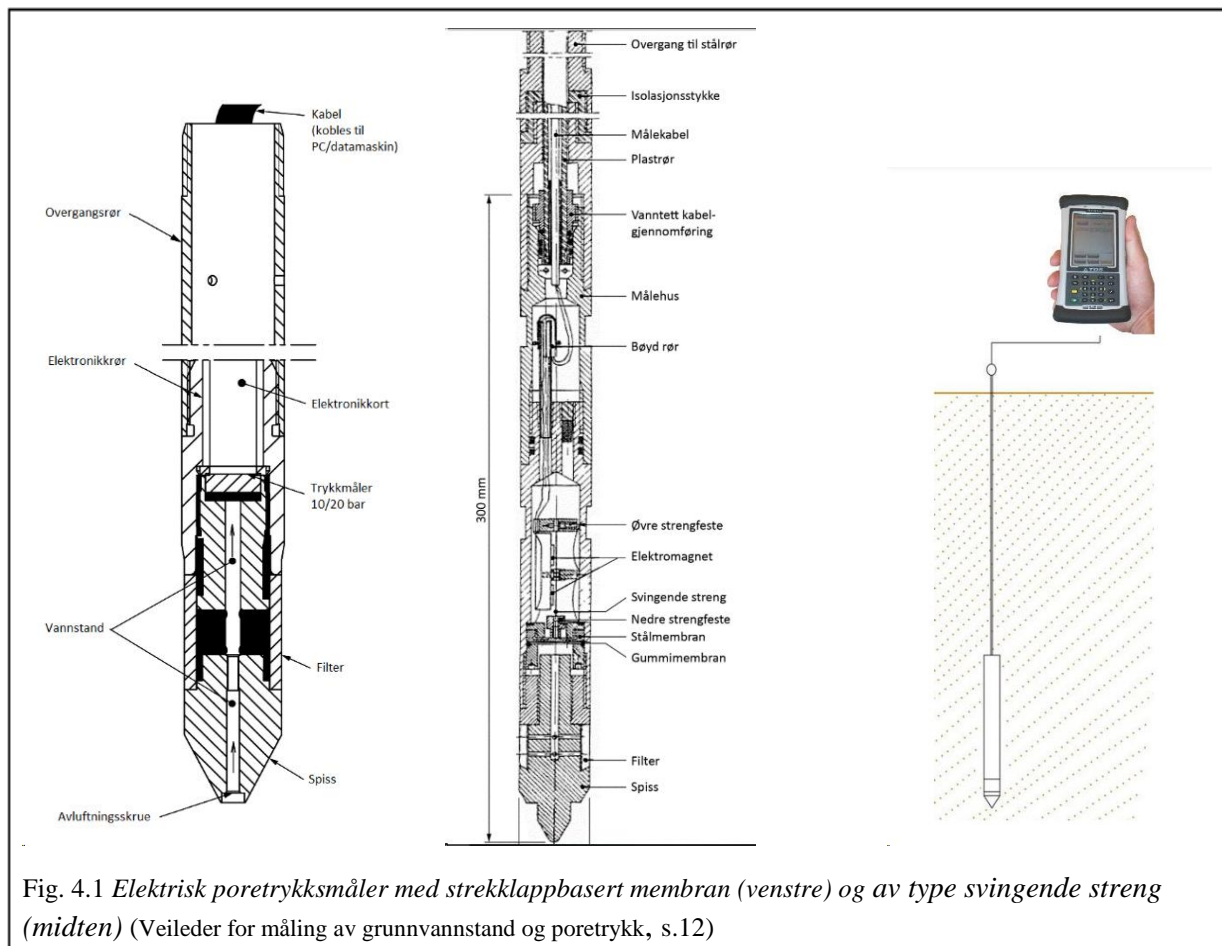


Fig. 4.1 Elektrisk poretrykkmåler med streklappbasert membran (venstre) og av type svingende streng (midten) (Veileder for måling av grunnvannstand og poretrykk, s.12)

Kompleksitet av geotekniske problemer ifølge Aarhaug, skyldes at jorda er «mangfoldig» og uansett hvor nøyaktig de geotekniske forundersøkelsene og hvor gode de teoretiske betraktningene av strømningsforholdene er, må man være forberedt på overraskelser som kan forandre konstruksjonenes totale stabilitetsforhold. (Aarhaug, 2010, s.328)

### 4.3 Permeabilitet

Materialkonstant,  $k$ , angir materialets vannledningsevne, og kalles permeabilitetskoeffisienten (hydraulisk konduktivitet). (Aarhaug, 2010, s.279) Den permeabilitetskoeffisienten er en proporsjonalitetsfaktor mellom hastighet og gradient i Darcys lov. (Aarhaug, 2010, s.281)

Permeabilitet (eller hydraulisk konduktivitet, permeabilitetskoeffisient =  $k$ ) er en strøm gjennom et område av et bestemt materialet per tid, med hydraulisk potensialet.  $k$  uttrykkes som en hastighet, i meter/sekund, men brukes mest i meter/dag. (Waltham, 2002, s.36)

Permeabilitetskoeffisient er påvirket av:

- pore størrelse og kornfordeling, samt korn form;
- jordstruktur (hvordan partikler og porer i jorda er ordnet i forhold til hverandre);
- vannets viskositeten;
- korn ruhet;
- materialets metningsgrad;

Jo høyere tettheten er, jo mindre er tomromsforholdet og henholdsvis også lavere permeabilitet.

Verdien av  $k$  varierer mye for de forskjellige jordartene. Permeabilitetskoeffisienten er lavere for umettet jord enn for mettet jord, og vokser raskt for økende metningsgrad. (Aarhaug, 2010, s.281)

Permeabilitetskoeffisienten in situ vil som regel være påvirket av lagdelt (anisotrop) jord. (Aarhaug, 2010, s.289) Hvert enkelt lag kan ha forskjellig permeabilitetskoeffisient i henholdsvis horisontal og vertikal retning, pga. f.eks. parallell orienterte mineralkorn. Totalt sett kan dette gi en svært forskjellig permeabilitetskoeffisient ved vannstrømning i horisontal og vertikal retning, dvs. henholdsvis parallelt med og vinkelrett på lagene. (Aarhaug, 2010, s.289) I dette tilfellet kan man gjøre forenkling og beregne ekvivalent, dvs. gjennomsnittlig permeabilitetskoeffisient  $k$ , ved vannstrømning parallelt med og vinkelrett på lagene, for videre beregninger. (Aarhaug, 2010, s.289)

#### 4.3.1 Metoder for å beregne permeabilitet

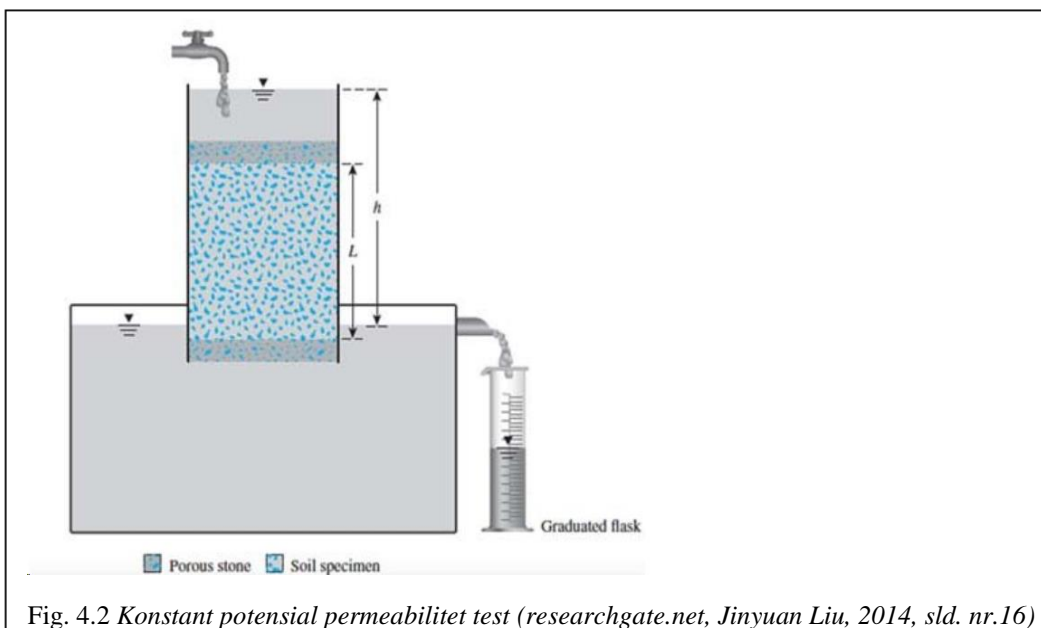
Alle metoder for å beregne hydraulisk permeabilitet basere seg på bruk av Darcy's lov.

Ved bestemmelse av permeabiliteten i laboratorium, kan man benytte to prinsipper, konstant potensial og fallende potensial, de to skal vi se på litt nærmere videre. (Aarhaug, 2010, s.282)

##### 4.3.1.1 Konstant potensial (constant head) permeabilitet test

Konstant potensial eller *constant head* permeabilitet test er egnet for grovkornet jord med stor permeabilitetskoeffisient.

En prøve plasseres i prøvesylinder med et underlag av grovkornet materialet. Det skapes et jevnt vertikalt tilsig av vann, slik at det opprettholdes konstant potensial gjennom prøven. Det måles volumet av vann som strømmer ut per tidsenhet ( $q$ ). (Craig & Knappett, 2012, s.42) Se illustrasjon på figur 3.2.

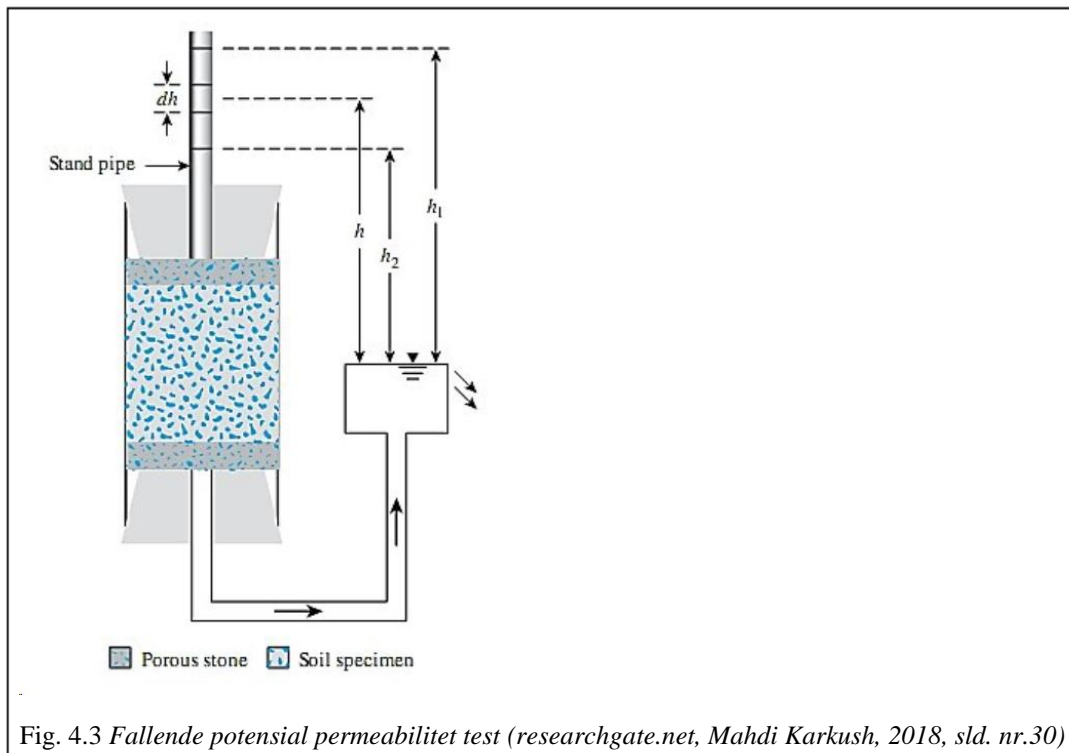




#### 4.3.1.2 Fallende potensial (falling head) permeabilitet test

Fallende potensial eller *falling head* permeabilitet test er raskere og enklere i utførelse og er mest brukt for finkornede materialer med lav permeabilitet.

På begge sider av prøven plasseres grovkornet filter, vertikal rør kobles til toppen av prøvesylinderen. Vannet renner inn i reservoaret med konstant nivå. Røret er fylt med vann og laboratoriemålingen går ut på å måle den tiden det tar for vannstand i vannsøylen (i forhold til vannstanden i reservoaret) å synke en lengde fra høyde  $h_1$  til  $h_2$ , se figur 3.3 (Craig & Knappett, 2012, s.42)



#### 4.4 Laplace ligning

Ofte foregår ikke vannlekkasjen bare i en retning på en og samme tid, den er ikke like stor som gjennom alle deler av et areal vinkelrett på strømningsretningen, selv om materialet er isotrop og homogent. I slike tilfeller finnes generelt grunnvannstrømningen eller vannlekkasjen ved hjelp av grafisk løsning, kalt strømnnett, som vi skal se på i neste delkapittelet. Beregningen av strømnettet er basert på Laplaces kontinuitetsligning, som beskriver laminær strømningstilstand i et gitt punkt i jorda. (Aarhaug, 2010, s.303)

Vannsig gjennom et homogent isotropisk medium under stasjonært tilstand er beskrevet med Laplace ligningen:

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \dots + \frac{\partial^2}{\partial x_N^2} \right) \Phi(x_1, x_2, \dots, x_N) = 0$$

Ved antagelse at vannet er inkompressibelt, og at jordmaterialet ikke forandrer sitt volum, må vannmengden som strømmer inn i elementet, være lik vannmengden som strømmer ut av elementet. Se demonstrasjon i figur 4.4.

$$v_x * dz dy + v_z * dx dy - (v_x + (dv_x/dx) * dx) * dz dy - (v_z + (dv_z/dz) * dz) * dx dy = 0$$

eller:

$$dv_x/dx + dv_z/dz = 0$$

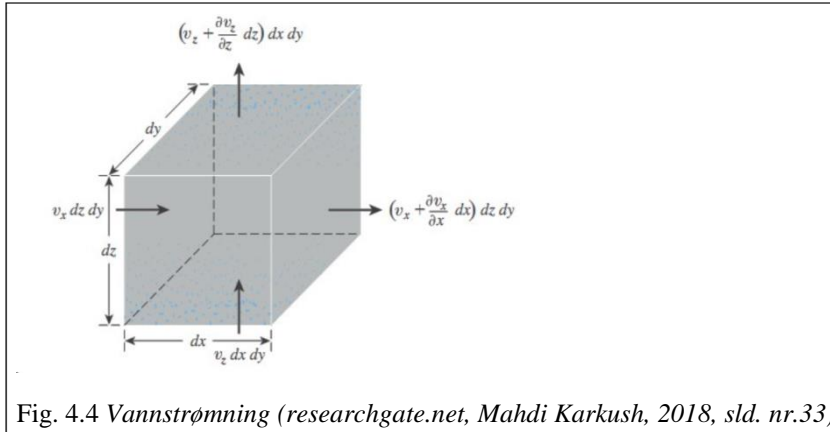


Fig. 4.4 Vannstrømning (researchgate.net, Mahdi Karkush, 2018, sld. nr.33)

Denne ligningen gir betingelsen mellom hastighet forandringene gjennom elementet.

Bruker vi nå Darcys lov, kan lekkasje hastighetene uttrykkes som:

$$v_x = k_x * i_x = k_x * dh/dx \text{ og } v_z = k_z * i_z = k_z * dh/dz$$

hvor  $k_x$  og  $k_z$  er permeabilitetskoeffisientene i henholdsvis horisontal og vertikal retning, og  $i_x = dh/dx$  og  $i_z = dh/dz$  er hydrauliske gradienter i de to retningene.

Ved å sette verdiene for  $v_x$  og  $v_z$ , får vi kontinuitetsligningen for todimensjonal strømning:

$$d(k_x * dh/dx)/dx + d(k_z * dh/dz)/dz = 0$$

Den generelle differensialligning for potensialet ved kontinuerlig strømning ser ut slikt:

$$k_x * (d^2h/dx^2) + k_z * (d^2h/dz^2) = 0 \quad (\text{Aarhaug, 2010, s.305-306})$$

#### 4.5 Strømningsnett

En kombinasjon av et antall strømningslinjer og ekvipotensiallinjer kalles strømningsnett, se figur 3.5. Vi kan konstruere uendelig antall slike linjer. Jo flere vi velger å tegne, desto nøyaktigere blir de videre beregningene. (Aarhaug, 2010, s.306)

Det området som ligger mellom to strømningslinjer, kalles en strømningskanal, og det som er mellom to ekvipotensiallinjer, er et ekvipotensialfall. (Aarhaug, 2010, s.306)

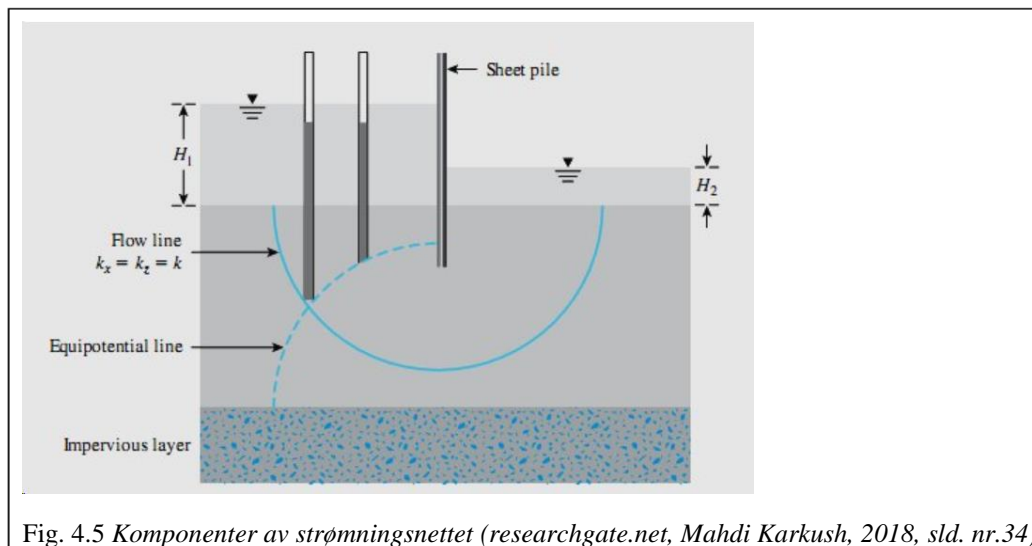


Fig. 4.5 Komponenter av strømningsnett (researchgate.net, Mahdi Karkush, 2018, sld. nr.34)

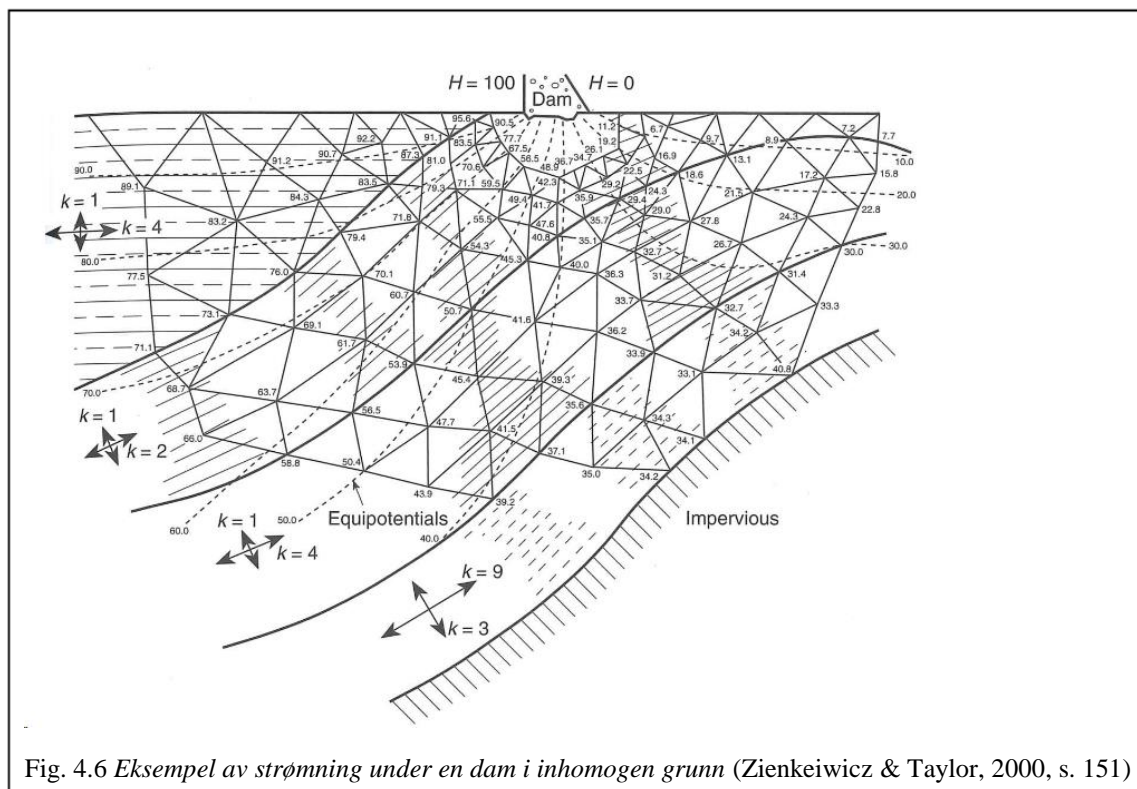
Konstruksjonen av strømningsnett skal skje slik at det dannes kvadratiske ruter = strømningsselementer mellom strømningslinjene og ekvipotensiallinjene, som krysser hverandre vinkelrett. (Aarhaug, 2010, s.306) Da vet vi at potensialfallet,  $N_d$ , er like stort mellom hver ekvipotensiallinje når de er kvadratiske. (Aarhaug, 2010, s.311) Den matematiske løsningen av kontinuitetsligningen i isotrop materialet representerer to sett kurvesaker som står vinkelrett på hverandre. (Aarhaug, 2010, s.306)

Man bruker strømningsnett til å beregne vannlekkasje gjennom konstruksjonen, beregne poretrykket i bestemte punkter under konstruksjoner, f.eks. for å bestemme oppløftingskrefter under tette konstruksjonsdeler eller tette jordlag, for å bestemme utløpsgradienten for dermed å vurdere faren for hydraulisk grunnbrudd. (Aarhaug, 2010, s.306)

Data man kan få fra strømningsnett:

- distribusjon av potensialet og potensialfallet;
- strømningsmengde (strøm gjennom strømningskanal)
- gradient,  $i = dh/dL$
- utslippshastighet ,  $v$
- trykk,  $p$

I mange tilfeller er jorda anisotrop med hensyn til permeabiliteten. Det mest normale er at  $k_x > k_z$ , dvs. horisontal lagdeling. Det er likevel mulig å omgjøre anisotrop profil til ekvivalent profil, se eksempel på figur 4.6. under.



#### 4.6 Hydraulisk gradient

Hydraulisk gradient er hellingen til vannstanden, skapt av trykket, som er nødvendig for å overvinne friksjonsmotstand og drive vannet gjennom mediet. Vannstanden er brattere der permeabiliteten er lav eller det er høy strømning. Typisk gradient er 1:100 i akvifer. (Waltham, 2002, s.36)

Med andre ord er hydraulisk gradient  $i$ , definert som potensialforandring (eller trykktapet), eller forandring av strømningsenergi per lengdeenhet vannet har strømmet, dvs.:

$$i = dh/dl \quad (\text{Aarhaug, 2010, s.278})$$

Den verdien viser i hvilken grad omgivelser motstår bevegelsen og spredning av væske (vann).

\*ubalansert kraft per volumenhet av jordprøven blir strømningskraften:

$$j = dJ/dV = (dh * \gamma_w * A) / (A * dl) = \gamma_w * (dh/dl) = \gamma_w * i \quad (\text{Aarhaug, 2010, s.298})$$

Strømningskraften i en bestemt retning (horisontalt eller vertikalt) er altså lik tyngdetetthet av vann,  $\gamma_w$ , multiplisert med gradienten  $i$  i strømningsretningen. (Aarhaug, 2010, s.298)

Strømningskraften virker som en trekraft på mineralkornene, og vil forandre jordas effektivspenninstand i og med at jordas effektive tyngdetettheten forandres. (Aarhaug, 2010, s.298)

Verdien av gradienten blir kritisk gradient,  $i_c$  ( $i = i_c$ ), når kontaktrykket mellom korn forsvinner, og mineralkorner flyter i sitt eget porevann. Øker vi gradienten  $i$  ytterligere, oppstår hydraulisk grunnbrudd. Korn partikler begynner å «koke». Grunnen mister sin styrke

på grunn av at oppoverrettet gradient i vannstrømmen har nådd den kritiske verdien. (Aarhaug, 2010, s.300)

Ved homogene grunnforhold, vil strømningslinjene på nedstrømsiden av dammen være vertikal opp mot overflaten. Hvis denne homogeniteten forstyrres, f.eks. pga. en gruslomme nær overflaten, vil strømningslinjene bøye av mot denne lommen, da denne gir lettere strømning. Vannstrømmen blir dermed konsentrert, og den økte gradienten kan medføre at finstoffet vaskes ut og føres opp til overflaten. Dersom gradienten nå ikke raskt reduseres, vil prosessen akselerere og vannet vil snart sprute opp som en fontene. Nedbrytingsprosessen med kanaldannelse i jorda er i full gang. Kanalen vil til slutt grave seg et kontinuerlig åpent løp fra nedstrømsiden til oppstrømsiden. Etter at det er skjedd, vil en fullstendig undergraving skje meget raskt, fordi den økende vannstrømmen blir stadig mer turbulent, og river stadig med seg større og større mineralkorn helt til bæregrunnlaget blir borte og konstruksjonen bryter sammen. (Aarhaug, 2010, s.326)

#### 4.7 Stabilitetsberegning

Stabilitetsanalysen for dammer og andre skråninger utføres vanligvis ved hjelp av *Limit Equilibrium Analysis* (LEA). Hvis det er nødvendig å utføre en mer detaljert analyse kan numeriske metoder benyttes. Uansett om det utføres *limit equilibrium* eller numerisk analyse, er det viktig å formulere problemet riktig, spesifisere om det er udrenert eller drenert skjærfasthet som skal brukes. (Fell & MacGregor, 2017, s.638)

Man skiller mellom to typer glideflater:

**Sirkulærsylindrisk.** Kritisk sirkel er det på planet, den sirkelbuen, i skråningen som har størst påkjenning (Aarhaug, 2016, s.333)

**Ikke sirkulære (sammensatte skjærflater).** Ved uregelmessige grunnforhold med utpreget lagdeling av bløtelag eller tvunget skjærflate på grunn av for eksempel fjell, kan det være nødvendig å undersøke stabiliteten langs skjærflater av vilkårlig form. (Aarhaug, 2016, s.363)

Stabiliteten ved sirkulære glideflater finnes ved momentlikevekt  $\Sigma M = 0$ . Stabiliteten ved sammensatte glideflater finnes ved kraftlikevekt, både vertikale og horisontale retninger,  $\Sigma F_x = 0$  og  $\Sigma F_y = 0$ .

Stabiliteten generelt kan uttrykkes ved:

$$\gamma_m = \tau_i / \tau$$

##### 4.7.1 Spenningsanalyse

Som ble nevnt tidligere, finnes det to typer spenningsanalyse man kan velge mellom. Det brukes **totalspenningsanalyse** ( $S_u$ ) i soner med lav permeabilitet på grunn av det er vanskelig å forutsi poretrykket der presist. Udrenert skjærfasthet skal også brukes for konsoliderbare jordarter. **Effektivspenningsanalyse** ( $a_\phi$ ) kan være aktuell å bruke på slutten av byggefase og den har den fordel at overvåkning av poretrykk kan bidra til å vurdere stabiliteten. (Fell & MacGregor, 2017, s.638)

Videre skal vi se på de to metodene for å beregne stabilitet, direktemetoden eller lamellmetoden.

#### 4.7.1.1 Direktemetode

Ved bruk av direktemetode betrakter vi hele jordmassen over den kritiske sirkelen som en enhet. Denne metoden er rask, enkelt å utføre, egnet for homogene jordarter og passer derfor bra som overslagsberegning av stabilitet, siden man er nødt til å gjøre tilnærminger. (Aarhaug, 2016, s.334) Brukes for sirkulærsylindriske glideflater.

Ved bruk av direkte metoden bestemmer man selv om det skal utføres [totalspenningsanalyse \(Su analyse\)](#) eller [effektivspenningsanalyse \(Aφ analyse\)](#). Ved effektivspenningsanalyse er det tatt hensyn til poretrykket, eventuell ytre vannstand, terrenglast og vannfylte tørrskorpesprekker. Beregning av skjærfasthet ved denne metoden krever at den fullstendige variasjonen i poretrykket er kjent langs bruddplanet. (Aarhaug, 2016, s.349)

Her er:

$$\tau_f = (a + \sigma')\tan\phi, \text{ der } \sigma' = \sigma - u.$$

#### 4.7.1.2 Lamellmetode

Lamellmetoden baserer seg på oppdeling av jordmassen i et antall vertikale lameller og beregning av stabiliteten til hver lamell for seg. Fordelen med denne metoden er at man kan ta hensyn til uregelmessig terreng, inhomogen jord, variasjoner i poretrykk i beregningene. Hvis man må undersøke mange skjærflater for å finne den kritiske, er den metoden mer tidkrevende men samtidig er den mer nøyaktig. Her kommer programvarer som hjelper å beregne store antall alternativer raskt og enkelt for å finne den mest kritiske glideflate. Denne typen metode kan brukes som en nøyaktigere kontroll. (Aarhaug, 2016, s.335) Og brukes for både sirkulærsylindriske og sammensatte glideflater.

Ved bruk av lamellmetode man også kan velge gjennom [totalspenningsanalyse \(Su analyse\)](#) eller [effektivspenningsanalyse \(Aφ analyse\)](#). Generelt sett ved utførelse av [Su analyse](#), analyseres stabiliteten på basis av udrenert skjærfasthet.

Her er:

$$\tau_f = S_u, \text{ dvs udrenert skjærfasthet til materialet.}$$

For sirkulærsylindriske skjærflater finnes sikkerhet mot brudd som forholdet mellom stabiliserende og drivende moment om sentrum i sirkelen:

$$\gamma_m = M_{\text{stab}}/M_{\text{driv}} \text{ (Aarhaug, 2016, s.364)}$$

Ved utførelse av [Aφ analyse](#) for en sirkulærsylindrisk skjærflate har alle lamellene et felles omdreiningspunkt, og analysen består i å kontrollere momentlikevekt  $\Sigma M = 0$ . Mens når det foregår glidning langs en vilkårlig skjærflate, benyttes likevektsbetraktning ved  $\Sigma F_x = 0$ ,  $\Sigma F_y = 0$ . (Aarhaug, 2016, s.364)

Her er:

$$\tau_f = (a + \sigma')\tan\phi, \text{ der } \sigma' = \sigma - u.$$

## 5 GeoStudio

### 5.1 Beskrivelse av programvare

Geostudio er et modelleringsverktøy for ingeniørgeologere og geoteknikkere, som inneholder programvarer for forskjellige typer analyser: SLOPE/W for stabilitetsanalyse, SEEP/W for poretrykksanalyse, SIGMA/W for spenningsberegninger, QUAKE/W for permanent statisk deformasjon eller dynamisk jordskjelv analyse, TEMP/W for konvektiv varmetransport analyse, CTRAN/W for forurensningstransport analyse, AIR/W for luftstrømningsanalyse.

I vår oppgave skal vi utføre poretrykks- og stabilitetsanalyse med bruk av SEEP/W og SLOPE/W. GeoStudio sine produkter kan brukes sammen for en integrert modellering og det er nettopp det som er nødvendig i vårt tilfelle. For å utføre stabilitetsanalyse må man først definere poretrykksforhold i modellen. Det er mer effektivt å utføre poretrykksanalyse i SEEP/W som deretter kan importeres til SLOPE/W for å utføre stabilitetsanalyse.

SEEP/W er en numerisk modell som simulerer matematisk den reelle fysiske prosessen av vann, rennende gjennom et medium bestående av partikler. Numerisk modellering er ren matematisk og i denne sammenheng er veldig forskjellig fra fysisk modellering i laboratorium eller feltmodellering. (SEEP boka, 2009, s.6)

SEEP/W er en finite element analyse programvare. Dette verktøyet er en kraftig kalkulator, og det å få ut meningsfulle og nyttige resultater avhenger av brukeren. Det kreves derfor evnen til å tolke resultatene, forstå inngangsparametrene og styre analyseprosessen. Modellering gjøres av brukeren og ikke av programvaren. Det eneste programvaren gjør er å muliggjøre utførelsen av svært komplekse beregninger som ikke er ellers mulige. (SEEP boka, 2009, s.2)

SLOPE/W er en programvare for stabilitetsberegning av jordfylt og steinfylt skråninger. Og bruk av poretrykket beregnet med finite element fra SEEP/W i SLOPE/W analyse, gjør det mulig å håndtere svært uregelmessige mettede/umettede forhold i stabilitetsanalyse.

Videre skal vi se på hvilke metoder og funksjoner som ble valgt for å utføre vår analyse. For full beskrivelse av de andre tilgjengelige metodene for både SEEP/W og SLOPE/W se Vedlegg A.

### 5.2 Metoder brukt i SEEP/W

Parametre som må defineres for å utføre analyse med SEEP/W:

- Valg av analyse type;
- Valg av material modell;
- Materialer (som blir brukt i modellen) defineres ved:
  - hydrauliske egenskaper, som i sin tur defineres ved to funksjoner:
    - hydraulisk konduktivitet;
    - volumetrisk vanninnhold;
- Grensebetingelser;

## Type av vannsig analyse

Valg av analysetype bestemmes ved valg av tilstand. Betingelse “tilstand” ved vannsiganalyse betyr vanntrykk og vannstrømningshastigheter. “*Steady-state*” tilstand brukes ved beskrivelse av en situasjon der tilstanden til modellen er stabil og ikke endres. Når vanntrykk og vanngjennomstrømning oppnådde en konstant verdi, betyr dette at de vil være i den tilstanden for alltid. Vi kommer til å bruke stasjonær tilstand siden vi utfører analyse for en eksisterende dam med fullt magasin.

Det er veldig viktig å forstå at når det utføres en *steady state* analyse, gjør vi ikke noen estimering av hvor lang tid det skal ta til den endelige tilstanden oppnås, heller ikke hvor lang tid den tilstanden kommer til å vare. Vi bare prøver å forutsi, hva grunnen kommer til å se ut ved et gitt sett med grensebetingelser, og vi antyder at de grensebetingelser har alltid vært sånn og vil fortsette å være sånne for alltid. (SEEP boka, 2009, s.153)

## Material modell

Vi går for material modell *Saturated/unsaturated*, dvs vi lar programmet velge selv om materialet er mettet eller umettet.

## Hydrauliske egenskaper

Hydraulisk konduktivitet defineres for hvert enkelt materiale. Vi bruker *Van Genuchten* estimeringsmetode, dvs. hydraulisk konduktivitet defineres som en funksjon av *matrix suction*.

Volumetrisk vanninnholdet defineres med *Sample function* som estimeringsmetode, dvs. å basere funksjonen på et utvalg sett med funksjoner innebygd i programvaren.

## Grensebetingelser

For vår modell utfører vi analyse med dimensjonerende flomvannstand (DFV). Derfor definerer vi to typer grensebetingelser:

- DFV;
- Potensiell lekkasje linjen;

Se kapittel 6.2.2 videre for mer informasjon.

## 5.3 Metoder brukt i SEEP/W

Parametre som må defineres for å utføre analyse med SLOPE/W:

- Poretrykksforhold;
- Metode for beregning av sikkerhetsfaktor;
- Definisjon av *interslice force function (side function)*;
- Spenningsmodell;
- *Entry and exit* områder;



## Poretrykksforhold

Det finnes flere måter å definere poretrykket i SLOPE/W. Vi kommer til å importere poretrykksforholdet definert for vår modell fra SEEP/W.

## Metode for beregning av sikkerhetsfaktor

Nesten alle metoder for beregning av sikkerhetsfaktor brukt i SLOPE/W baserer seg på *limit equilibrium formulations*. *Limit equilibrium method of slices* er basert på statikk prinsippe, dvs. summen av momenter, vertikale og horisontale krefter. (SLOPE boka, 2008, s.29)

Vi kommer til å bruke *Morgenstern-Price metode* som er den nyeste og mest optimale metode og mest vanlige å bruke. Denne metoden tar hensyn til både skjær og normale *interslice* krefter, tilfredsstillende både moment- og kraftlikevekt. Som *interslice force function* bruker vi *half-sine* funksjon som vi ble anbefalt å bruke ut av erfaring.

## Spenningsmodell

Vi kommer til å bruke *Mohr-Coulomb* modellen i vår analyse for de fleste materialer. Den er den vanligste måten å beskrive skjærstyrken til geoteknisk materiale.

Coulomb's ligningen:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

, der:

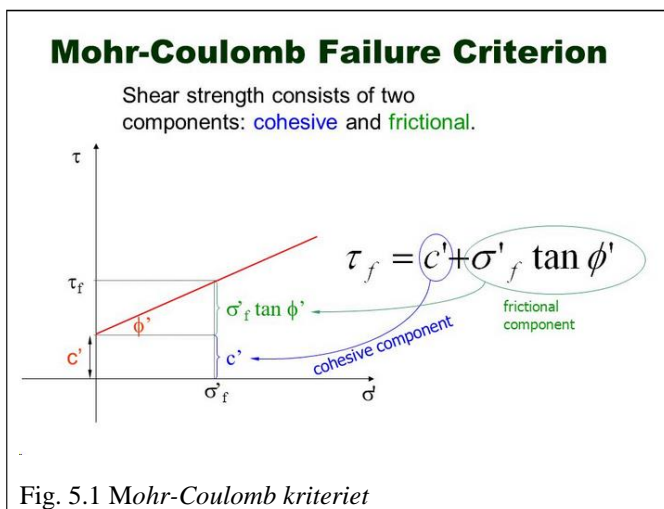
$\tau$  = skjærstyrke

$c$  = kohesjon

$\sigma_n$  = normale spenninger

$\phi$  = friksjonsvinkel

Styrke parametrene  $c$  og  $\phi$  kan være både total skjærstyrke (total strength) og effektiv skjærstyrke parametre. SLOPE/W skiller ikke mellom de to så det valget må bestemmes av brukeren. I skråningsstabilitetsanalyse gir effektive skjærstyrkeparametre mest realistiske resultater for kritisk glideflate. (SLOPE boka, 2008, s.162)



For fjell kommer vi til å bruke *High Strength* spenningsmodell.

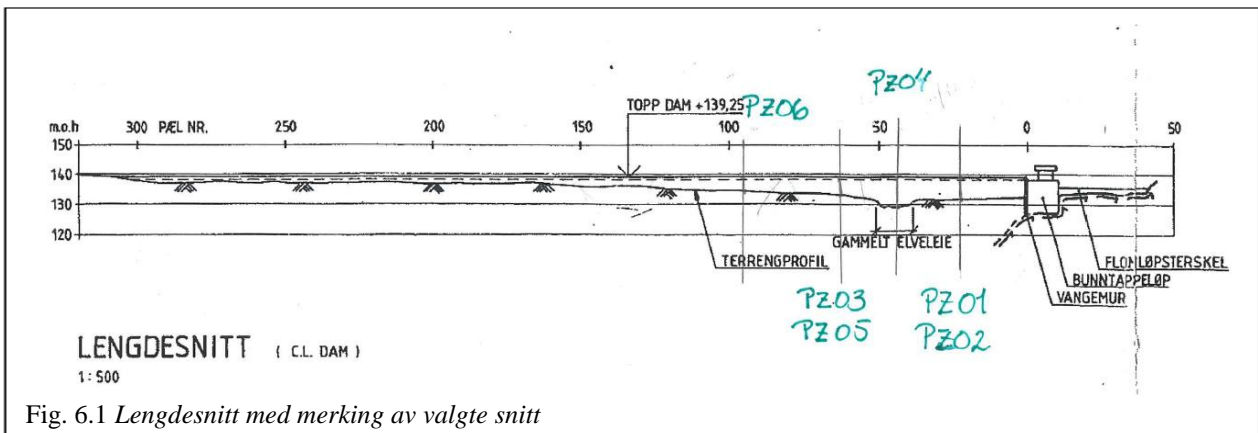
## Entry and exit

*Entry and exit* områder bestemmes for at programmet skal søke den kritiske glideflaten imellom disse to. Vi forflytter begge de områdene til vi får den mest kritiske glideflaten, som da forblir uendret selv med videre endring av områder.

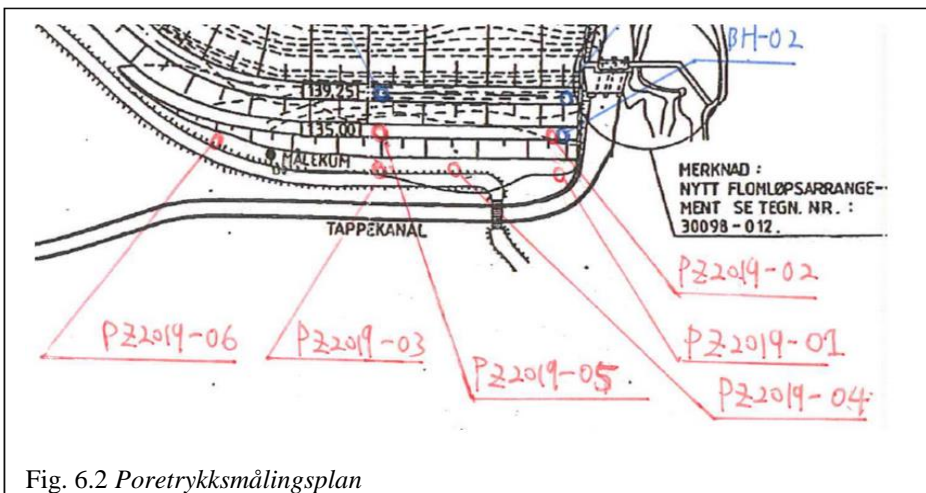
## 6 Analyse

### 6.1 Analysestrategi

Ut fra utforming av dammen og teknisk plan ser vi at det mest kritiske området, med tanke på stabilitet, er de første 70 meterne av damlengden fra vangemur. Av den grunn er det planlagt å installere seks nye piezometere, i tillegg til de tre eksisterende, som skal plasseres i dette området nedstrøms damtå, se plasseringen på figur 6.1 lengdetverrsnitt nede. Formålet er å overvåke poretrykket i nedstrøms støttefylling.



Vi velger å utføre poretrykksanalyse og stabilitetsanalyse på de snittene der de nye piezometere skal installeres, se figur 6.2 under.



Etter utførelse av stabilitetsanalyse, skal vi finne hvilke parametere dammen er mest sensitiv for, ved hjelp av sensitivitetsanalyse. Det var bestemt sammen med Multiconsult at det skal utføres to typer sensitivitetsanalyse. Det ene tar hensyn til endring av permeabilitet til sprukket fjell laget og det andre tar hensyn til installasjonen og endring på kapasiteten til avlastningsbrønner. Poretrykket skal måles i det oppsprukket fjell laget, se figur 6.3.

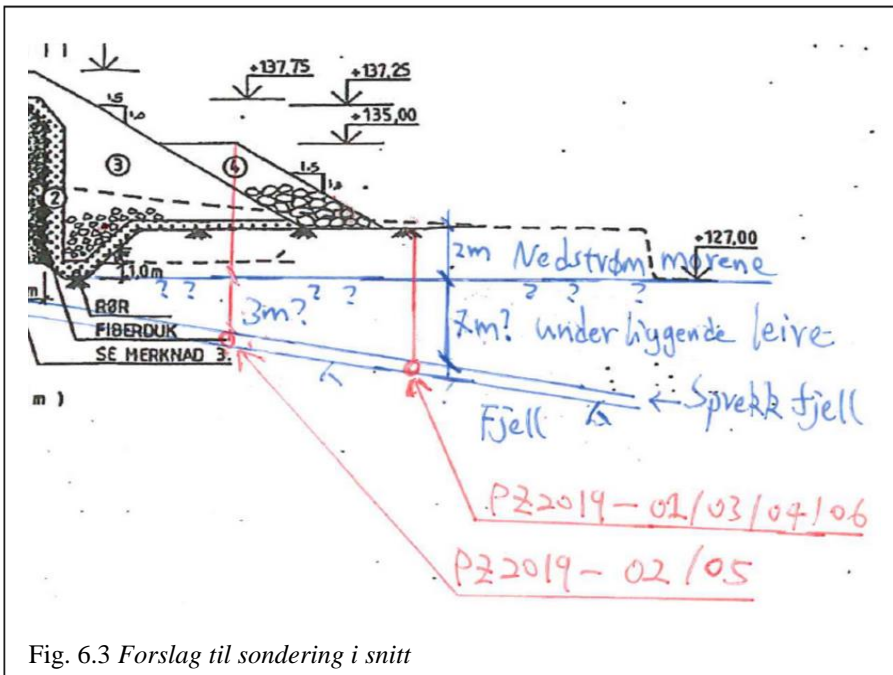


Fig. 6.3 Forslag til sondering i snitt

Til slutt blir det utført en sensitivitetsanalyse for hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ) til oppsprukket fjell med installerte avlastningsbrønner av forskjellig kapasitet på et typisk snitt (vi velger Snitt PZ2019-03 og 05). Dette gjøres for å sikre at man har tilfredsstillende stabilitet selv om endringer i geotekniske parametere kan fremkomme på lang sikt. Vi kommer til å se om sikkerhetsfaktoren blir påvirket av endring i verdien til permeabilitet for sprekkefjell (fra øvre til nedre grenseverdi) i situasjon når vi allerede har avlastningsbrønner installert. Og at man ikke mister den tilfredsstillende sikkerhet over tid. Vi velger å se bare på de to verdiene med bredt intervall som ansees å være realistiske ( $4 \times 10^{-3}$  og  $4 \times 10^{-6}$  m/s) samtidig med installerte brønner med den kapasiteten som gir en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor (dvs. over 1,5) ved sensitivitetsanalyse for installasjon av avlastningsbrønner.

Det er interessant fordi det er en viss usikkerhet i geotekniske data som til og med endres med tiden. Denne usikkerhet kan påvirke poretrykksfordeling og dermed føre til endring i dreneringskapasitet som må til for å beholde sikkerhetsfaktor på  $\geq 1,5$ .

## 6.2 Stabilitets- og poretrykksanalyse med SEEP/W og SLOPE/W

### 6.2.1 Modell beskrivelse

#### Geometri

Ved tegning av tverrsnittene bruker vi typiske tverrsnitt hentet fra tegningene fra 1987, se figur 6.4 og figur 6.5. Utenom dette er vi nødt til å gjøre en del antagelser i forbindelse med oppbygging av dammen. Antagelsene bygger på den informasjonen vi har fått oppgitt og vedlagt i teknisk plan. Denne informasjonen er supplert med grunnundersøkelser som vi bruker for å kunne tegne tverrsnittene mest mulig presis.

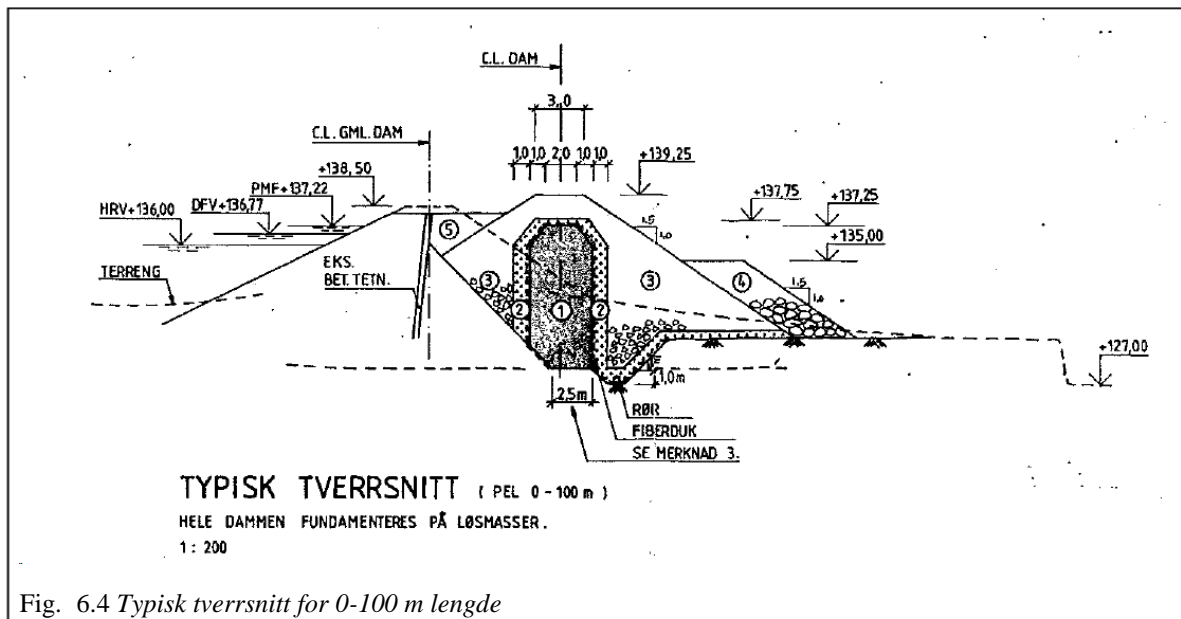


Fig. 6.4 Typisk tverrsnitt for 0-100 m lengde

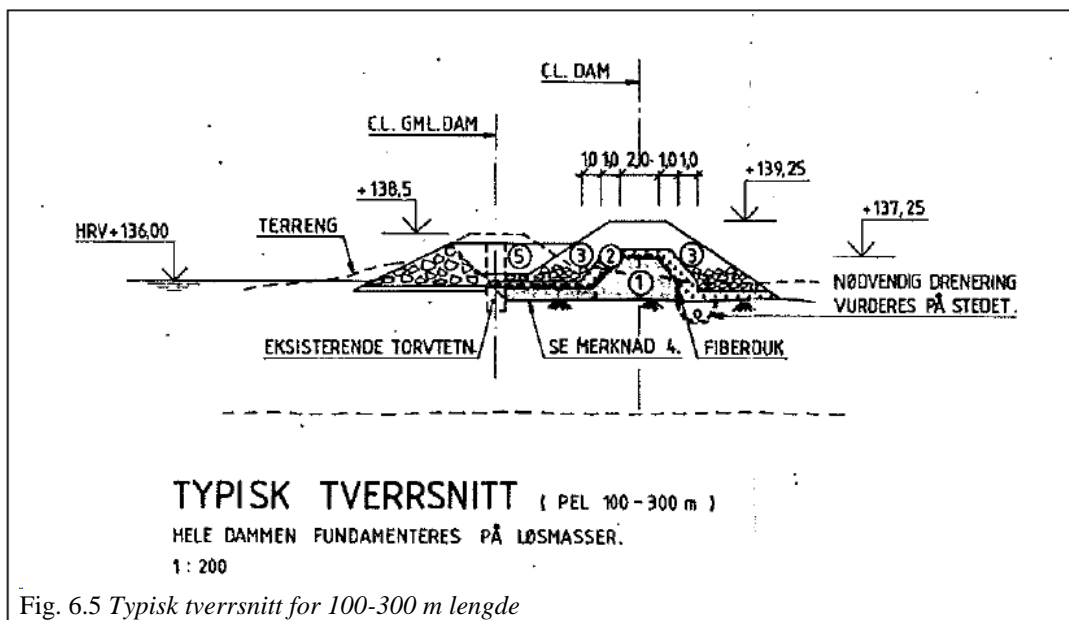


Fig. 6.5 Typisk tverrsnitt for 100-300 m lengde

Den tekniske planen inneholder ikke detaljert beskrivelse av hvordan dammens oppbygging er gjennom hele damlengden. Gamle tegninger gir noe innsikt i utforming, hovedparametere og -proporsjoner, men vi må være mer presise ved tegning av tverrsnittene i vår analyse. Dette betyr at vi må vurdere det "typiske tverrsnitt" som utgangspunkt, og anta at noen parametere blir uendret for hele dammen. Som for eksempel bredde på damkrone, bredde på nedstrøms plastring, skråningshelning, plassering av dreneringskanalen i forhold til kjernen. Følgelig viser figur 6.6 oppbyggingen av modellen og hvilke materialer den består av.

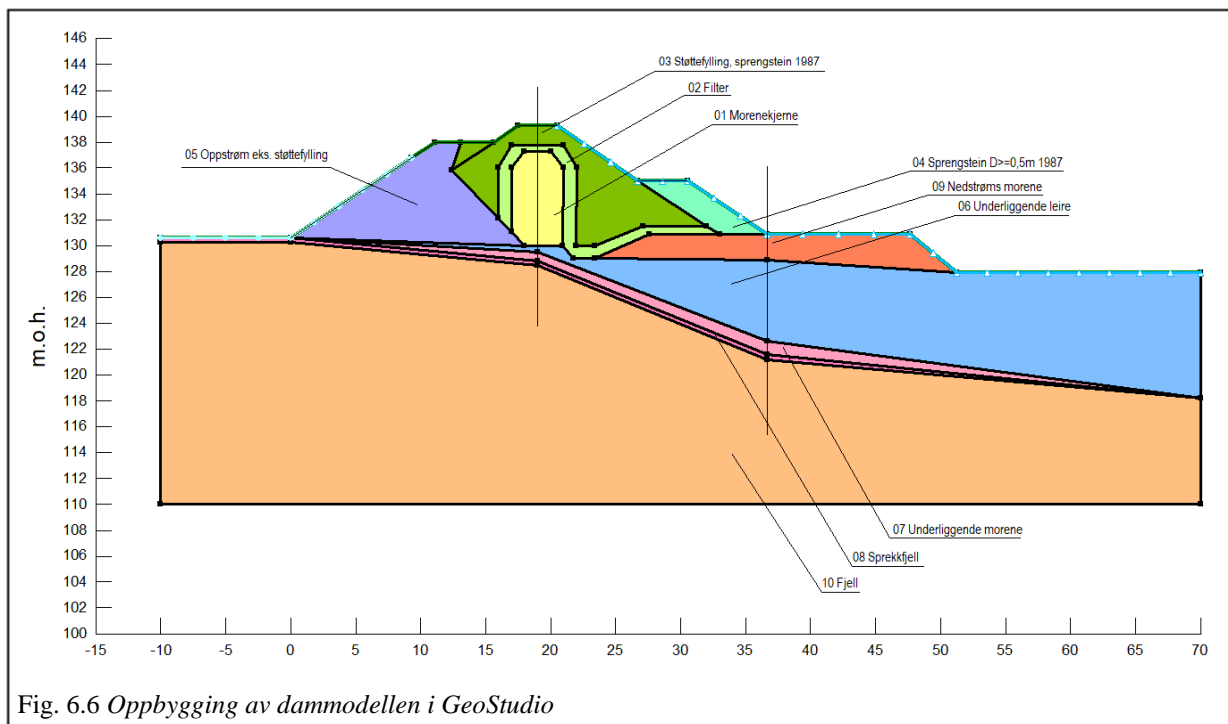


Fig. 6.6 Oppbygging av dammodellen i GeoStudio

### Indre oppbygging og material (sammensetting)

Som en del av planleggingen av tiltak på fyllingsdammen er det utført grunnundersøkelser av NGI høsten 2017. Den geotekniske rapporten utarbeidet av NGI gir en grundig beskrivelse på de prøvene som ble tatt, se Vedlegg B for oppsummering av resultater.

Det ble gjort kjerneboringer med borerigg av typen Sonic CRS-T i fire borhull. Det er i tillegg gjort observasjoner og tatt prøver fra syv prøvegroper, (Teknisk plan, s.58) plassering av boreprøvene er merket på et borplan, se Vedlegg C.

Av borehull nummer 1 og 3 (BH01 & BH03) kan vi ta utgangspunktet i kjernemateriale og kjernedybde, fordi de ligger omtrent på samme linje på damtoppen, se figur 6.7. Den informasjonen har vi brukt til å lage lengdesnitt som representerer materialinnholdet i kjernen, se figur 6.8 (Vedlegg D). Snitt Piezometer 01 og 02 og Snitt Piezometer 04 ligger mellom borehull nr 1 og 3. Videre antar vi at grunnforholdene har samme helning og at vi kan derfor bruke Vedlegg E som grunnlag når vi skal finne ut kjernedybden og fjelldybden på våre snitt.

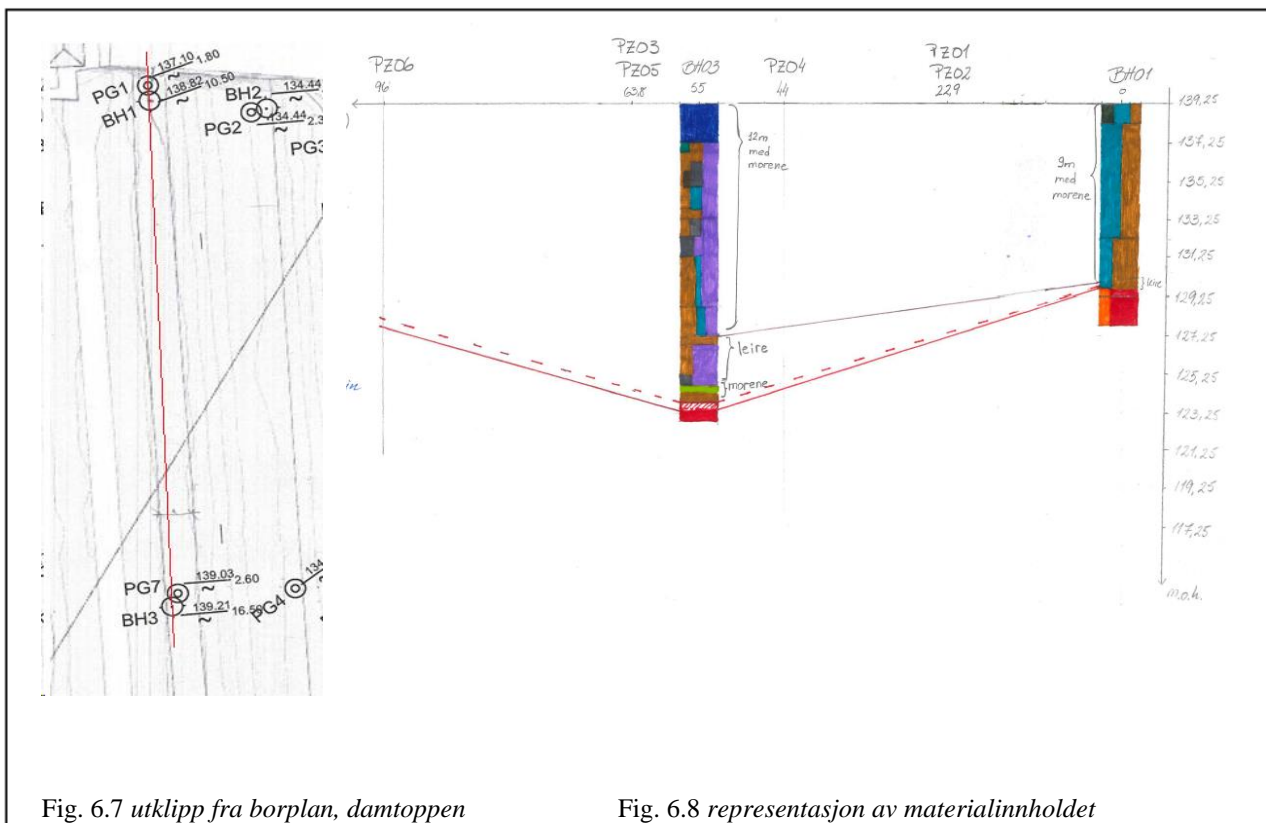


Fig. 6.7 utklipp fra borplan, damtoppen

Fig. 6.8 representasjon av materialinnholdet

Av borehull nummer 2 og 2a kan vi ta utgangspunkt i hvordan damtå er oppbygget. Under boring av borehull nummer 2 (BH2) var borkrone ødelagt ved 4,5 m dybde. Mens ved borehull 2a (BH2a) møtte de på artesiske trykk ved 9 m dybde. Dette er grunnlaget på vår antagelse på at de nådde akvifer, det vannførende laget av oppsprukket fjell.

Snitt Piezometer 03 og 05 og Snitt Piezometer 06 ligger ikke imellom to borehull, men de ligger til venstre for BH03. Ut ifra lengdesnitt, figur 6.9, ser vi at ved cirka 50 meters avstand fra vagemur har vi det gamle elveleie. Det er viktig å ta hensyn til dette, fordi forbi det punktet har vi ingen brukbare geoteknisk data tilgjengelig, ingen boreprøver ble tatt der. Av den grunn må vi anta hvordan terrenget er på dette området. Siden det gamle elveleie ligger ca ved BH03 og fordi det er naturlig at elver følger det laveste punktet i terrenget, så antar vi BH03 er bunnpunktet og at fjellet har en lik helning på begge sider, se figur 6.8.

## Koter

Damtoppen i hele lengde settes på kote 139,25 ifølge lengdesnitt, figur 6.9.

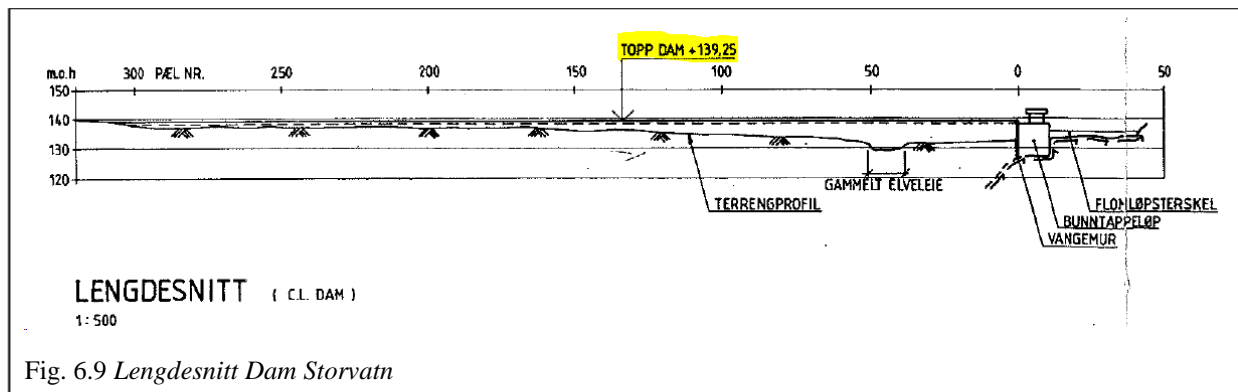


Fig. 6.9 Lengdesnitt Dam Storvatn

Toppen til eksisterende nedstrøms plastring er satt til kote 135,00 og er antatt likt i hele lengden.

Kote til terreng på vannside ble bestemt ved bruk av damtegning sett ovenfra fra 1987, se Vedlegg F. Dette gjorde vi ved å sette de snittene vi skal modellere på tegningen. Deretter så vi på hvilke kotelinje de forskjellige snittene inntreffer.

Kjernetoppen er på kote 137,25 og toppen til filterlaget er på kote 137,75. Gammel damtopp ligger på kote 138,00. Disse kotene antar vi til å være like i hele dammen.

Rundt morenekjernen ligger det 1 m bred sone av finsprengt stein. Finsprengt stein ligger også som filter på nedstrøms fundament og langsgående drenasjegrøft for oppsamling av lekkasjevann. Bunn til dreneringskanalet ligger en meter under damkjernen og er en meter tykk. Videre har den en slak helning opp til toppen av damtå.

### 6.2.2 Materialer og grensebetingelser

Totalt er det utført syv fallende potensial prøver, tre flyte- og utrullingsgrense prøver og 13 kornfordelingsprøver fra borehullene og prøvegroppene i Dam Storvatn. Ut ifra disse prøvene er permeabilitet og friksjonsvinkelen til noen av materialene vurdert og antatt. For andre materialer er erfaringstall og tall fra veilederen brukt. Se tabell 6.1

Materialer	Beskrivelse	Parameter	Kommentar / kilde
1 Morenekjerne	Vekt	24 kN/m <sup>3</sup>	Permeabilitet er fra in situ-prøver, friksjonsvinkel antatt fra kornfordelingsprøver
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	35°	
	Permeabilitet	5E-06 m/s	
2 Filter	Vekt	23 kN/m <sup>3</sup>	Permeabilitet og friksjonsvinkel antatt fra kornfordelingsprøver
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	37°	
	Permeabilitet	1E-04 m/s	
3 Støttefylling sprengstein 1987	Vekt	21 kN/m <sup>3</sup>	Erfaringstall og veileder
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	44°	
	Permeabilitet	1E-03 m/s	
4 Plastring sprengstein 1987	Vekt	21 kN/m <sup>3</sup> (1)	Erfaringstall og veileder
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	46°	
	Permeabilitet	0,1 m/s	
	Vekt	21 kN/m <sup>3</sup>	Erfaringstall og veileder



5 Oppstrøm eks. støttefylling	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	42° (2)	
	Permeabilitet	1E-03 m/s	
6 Underliggende leire	Vekt	20 kN/m <sup>3</sup>	Permeabilitet og friksjonsvinkel antatt fra kornfordeling prøver
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	30° (2)	
	Permeabilitet	1E-07 m/s	
7 Underliggende morene	Vekt	21 kN/m <sup>3</sup>	Permeabilitet er fra in-situ tester
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	35°	
	Permeabilitet	5E-06 m/s (2) (3)	
8 Oppsprukket fjell	Vekt	25 kN/m <sup>3</sup>	Permeabilitet er fra in-situ tester
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	42° (2)	
	Permeabilitet	4E-04 m/s	
9 Fjell	Mettet permeabilitet	1E-06 m/s	Antatt
10 Nedstrøms morene	Vekt	20 kN/m <sup>3</sup>	Erfaringstall og veileder
	Kohesjon	0 kPa	
	Friksjon	35° (2)	
	Permeabilitet	5E-06 m/s	

Tabell 6.1 Geotekniske parametere fra Teknisk plan

I vår analyse settes to typer hydrauliske betingelser på dammen (se figur 6.10):

- Dimensjonerende flomvannstand (DFV) settes lik 136,8 m.o.h. (ifølge teknisk planen), som strekker seg fra bunn av magasinet og opp til DFV (merket med rød linje, røde prikker, figur 6.11).
- Den potensiell lekkasje linjen strekker seg fra damkrone og helt ned til terrenget og et par meter bortover (merket med blå linje, hvite trekanten, figur 6.11).

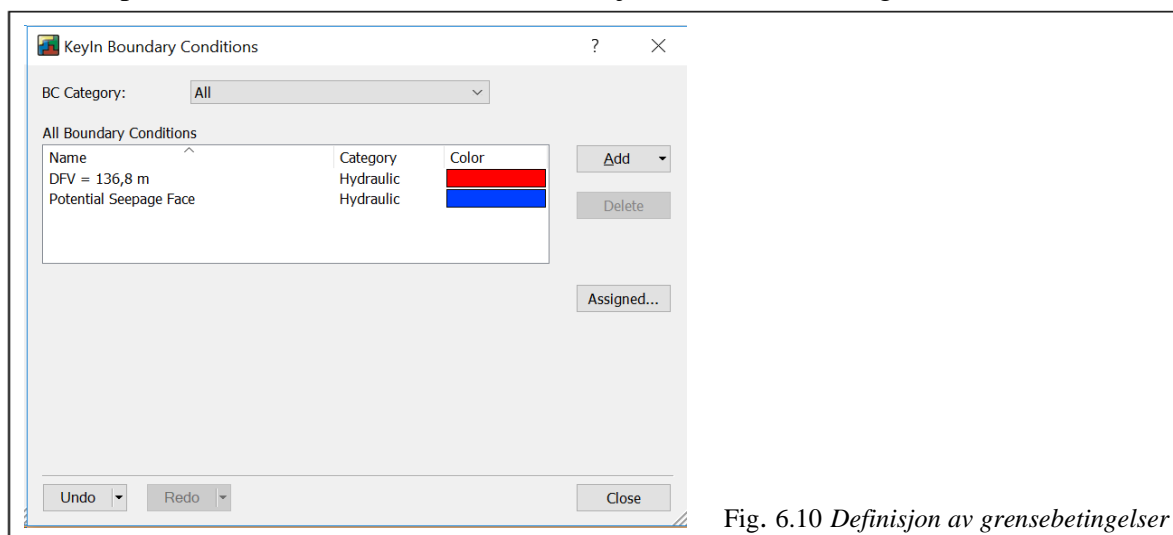


Fig. 6.10 Definisjon av grensebetingelser

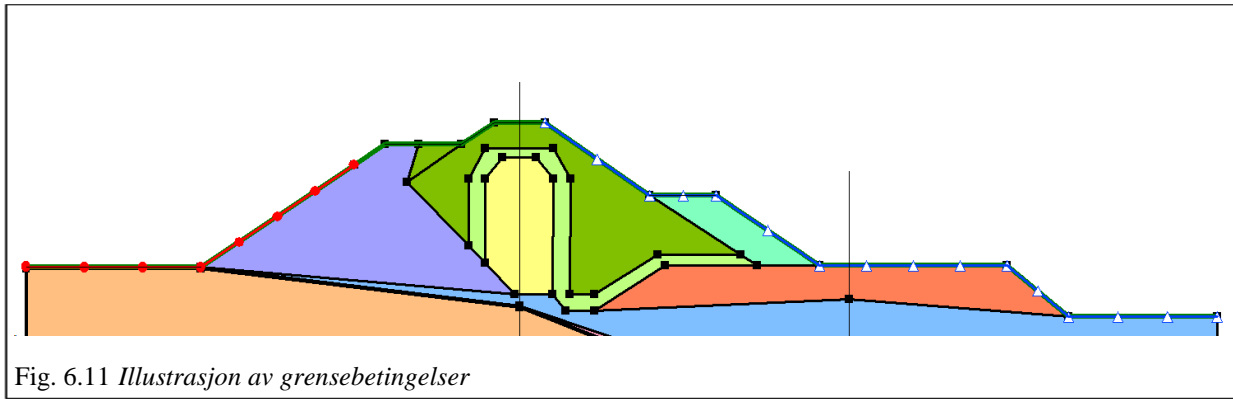


Fig. 6.11 Illustrasjon av grensebetingelser

### 6.2.3 Modelleringsprosess

#### SEEP/W

Vi kommer til å bruke *Steady-state analysis* i vår oppgave. Vi går for *steady-state* framfor *transient* analyse fordi vi skal ta for oss situasjonen med stasjonær strømming, siden dette er en eksisterende dam med fylt magasin. Den andre type analyse, *transient*, brukes for stabilitetsberegning ved f.eks. førstegangs oppfylling eller hurtig nedtrapping.

Deretter tegner vi først en skisse i SEEP/W, siden enhver stabilitetsanalyse bygger på definisjon av poretrykket. Det er hovedsakelig poretrykk som forårsaker stabilitetsproblemer. Skråningsstabilitet trues primært av at poretrykk påvirker de naturlige skjær spenningene som oppstår i jorda. Derfor er riktig definisjon av poretrykksregime essensiell for alle slags stabilitetsanalyser, spesielt ved utførelse av effektiv spenningsanalyse. Effektive spenninger representerer spenninger som overføres til "jordskjelett" (dvs bare korn), i form av interpartikulære krefter. (Knappett & Craig, s.80)

Tegning av alle snitt starter med å sette aksesystem, definere *grid* størrelse og alt annet for å tilpasse tegnearket vårt snitt. Vi så det som mest optimalt å sette *grid* ned til 0.05 for å oppnå tilsvarende nøyaktighet med tekniske tegninger.

Ved tegning av tverrsnittene bruker vi antagelsene fra pkt. 5.1. Ytre dimensjoner til dammen tegnes med skisselinjene. De er ikke en del av selve analysen og kan flyttes og endres uten å påvirke beregningene og brukes derfor bare som hjelpemiddel.

Før vi starter med soneinndeling av snittet, må vi definere alle typer materialer som blir brukt. Denne informasjonen kan vi hente fra NGI rapporten, som inneholder grunnundersøkelser, og resultater fra laboratorie analyse av de boreprøvene og prøvegroppene. Våre antagelser var sjekket opp mot erfaringstall fra Multiconsult sin teknisk plan.

Proessen av å legge til et nytt materiale på SEEP/W inneholder definisjon av material modell, der vi velger *saturated/unsaturated*. Altså at vi lar programmet velge selv om materialet er mettet eller umettet. Deretter definerer vi *hydraulic properties*. Der det er det to funksjoner som skal defineres; *hydraulic conductivity function* og *volumetric water content function*. I tillegg antar vi at materialet er isotrop, dvs. egenskaper er like i alle retninger.

*Volumetric water content function* beskriver hvor godt materialet holder på vannet ved drenering. Av den grunn har vi definert to typer. For begge typene bruker vi *Sample function* som estimeringsmetode og setter *Saturated water content* lik  $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^3$ . Første type er *Fine (morene/clay)*, den er egnet for materialer som holder godt på vannet. Derfor bruker vi leire (*clay*) som *sample material*. Den andre typen derimot er *Coarse material filter/rockfill*. Den

braker vi for materialer som har mye lavere verdi for *matric suction* og derfor velger silty sand som *sample material*. *Suction Range* er antatt å være likt, med *minimum suction* satt til 0,01 og *maximum suction* satt til 1000 med 20 punkters nøyaktighet i grafen. Se figur 6.12.

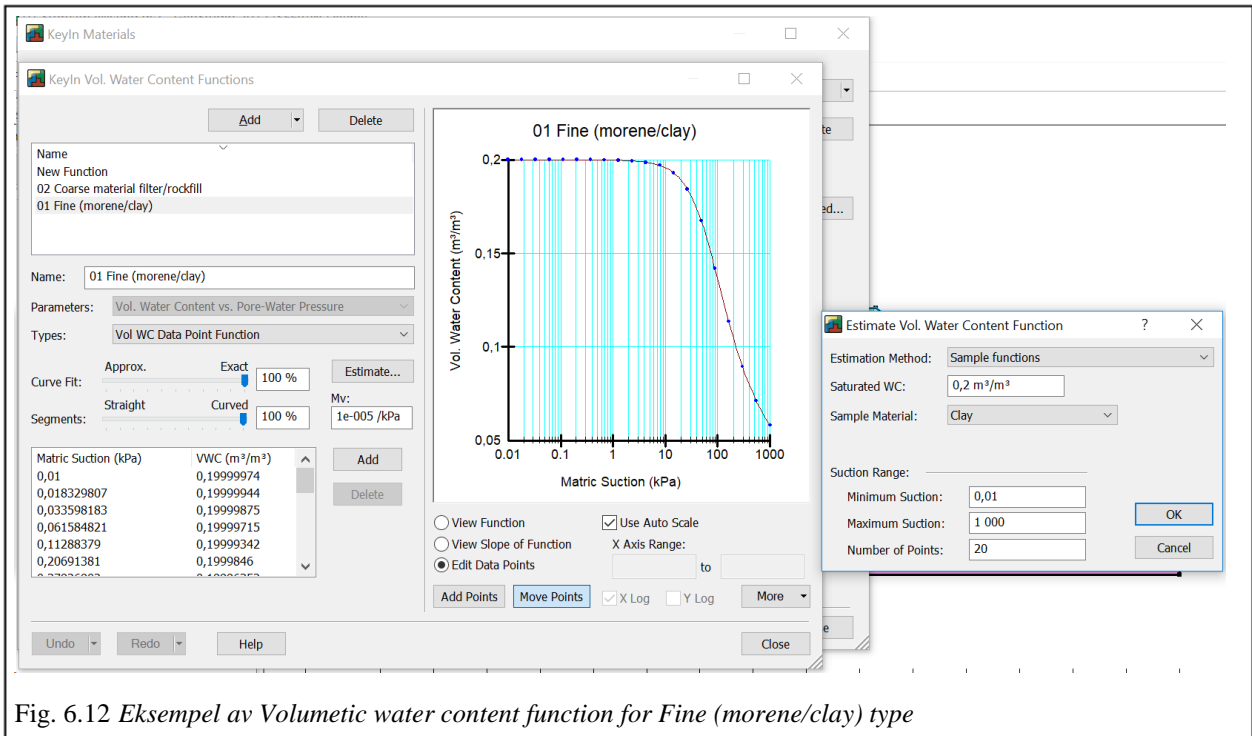


Fig. 6.12 Eksempel av Volumetric water content function for Fine (morene/clay) type

*Hydraulic conductivity function* defineres for hvert materiale, der vi legger inn materialets permabilitet og bruker *Van Genuchten* estimeringsmetode, lukket formløsning for å forutsi den volumetriske vanninnholdsfunksjonen (vwc), og velger riktig *volumetric water content function*. Her også antar vi samme *Suction Range* som i *volumetric water content function*. Se figur 6.13.

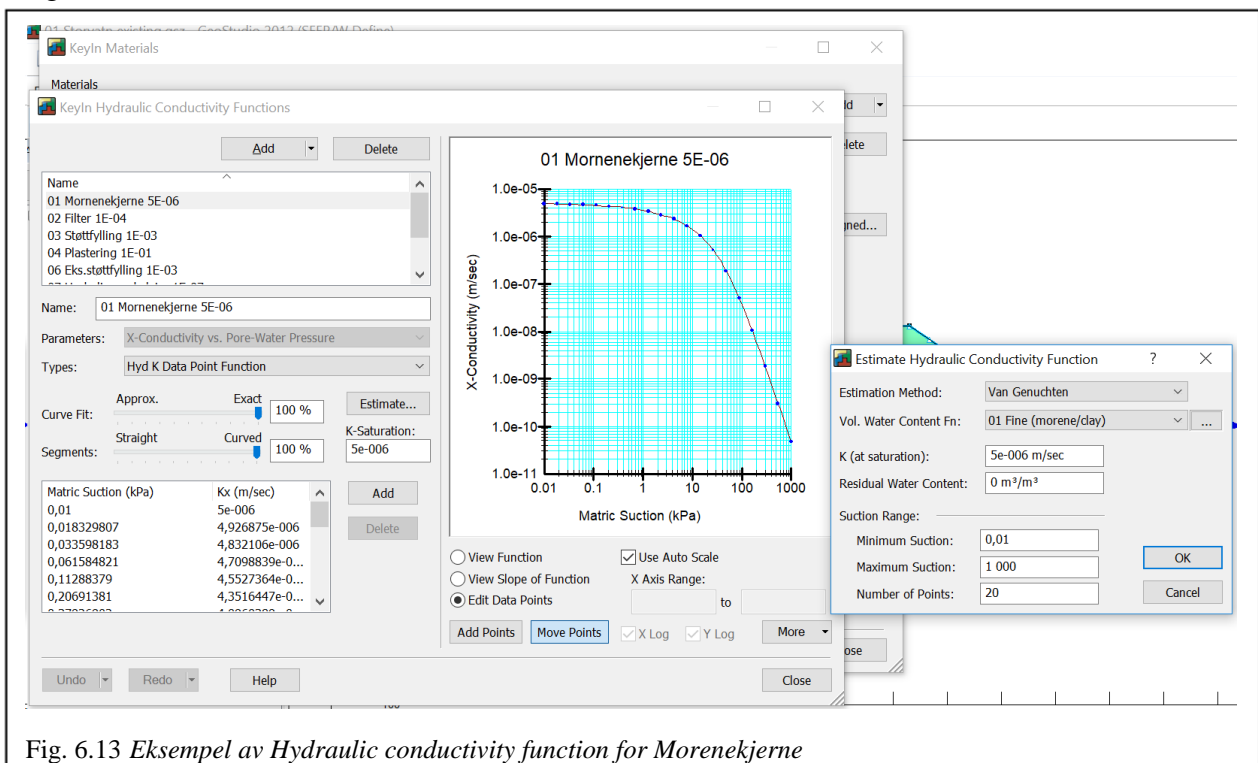


Fig. 6.13 Eksempel av Hydraulic conductivity function for Mornenekjerne

Neste steg er å dele skissen inn i *regions*, dvs. soneinndeling av konstruksjonsdeler og eventuelle jordlag. Deretter velger vi materialene fra lista og fordeler de til de forskjellige sonene vi har.

Det siste som gjenstår før poretrykksanalysen kan utføres, er at grensebetingelser må bestemmes og påføres. Betingelsene kan settes direkte på konturer til definerte områder, linjer eller punkter. Meshing skjer automatisk så lenge det ikke er behov for å oppgi noe spesielle begrensninger eller restriksjoner. Ønsket type analyse aktiveres i *solve manager*.

## SLOPE/W

Videre bruker vi samme tegnet snitt for å utføre stabilitetsanalyse i SLOPE/W. Dette gjøres ved å gå inn på *KeyIn Analyses* og legge til ønsket type analyse (figur 6.14). Her er det viktig at *PWP conditions* skal hentes fra *Parent Analysis* og samtidig settes *Parent* til den riktige analysen fra SEEP/W. (figur 6.15)

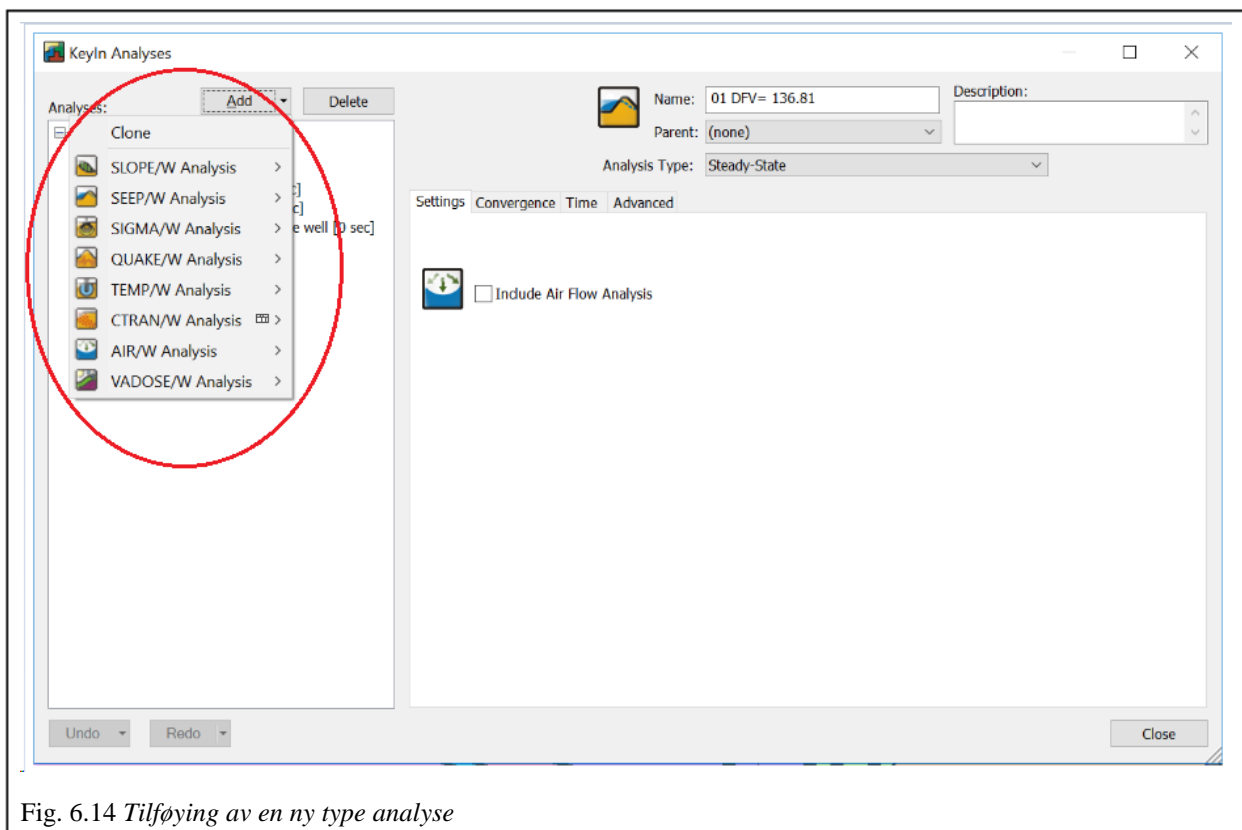


Fig. 6.14 Tilføyning av en ny type analyse

Før vi utfører stabilitetsberegninger må vi definere først, hvilken type analyse skal programmet benytte. Morgenstern-Price, som vi velger i våre beregninger, er en *default* metode, se figur 6.15. Morgenstern-Price metode er den mest vanlig å bruke, fordi det er den nyeste og den mest optimale metoden. Det samme gjelder valg av *half-sine function* som *side function*.

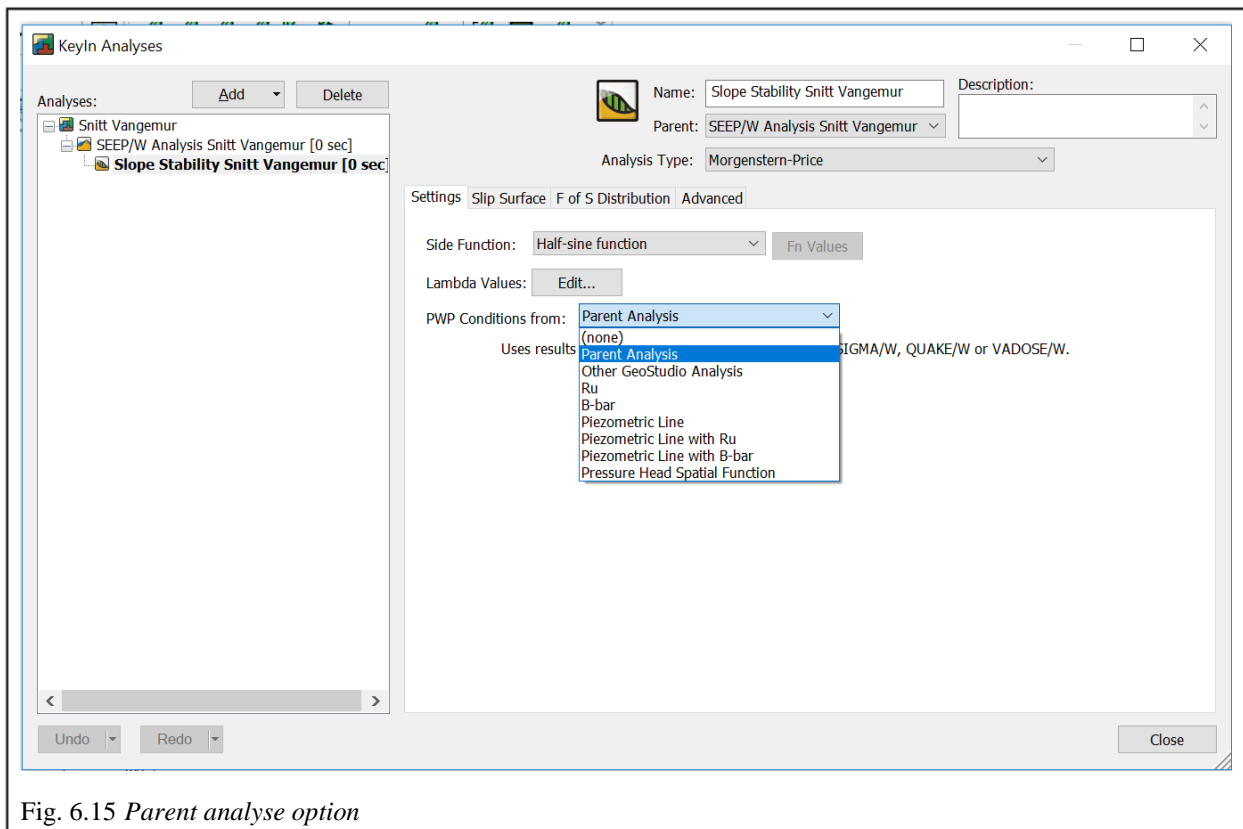


Fig. 6.15 Parent analyse option

Videre definerer vi glideflaten i *Slip Surface*, ved å velge at den glir fra venstre mot høyre, se figur 6.16. *Entry and Exit* alternativet gir oss mulighet for å merke to områder, hvor programmet søker den kritiske glideflaten imellom disse områdene. Programmet sjekker alle alternativer og velger den mest kritiske glideflaten med laveste sikkerhetsfaktor. Tilslutt velger vi å dele glideflaten i 30 skiver med minimum dybde på 0,1 m.

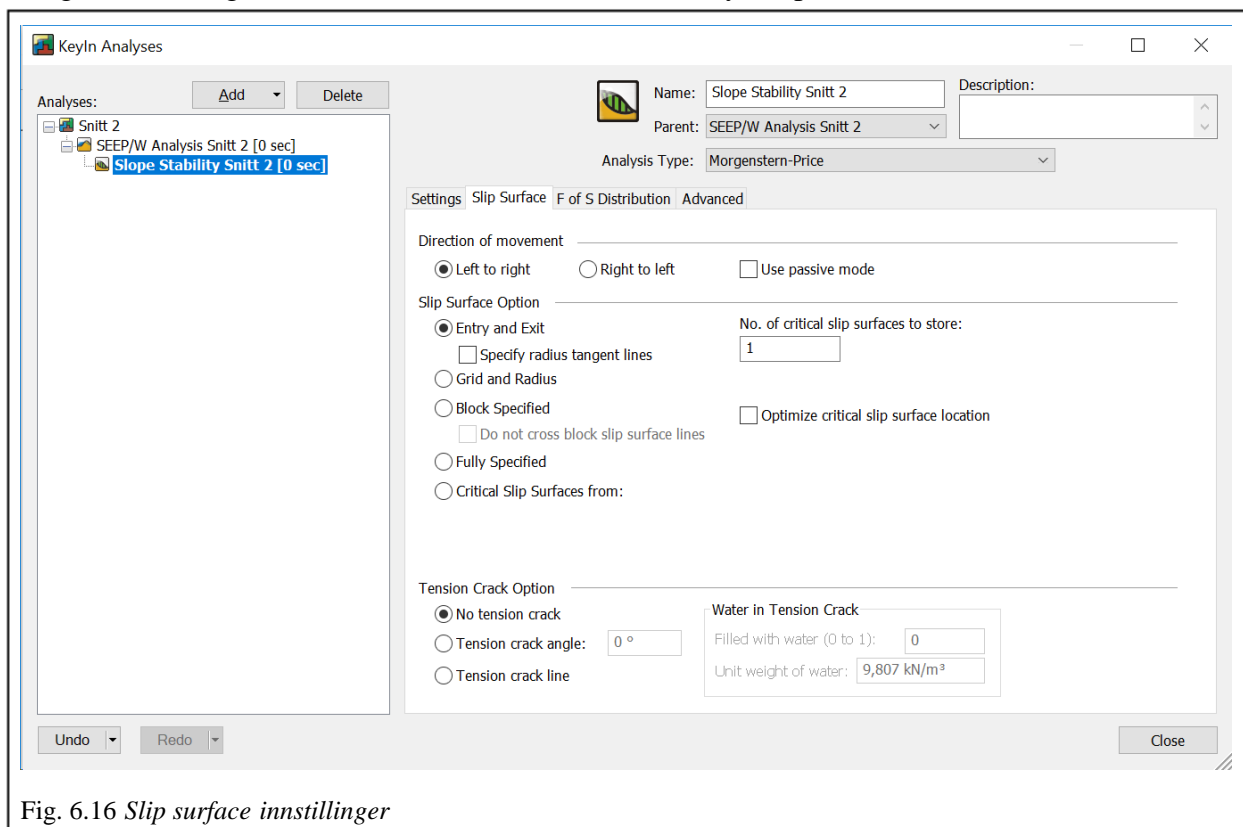


Fig. 6.16 Slip surface innstillinger

I Slope/W er materialene ikke fullstendig definert, her mangler det vekt, friksjonsvinkel og spenningsmodell som må legges til via *KeyIn*. For alle materialene unntatt fjell settes *Mohr-Coulomb* som spenningsmodell, mens for fjell settes den lik *High Strenght*. Manglende parametere var hentet fra NVEs veileder for fyllingsdammer, grunnundersøkelser, in-situ og laboratorieprøver, samt erfaringstall fra Multiconsult, se Tabell 6.1.

Det som er siste steg før utførelse av analysen, er å definere *Entry and Exit* områdene direkte i modellen. Det er viktig å være kritisk til områdevalg fordi den verste glideflaten kan være lite sannsynlig. Dette innebærer at om man definerer området til å være større enn nødvendig kan resultatene inneholde mange usannsynlige utglidninger. Det kan også være slik at området er for lite og dermed får vi ikke det mest kritiske resultatet. Begge tilfellene skal unngås.

#### 6.2.4 Resultater

Resultater fra poretrykksanalyse og stabilitetsanalyse fra SEEP/W og SLOPE/W, som utklippbilder, er samlet i Vedlegg G. Nedenfor er det presentert en kort oppsummering av resultater.

Snitt	Poretrykk		SF
PZ2019-01 og PZ2019-02	PZ01	PZ02	1,098
	135,3	135,6	
PZ2019-04	PZ04	-	1,123
	135,75	135,9	
PZ2019-03 og PZ2019-05	PZ03	PZ05	1,055
	135,2	135,6	
PZ2019-06	PZ06	-	1,140
	135,6	135,7	

Tabell 6.2 Resultater for poretrykksanalyse og stabilitetsanalyse

#### 6.2.5 Drøfting av resultater

Resultatene viser at sikkerhetsfaktor er for lav i alle snitt og dermed ikke tilfredsstillende. Det høye poretrykket under damtå og under nedstrøms morene er grunnen til den lave sikkerhetsfaktoren.

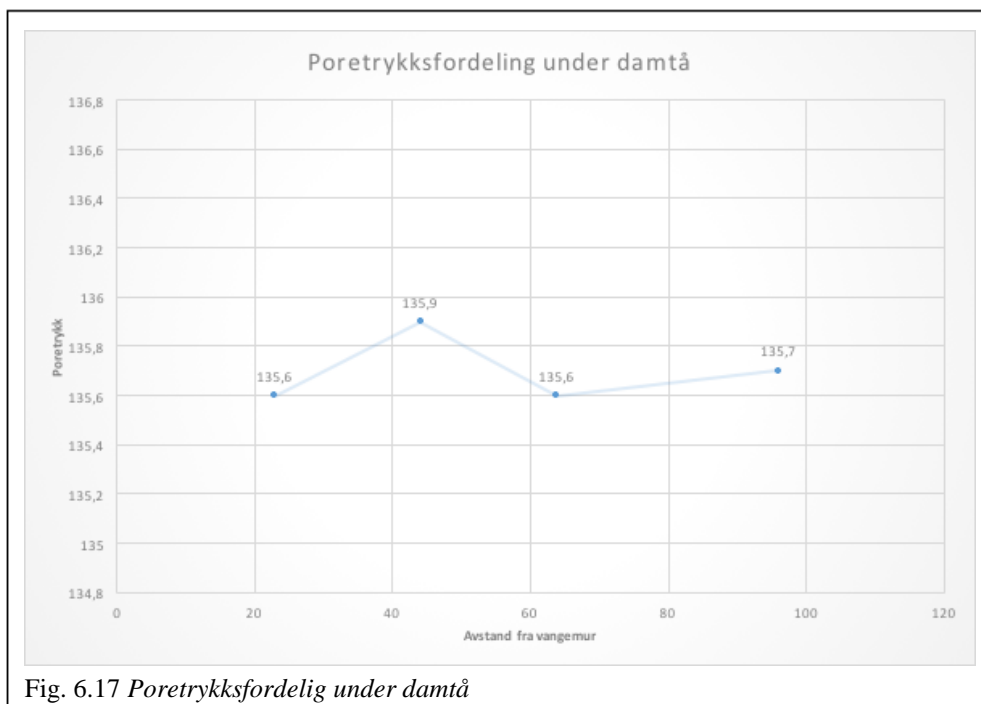


Fig. 6.17 Poretrykksfordeling under damtå

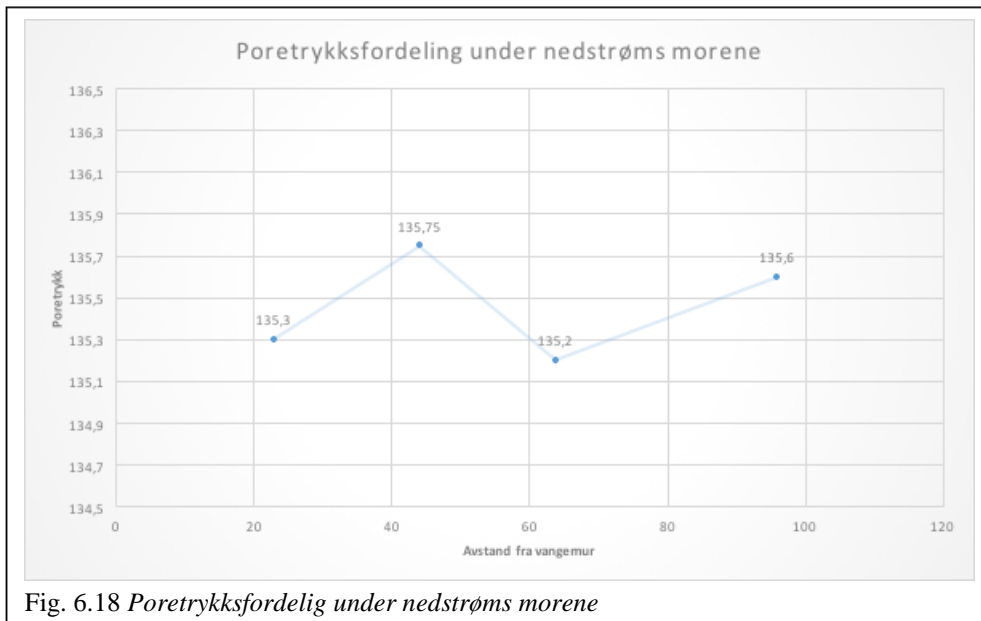


Fig. 6.18 Poretrykksfordeling under nedstrøms morene

Figur 6.17 og 6.18 viser at poretrykksfordelingen under damtå er relativt lik gjennom dammens lengde med litt høyere verdi ved gammelt elveleie. Det er ganske lite forskjell mellom figur 6.17 og 6.18, det som skiller seg ut er at poretrykksfordelingen under damtå har litt høyere verdier enn poretrykksfordelingen under dammens berm.

Det er ingen tvil om at sikkerhetsfaktoren er utilstrekkelig, og at tiltak må gjennomføres for å forbedre stabiliteten. Likevel ansees sikkerhetsfaktoren som relativt konservativt, fordi det er ikke dokumentert et så høyt poretrykk som forutsatt i analysen.

### 6.3 Sensitivitetsanalyse

Gjennom en sensitivitetsanalyse får man en god oversikt over de mest sensitive komponentene i modellen. Følgelig forsøker sensitivitetsanalyse å gi et mål på hvor sensitiv modellen er i forhold til de forskjellige parameterne. I praksis utføres sensitivitetsanalysen ved å endre på parametrene og det gjøres observasjoner på hvordan modellen endrer seg. (Jørgensen & Fath 2011, s.35-36)

Denne analysen gjør det mulig å skille mellom parametere med stor innflytelse og variabler med lav innflytelse. Dermed kan denne analysen vise om det er behov for ekstra undersøkelser og hvilke tiltak som vil være mest effektive. Oversikt over økonomisk og praktisk vurdering av mulige tiltak er presentert i kapittel 7.

#### 6.3.1 Resultater for hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ) til oppsprukket fjell

Resultater fra sensitivitetsanalyse for hydraulisk konduktivitet som utklippbilder, er samlet i Vedlegg H. Nedenfor er det presentert en kort oppsummering av resultater.

#### Snitt PZ2019-01 og PZ2019-02

Forsøk	$K_{sat}$ (m/s)	Poretrykk		SF
	Oppsprukket fjell	PZ2019-01	PZ2019-02	
1	$4 \times 10^{-2}$	136	136	0,877
2	$4 \times 10^{-3}$	136	136	0,914
3	$4 \times 10^{-4}$	135,45	135,6	1,098
4	$4 \times 10^{-5}$	133,3	133,7	1,369
5	$4 \times 10^{-6}$	132,75	133,2	1,451
6	$4 \times 10^{-7}$	132,6	133,2	1,464

Tabell 6.3 Oversikt over simuleringer for  $K_{sat}$  - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-01 og PZ2019-02



### Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

Forsøk	$K_{sat}$ (m/s)	Poretrykk		SF
	Oppsprukket fjell	PZ2019-03	PZ2019-05	
1	$4 \times 10^{-2}$	136,5	136,5	0,823
2	$4 \times 10^{-3}$	136,5	136,5	0,853
3	$4 \times 10^{-4}$	135,6	135,8	1,032
4	$4 \times 10^{-5}$	133,6	134,1	1,306
5	$4 \times 10^{-6}$	132,9	133,45	1,403
6	$4 \times 10^{-7}$	132,8	133,4	1,420

Tabell 6.4 Oversikt over simuleringer for  $K_{sat}$  - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

### Snitt PZ2019-04

Forsøk	$K_{sat}$ (m/s)	Poretrykk		SF
	Oppsprukket fjell	PZ2019-04	-	
1	$4 \times 10^{-2}$	136,5	136,5	0,981
2	$4 \times 10^{-3}$	136,5	136,5	0,999
3	$4 \times 10^{-4}$	135,8	135,95	1,123
4	$4 \times 10^{-5}$	134	134,4	1,369
5	$4 \times 10^{-6}$	133,25	133,75	1,450
6	$4 \times 10^{-7}$	133,2	133,6	1,462

Tabell 6.5 Oversikt over simuleringer for  $K_{sat}$  - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-04

## Snitt PZ2019-06

Forsøk	$K_{sat}$ (m/s)	Poretrykk		SF
	Oppsprukket fjell	PZ2019-06	-	
1	$4 \times 10^{-2}$	136,5	<i>136,5</i>	0,988
2	$4 \times 10^{-3}$	136,5	<i>136,5</i>	1,008
3	$4 \times 10^{-4}$	135,8	<i>135,9</i>	1,140
4	$4 \times 10^{-5}$	134,1	<i>134,4</i>	1,377
5	$4 \times 10^{-6}$	133,4	<i>133,7</i>	1,468
6	$4 \times 10^{-7}$	133,35	<i>133,55</i>	1,486

Tabell 6.6 Oversikt over simuleringer for  $K_{sat}$  - oppsprukket fjell, snitt PZ2019-06

### 6.3.2 Resultater for avlastningsbrønnskapasitet

Resultater fra sensitivitetsanalyse for installering av avlastningsbrønn og endring til kapasiteten på den er samlet i Vedlegg I, som utklippbilder. Nedenfor er det presentert en kort oppsummering av resultater.

#### Snitt PZ2019-01 og PZ2019-02

Forsøk	Total potensial	Vannstrømning (m <sup>3</sup> /s)	Poretrykk		SF
		Avlastningsbrønn	PZ2019-01	PZ2019-02	
1	-	-	135,45	135,6	1,098
2	129	2,9x10 <sup>-5</sup>	129	130,55	1,763
3	130	2,4x10 <sup>-5</sup>	130	131,45	1,676
4	131	2,0x10 <sup>-5</sup>	131	132,1	1,582
5	132	1,5x10 <sup>-5</sup>	132	133	1,482
6	135,2	1,1x10 <sup>-6</sup>	135,25	135,4	1,125

Tabell 6.7 Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-01 og PZ2019-02

#### Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

Forsøk	Total potensial	Vannstrømning (m <sup>3</sup> /s)	Poretrykk		SF
		Avlastningsbrønn	PZ2019-03	PZ2019-05	
1	-	-	135,6	135,8	1,032
2	129	3,5x10 <sup>-5</sup>	129,45	130,6	1,739
3	130	3,0x10 <sup>-5</sup>	130,45	131,4	1,646
4	131	2,4x10 <sup>-5</sup>	131,2	132,2	1,552
5	132	1,9x10 <sup>-5</sup>	132,1	133	1,449
6	135,6	5,8x10 <sup>-8</sup>	135,6	135,6	1,031

Tabell 6.8 Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

### Snitt PZ2019-04

Forsøk	Total potensial	Vannstrømning (m <sup>3</sup> /s)	Poretrykk		SF
		Avlastningsbrønn	PZ2019-04	-	
1	-	-	135,8	135,9	1,123
2	129	3,4x10 <sup>-5</sup>	129,45	130,5	1,772
3	130	2,9x10 <sup>-5</sup>	130,4	131,3	1,702
4	131	2,4x10 <sup>-5</sup>	131,3	132,1	1,616
5	132	1,9x10 <sup>-5</sup>	132,1	132,9	1,527
6	135,8	3,1x10 <sup>-8</sup>	135,8	135,9	1,131

Tabell 6.9 Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-04

### Snitt PZ2019-06

Forsøk	Total potensial	Vannstrømning (m <sup>3</sup> /s)	Poretrykk		SF
		Avlastningsbrønn	PZ2019-06	-	
1	-	-	135,8	135,9	1,140
2	129	4,0x10 <sup>-5</sup>	129,4	130,4	1,840
3	130	3,4x10 <sup>-5</sup>	130,45	131,1	1,756
4	131	2,8x10 <sup>-5</sup>	131,45	132	1,671
5	132	2,2x10 <sup>-5</sup>	132	132,7	1,573
6	135,7	6,0x10 <sup>-7</sup>	135,6	135,7	1,153

Tabell 6.10 Oversikt over simuleringer for kapasitet - avlastningsbrønn, snitt PZ2019-06

### 6.3.3 Resultater for endring i hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ) til oppsprukket fjell med installerte avlastningsbrønner av forskjellig kapasitet

Resultater fra sensitivitetsanalyse for endring i hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ) til oppsprukket fjell med installerte avlastningsbrønner er samlet i Vedlegg J, som utklippbilder. Nedenfor er det presentert en kort oppsummering av resultater.

#### Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

Forsøk	Total potensial	$K_{sat}$ (m/s)	Poretrykk		Q (m <sup>3</sup> /s)	SF
		Oppsprukket fjell	PZ2019-03	PZ2019-05	Vannstrømning	
1	131	$4 \times 10^{-3}$	131,3	132,1	$2,2 \times 10^{-4}$	1,555
2		$4 \times 10^{-6}$	131,9	132,9	$1,9 \times 10^{-6}$	1,542
3	130	$4 \times 10^{-3}$	130,4	131,4	$2,5 \times 10^{-4}$	1,652
4		$4 \times 10^{-6}$	130,9	131,9	$2,9 \times 10^{-6}$	1,611
5	129	$4 \times 10^{-3}$	129,4	130,5	$2,9 \times 10^{-4}$	1,749
6		$4 \times 10^{-6}$	129,9	131,4	$3,9 \times 10^{-6}$	1,680

Tabell 6.11 Oversikt over simuleringer for endring i hydraulisk konduktivitet til oppsprukket fjell med installerte avlastningsbrønner, snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

### 6.3.4 Drøfting av resultater

Sensitivitetsanalysen viser at hydraulisk konduktivitet til oppsprukket fjell ikke er sensitiv parameter mens kapasiteten til avlastningsbrønner er en sensitiv variabel. Installasjon av avlastningsbrønner bidrar aktivt til å senke poretrykket og dermed øke sikkerhetsfaktoren. Vi ser at allerede med en minste verdi på kapasiteten på  $2,4 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s oppnås positiv effekt for alle snitt, altså tilfredsstillende sikkerhetsfaktor.

Ut ifra siste sensitivitetsanalyse ser vi at endring i hydraulisk konduktivitet til oppsprukket fjell ett desimal større verdi (x10) enn antatt, fører til at dreneringskapasiteten skal også økes med ett desimal. Derfor skal den minste dreneringskapasiteten til avlastningsbrønner være  $2,9 \times 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s.

Den siste sensitivitetsanalyse viser også at selv ved drastisk endring av hydraulisk konduktivitet til oppsprukket fjell ( $10^3$  endring) sikkerhetsfaktor ligger fortsatt på akseptabelt nivå og endres ubetydelig. Dette underbygger valget for å kun se på ett typisk snitt, derfor antas flere forsøk med andre snitt som unødvendige.

Data fra tabellene 6.10 til 6.13 er brukt til å lage 2 grafer som visualiserer resultatene og viser sammenhengen mellom poretrykket og sikkerhetsfaktoren. Figurene 6.19 til 6.20 viser at det er en omvendt proporsjonal sammenheng, der funksjonen som passet best er en tredje grads polynom. Altså ved minkende poretrykk, øker sikkerhetsfaktoren. Figurene viser også at vi kan oppnå et lavere poretrykk om vi øker avlastningsbrønn kapasiteten, og dermed få en høyere og tilfredsstillende sikkerhetsfaktor.

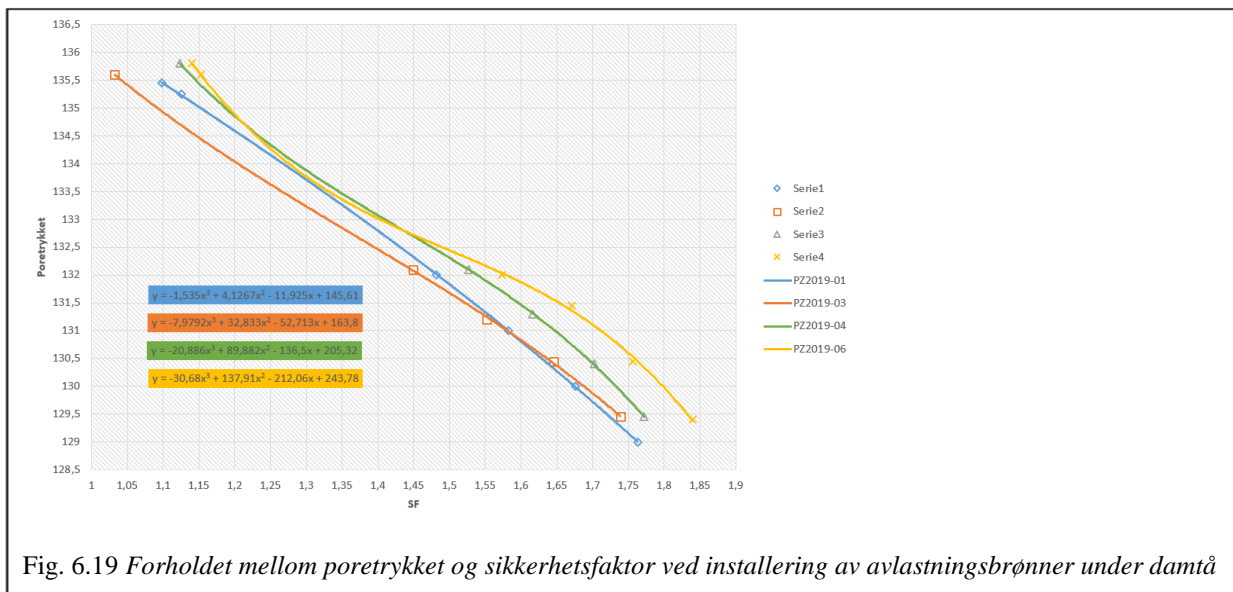


Fig. 6.19 Forholdet mellom poretrykket og sikkerhetsfaktor ved installering av avlastningsbrønner under damtå

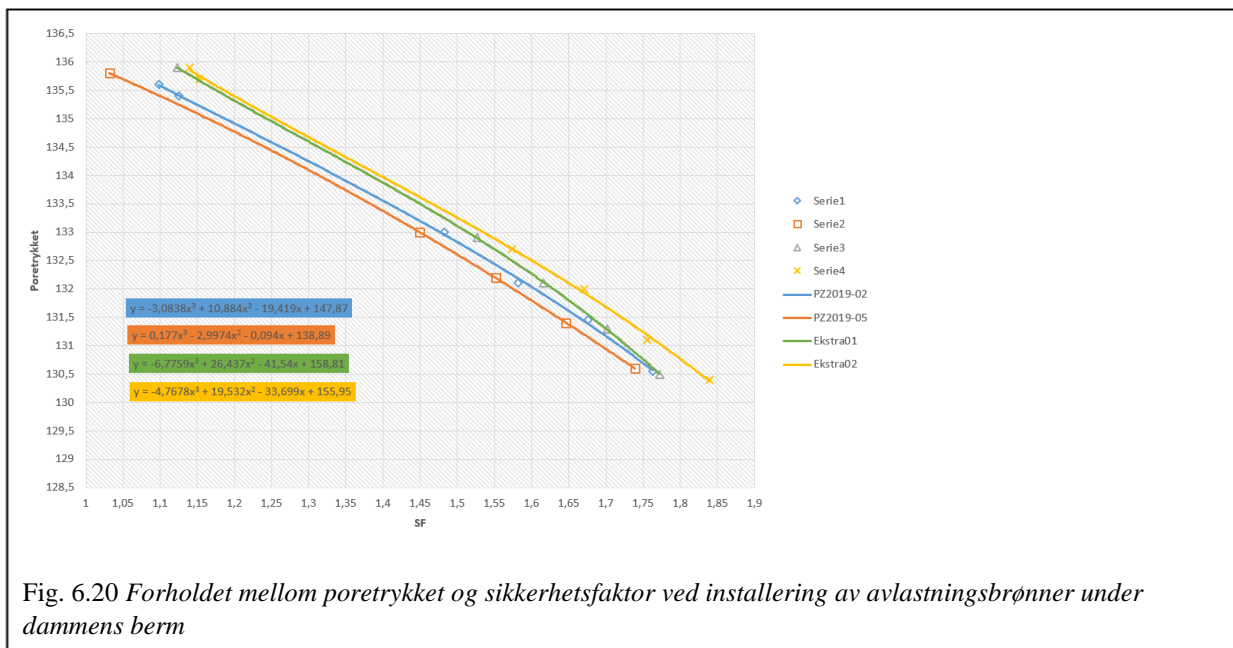


Fig. 6.20 Forholdet mellom poretrykket og sikkerhetsfaktor ved installering av avlastningsbrønner under dammens berm

Resultatene kan brukes aktivt ved at man enkelt kan vite hva sikkerhetsfaktoren er ved å måle poretrykket og bruke grafene. Dette vil også kunne gi en sikkerhetsramme og gi den nødvendige tiden for å kunne sette i gang med passende tiltak for å oppnå en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor.

## 7 Stabilitetssikring

Uansett valg av tiltak som man velger å gå videre med, er det viktig å observere funksjonen av tiltakene som settes. Derfor er det viktig at piezometerene er installert før tiltakene settes i gang. Her er det også viktig å observere å se om de valgte tiltak gir den sikringen man ønsker eller om man bør velge andre tiltak.

Slik resultatene viser så er poretrykket en sensitiv variabel og om det senkes vil vi kunne få høyere sikkerhetsfaktor. Derfor vil dette kapittelet ta for seg mulig tiltak som har til hensikt å stabilitet sikre dammen ved å senke poretrykket.

### 7.1 Mulige tiltak

Det finnes mange metoder for å kontrollere vannsig gjennom eller under dammen. Det er vanlig at disse metodene deles inn i to grunnleggende prosesser (Cedergren, 1989, s.210-211):

1. Tiltak der vannsigmengden reduseres ved:
  - Injeksjonsskjerm
  - Injeksjon
  - Tetningsduk
  - Tynn skrå membran
2. Tiltak som kontrollerer vanngjennomstrøm ved bruk av dreneringsmetoder:
  - Langsgående drenasje og fiberduk
  - God drenering gjennom damtå
  - Avlastningsbrønner

Det er vanlig å kombinere de forskjellige tiltakene sammen for å minimere vannsig som oppstår. Allikevel vil ikke dette delkapittelet ta for seg en kombinasjon av de ulike metodene.

#### 7.1.1 Tiltak 1 - Damtå

Damtå kan være fordelaktig i å samle og formidle vannet som strømmer gjennom damkroppen eller damfundamentet. Her er det viktig at damtå nedgraves godt i fundamentet og at den bygges med samme steinstørrelse som den er prosjektert med.

Der de øvre lagene av fundamentet er permeable, vil en damtå omsluttet med duk være gunstig. Om fundamentet er impermeabelt så vil en damtå bidra aktivt til å senke grunnvannstanden på nedstrømsside.

#### 7.1.2 Tiltak 2 - Avlastningsbrønner

Avlastningsbrønner brukes vanligvis i kombinasjon med andre tiltak for å kontrollere vanntrykket i nedstrøm og i fundamentet. Det er viktig å beskytte avlastningsbrønnene mot piping der det blir boret i eroderbare materialer.

Dette tiltaket kan være spesielt nyttige der et impermeabelt lag topper et permeabelt lag. Brønnene bør graves dypt nok inn i fundamentet slik at vanntrykket reduseres til en sikker grense.

Vanligvis utvikles trykkavlastningssystemet i flere etapper, slik at det først installeres et minimums antall avlastningsbrønner. Disse etappene skal overvåkes og flere



avlastningsbrønner kan installeres dersom ønsket effekt oppnås og man ønsker å trykkavlaste fundamentet enda mer.

Vedlikehold av avlastningsbrønnene skal være enkelt å utføre. Her er det viktig at plasseringen av brønnene prosjekteres nøye slik at det ikke skaper hindring eller vanskeligheter ved vedlikehold.

### *7.1.3 Tiltak 3 - Injeksjonsskjerm*

En injeksjonsskjerm er en vegg av impermeabelt materiale, som for eksempel betong, asfaltbetong, stålplater eller lignende. Injeksjonsskjermen installeres inn i fundamentet for å effektivt redusere vannsigs mengde under en dam. Når dette tiltaket brukes ved eksisterende dam, er det blant annet viktig å analysere nøye på hvilken måte vil en installasjon av en injeksjonsskjerm påvirke damstabiliteten.

### *7.1.4 Tiltak 4 - Injeksjon*

Dette tiltaket benytter trykk for å injisere injeksjonsmiddelet i åpne porer og sprekker. Injeksjonsmiddelet kan være polyuretan, epoxy, ekspanderende mørtel, sement eller mikrosegment. Bruk av de forskjellige materialene er avhengig av hensikten med injeksjon og egenskapene materialene har.

For å stoppe vannlekkasjer i damanlegg er det vanlig å bruke sement som injeksjonsmiddel for å binde av og tette igjen porer. Sementinjeksjon egner seg også for stabilisering av løsmasser. (Reconsult, u.å, 1.avsn.)

## *7.2 Vurdering av lønnsomhet og kompleksitet*

### *Damtå*

Storvatn Dam er gjennomført med dårlig damtå. Damtåa har mye mindre stein enn prosjektert steinstørrelse. Dessuten er den fundamentert oppå løsmassene uten å føres ned i grøft. Ved unormale store lekkasjer kan det oppstå en fare for erosjon under damtåa.

I tillegg kan damtå være spesielt nyttig for fyllingsdammer, da den kan overvåke og indikere om eventuelt vannsig. Derfor anser vi at prosjektering av en ny damtå svært viktig.

### *Avlastningsbrønner*

Dette tiltaket, i forhold til installasjon av en injeksjonsskjerm og sementinjeksjon, er en enkel måte å redusere poretrykket betydelig.

I tillegg kan vannet fra avlastningsbrønnene føres i rør til et lekkasjemålehus eller en kum slik at vannmengden kan måles. Dette kan blant annet brukes på å kontrollere vannsig og kontrollere effekten av dette tiltaket.

### *Injeksjonsskjerm*

Ettersom Storvatn Dam har et lag med oppsprukket fjell langs fjelloverflaten, vil installasjonen av injeksjonsskjerm måtte føres helt ned til fjelloverflaten for å redusere vannsigsmengden.

Oftest er den foretrukne plasseringen av en injeksjonsskjerm ved eller i nærheten av oppstrømståa. På grunn av det oppfylte vannmagasinet i eksisterende damanlegg kan dette by på tekniske utfordringer ved installasjonen. I tillegg er dette med på å øke de økonomiske kostnadene.

## Injeksjon

Det er sterke indikasjoner på at vannet fra magasinet lekker gjennom høypermeabilitetslaget med oppsprukket fjell. I tillegg er det relativt høyt poretrykk under dammen. Å trykkinjisere helt ned til oppsprukket fjell laget kan by på stabilitetsproblemer og det må beregnes nøye hvor stort trykk som kan påføres.

Avhengig av ønsket dybde til injiseringen, finnes det en minimums trykkverdi som er nødvendig for å føre injiseringen helt ned. Dersom beregningen viser at maksimum trykk som kan påføres dam fundamentet er mindre enn den verdien, er dette tiltaket ikke effektivt.

En slik tetting kan derfor være usikker og kostbar.

### 7.3 Våre anbefalinger

Av resultatene fra sensitivitetsanalyse ser vi at installasjon av avlastningsbrønner er med på å øke sikkerhetsfaktoren til et akseptabelt nivå, selv ved lite kapasitet. Siden det er usikkerhet i geotekniske data (hydraulisk konduktivitet for det oppsprukket fjell laget) kan man forvente behov for mulig økning i kapasiteten til avlastningsbrønnene, hvis det viser seg at de ikke er like effektive som antatt.

Siden det er noe usikkerhet på hvordan avlastningsbrønnene vil fungere, anbefales det å installere først noen få avlastningsbrønner og ha en overvåkingsperiode for å kontrollere poretrykket og blakking av lekkasjevannet. Om brønnene virker som tiltenkt, kan flere installeres ved ytterlige behov.

Dam Storvatn har i dag en gammel damtå som ikke tilfredsstillende dagens krav. Prosjektering av en ny damtå vil også bidra aktivt til å senke poretrykket. Dette tiltaket kan kombineres med installering av avlastningsbrønner. En slik kombinasjon vil redusere poretrykket under damtå og øke sikkerhetsfaktoren til et akseptabelt nivå.

Om overvåkingen av avlastningsbrønnene ikke viser prognosert effekt i å redusere poretrykket som tiltenkt, anbefales det å vurdere injeksjons tiltaket for å oppnå ønsket sikkerhetsfaktor. Her er det nødvendig med en overvåkingsperiode. Dette tiltaket bør også kombineres med en ny tilfredsstillende damtå.

## 8 Konklusjon

I starten av dette prosjektet ble det definert en problemstilling, som har til hensikt å finne den best egnede løsningen for å hindre poretrykksoppbygging og for å bevare stabiliteten i Storvatn Dam. Gjennom prosjektarbeidet så vi en klar sammenheng mellom sikkerhetsfaktoren og poretrykket. Derfor kan vi konkludere med at poretrykket må senkes for å oppnå en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor.

Siden sikkerhetsfaktoren ikke er tilstrekkelig er det helt klart behov for å sette i gang med tiltak som øker dammens sikkerhet. Vi har beskrevet mulige tiltak og drøftet lønnsomheten og kompleksiteten av de forskjellige tiltakene. Vår anbefaling er å kombinere en god drenerende damtå med bruk av avlastningsbrønner. Dette er vurdert som det mest hensiktsmessige alternativet.

Ifølge sensitivitetsanalysen er tiltakene effektive for å senke poretrykket og øke stabiliteten. Det må likevel overvåkes og det må sjekkes om brønnene har den effekten som er forutsatt av analysen.

Resultatene i denne oppgaven bygger på antagelser, erfaringstall, geotekniske data og de avgrensningene som var bestemt. Resultatene er gjeldende under disse forutsetningene, og om forutsetningene endres kan det medføre at resultatene ikke lenger er gjeldende. Resultatene bør derfor ikke være det eneste grunnlaget for å fatte beslutninger, men en del av en helhetlig vurdering av situasjonen.

### *8.1 Refleksjon rundt besvarelse av problemstilling*

I dette prosjektet har vi gått gjennom og vurdert mulige tiltak og deres egenhet både økonomisk og teknisk. Resultatet av dette var en anbefaling av de mest effektive, enkelt å utføre og rimelige tiltakene som løsning på vår problemstilling. Med dette mener vi at problemstillingen er besvart på en adekvat måte.

Før vi kunne komme med forslag til løsning av problemet, måtte vi utføre en poretrykks- og stabilitetsanalyse i programvarene SEEP/W og SLOPE/W. Det som var utfordrende med denne delen av oppgaven var at vi var nødt til å bruke mye tid på å lære bruk av programmet. Disse modelleringsverktøy brukes av ingeniørgeologere og geoteknikkere for spesifikke formål som, og er ikke den mest populære programvare innenfor dette fagfeltet. Det var begrensede valg av veiledninger og læringsvideoer, samtidig som det ikke finnes bruksanvisninger på norsk.

Det var tidkrevende å skape den nødvendige kunnskapen om geotekniske begreper, konsepter og metoder som programvarer opererer med. Dette resulterte i omfattende teori del om både geoteknikk og selve programvaren. Grundig beskrivelse av modelloppbygging og modelleringsprosess utgjør en betydelig del av prosjektet. På denne måten kan denne delen av oppgaven ansees som en veileder eller bruksanvisning for GeoStudio SEEP/W og SLOPE/W analyseverktøy.

## 8.2 Forslag til videre forskning

Ettersom omfanget av sensitivitetsanalyse ble avgrenset og konkretisert, var den utført for bare de to viktigste parametere. Forslaget til videre forskning blir derfor først og fremst å videreutvikle sensitivitetsanalysen ved å se på flere parametere som kan påvirke poretrykket (for eksempel permeabilitet til underliggende løsmasser).

Inngangsparametre som geotekniske data og grensebetingelser er enten hentet fra laboratorietester, erfaringstall, eller våre antagelser. Hadde man hatt mer tid tilgjengelig, kunne disse blitt undersøkt nærmere. Det kan også vurderes å gjennomføre større antall prøver og laboratorietester for å kontrollere beregninger opp mot et større datagrunnlag. Dette ville selvfølgelig medføre større kostnader.

Denne oppgaven analyserte mulige tiltak for poretrykksenkning og mot poretrykksoppbygging uten å se på kombinasjon av tiltakene, som er ganske vanlig å gjøre i praksis. Mulige kombinasjoner av tiltak kan vurderes nærmere med tanke på forskjellige forutsetninger (som damutforming, grunnforhold, poretrykksverdier, osv) og med tanke på effekten.

Det hadde også vært interessant å se på forebyggende tiltak, som implementeres i byggefasen, de tiltakene som kan være effektive for poretrykksoppbygging (for eksempel mulighet for installering av indre drenasjesystem).

Et forslag til, er analyse av hva som ble gjort feil under utførelsen av anlegg og finne ut hvordan man kunne unngå eksisterende problemer. Det kan også være av nytte å se nærmere på de anlegg som under revurderingen ble vurdert som ikke tilfredsstillende og samle data for å etablere statistisk. Klassifisering av problemtyper og analyse av hva som førte til de feilene kan være nyttig for fremtidige byggeprosesser. Sammen med klassifisering av feil og dens konsekvenser på lang sikt, som kan tas med i risikovurdering ved dambygging i fremtiden.

## Referanseliste

- Aarhaug O. R. (2010). *Geoteknikk og fundamenteringslære 2*. NKI Forlaget.
- Aarhaug O. R. (2016) *Geoteknikk*, 1. Utgave, 14. Opplag. NKI Forlaget.
- Cedergren H.R. (1989) *Seepage, Drainage, and Flow Nets*, 3. Edition. A Wiley-Interscience Publication.
- Dalland O. (2012). *Metode og oppgaveskriving*, 5. Utgave. Gyldendal Norsk forlag AS
- Fell R., MacGregor P., Stapledon D., Bell G., Foster M. (2017). *Geotechnical Engineering of Dams*, 2. Edition. CRC Press Taylor & Francis Group.
- GEO-SLOPE International Ltd (2008). *Stability Modeling with SLOPE/W 2007*.
- GEO-SLOPE International Ltd (2009). *Seepage Modeling with SEEP/W 2007*.
- Grenness T. (1997). *Innføring i vitenskapsteori og metode*. Tano Aschehoug.
- Guttormsen O. (2016). *Vassdragsteknikk I*. Akademika.
- Jansen R.R. (1988) *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*. Van Nostrand Reinhold.
- Jørgensen S.J., Fath B.D. (2011) *Fundamentals of Ecological Modelling*, 4th Edition. Elsevier B.V.
- Karlsen J. (2010). *Geoteknikkboka*. byggesaken.no.
- Knappett J.A., Craig R.F. (2012). *Craig's Soil Mechanics*, 8th edition. Spon Press.
- Kutzner C. (1997). *Earth and Rockfill Dams: Principles of Design and Construction*. CRC Press.
- Lund T., Haugen R. (2016). *Forskningsprosessen*. Unipub AS.
- National Research Council (1983) *Safety of Existing Dams: Evaluation and Improvement*. Washington, DC: The National Academies Press.
- Waltham T. (2002). *Foundations of Engineering Geology*. Spon Press.
- Zhang L., Peng M., Chang D., Xu Y. (2016). *Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment*. John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd.
- Zienkeiwicz O.C., Taylor R.L. (2000). *The Finite Element Method. Volume 1. THE BASIS*. Butterworth-Heinemann.

## Retningslinjer, veiledere og rapporter

- Norges Geotekniske Institutt (2016) Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv. «*State-of-the-art*» om risikovurderinger for dammer sett i et nasjonalt og internasjonalt perspektiv. ([https://www.energinorge.no/siteassets/arrangement/vtf/state-of-art\\_final.pdf](https://www.energinorge.no/siteassets/arrangement/vtf/state-of-art_final.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2002). *Retningslinje for tilsyn og revurdering av vassdragsanlegg*. ([http://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2002/retningslinjer2002\\_01.pdf](http://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2002/retningslinjer2002_01.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2005). *Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg*. ([http://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019\\_03.pdf](http://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019_03.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2006). *Veileder for planlegging, bygging og vedlikehold*. ([http://publikasjoner.nve.no/veileder/2006/veileder2006\\_02.pdf](http://publikasjoner.nve.no/veileder/2006/veileder2006_02.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2009). *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein*. ([http://publikasjoner.nve.no/veileder/2009/veileder2009\\_04.pdf](http://publikasjoner.nve.no/veileder/2009/veileder2009_04.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2012). *Veileder for fyllingsdammer*. (<https://www.nve.no/Media/7086/veileder-med-rettelse-og-tilleggsnotat-juli-2018.pdf>)

Norges vassdrags- og energidirektorat (2013). *Dammer som kulturminner*. ([http://publikasjoner.nve.no/rapport/2013/rapport2013\\_64.pdf?fbclid=IwAR0WOBhpOX5WxvSFuXmOv2c28sJwryW7Dm7-el8y7w2jYn8FUu2iTOINvNM](http://publikasjoner.nve.no/rapport/2013/rapport2013_64.pdf?fbclid=IwAR0WOBhpOX5WxvSFuXmOv2c28sJwryW7Dm7-el8y7w2jYn8FUu2iTOINvNM))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2014). *Veileder for klassifisering av vassdragsanlegg*. ([http://publikasjoner.nve.no/veileder/2014/veileder2014\\_03.pdf](http://publikasjoner.nve.no/veileder/2014/veileder2014_03.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2015). *Veileder til damsikkerhetsforskriften, Sikringstiltak ved vassdragsanlegg*. ([http://publikasjoner.nve.no/veileder/2015/veileder2015\\_06.pdf](http://publikasjoner.nve.no/veileder/2015/veileder2015_06.pdf))

Norges vassdrags- og energidirektorat (2018). *Retningslinje for laster og dimensjonering*. (<https://www.nve.no/Media/7091/retningslinjer-for-laster-og-dimensjonering-med-tillegg-juli-2018.pdf>)

Norges vassdrags- og energidirektorat (2018). *Revurdering av vassdragsanlegg*. ([http://publikasjoner.nve.no/veileder/2018/veileder2018\\_01.pdf](http://publikasjoner.nve.no/veileder/2018/veileder2018_01.pdf))

Norsk Geoteknisk Forening (2017). *Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk*. (<http://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/NGF-melding-6-Poretrykksmåling-2017.pdf>)

## Lover og forskrifter

*Vannressursloven* (<https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2000-11-24-82>)

*Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften)* (<https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-12-18-1600>)

## Andre kilder

Ground Truth Trekking (2016) *Understanding Dam Failure*. (<http://www.groundtruthtrekking.org/Issues/OtherIssues/understanding-dam-failure.html> , hentet 17.02.19)

International Rivers (2007) *Dam Performance and Safety* (<https://www.internationalrivers.org/dam-performance-and-safety> , hentet 01.04.2019)

Lessons Learned. *Case Study: Baldwin Hills Dam (California, 1963)* (<https://damfailures.org/case-study/baldwin-hills-dam/> , hentet 29.03.2019)

McCully P., Books Z. (1996) *Getting Old: Dam Aging and Decommissioning* (<https://www.internationalrivers.org/getting-old-dam-aging-and-decommissioning> , hentet 02.04.19)

- Nordal O., Rosvold K. A. (2019) *Kulturminner i norsk kraftproduksjon* ([https://snl.no/kulturminner\\_i\\_norsk\\_kraftproduksjon](https://snl.no/kulturminner_i_norsk_kraftproduksjon) , hentet 09.02.19)
- Norges Geologiske Undersøkelse (2018) *Sonderboring* (<https://www.ngu.no/grunnvanninorge/bore-en-bronn/bronnboringsonderboring> , hentet 25.03.19)
- NVE (2015) *Dammer og vassdragsanlegg - definisjoner* (<https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/dammer-og-vassdragsanlegg-definisjoner/>, hentet 09.02.19)
- NVE (2015) *Damsikkerhet* (<https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/?page=1> , hentet 09.02.19)
- O'Neill A. L., Gourley C. (1991). *Geologic Perspectives and Cause of the Quail Creek Dike Failure* (<https://pubs.geoscienceworld.org/aeg/eeg/article-abstract/xxviii/2/127/137437/geologic-perspectives-and-cause-of-the-quail-creek?redirectedFrom=fulltext> , hentet 21.03.19)
- Sharma R . P., Kumar A. (2013). *Case Histories of Earthen Dam Failures*. Missouri University of Science and Technology, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.8. (<http://scholarsmine.mst.edu/icchge/7icchge/session03/8> , hentet 29.03.19)
- Springer Science (2017) *An evaluation of existent methods for estimation of embankment dam breach parameters*. (<https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs11069-017-2764-z.pdf> , hentet 14.01.19)
- U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Provo Area Office, Utah. (2007). *A.V. Watkins Dam Safety of Dams Modification Final Environmental Assessment and Finding of No Significant Impact PRO-EA-07-002* (<https://www.usbr.gov/uc/envdocs/ea/avwatkins/WatkinsFinalEA.pdf>, hentet 20.03.19)

## Definisjoner, til og med fra ordliste

- Artesisk trykk* ([https://snl.no/artesisk\\_br%C3%B8nn](https://snl.no/artesisk_br%C3%B8nn) , hentet 08.05.19)
- Avlastningsbrønn* ([https://definedterm.com/drainage\\_wells\\_or\\_relief\\_wells](https://definedterm.com/drainage_wells_or_relief_wells) , hentet 08.05.19)
- Dam* ([https://snl.no/dam\\_-\\_demning](https://snl.no/dam_-_demning) , hentet 09.02.19)
- Freatisk sone* ([https://snl.no/freatisk\\_sone](https://snl.no/freatisk_sone), hentet 08.05.19)
- Hydralulisk gradient* (<https://www.ngu.no/grunnvanninorge/ordbok> , hentet 08.05.19)
- Injeksjon/Vanntetting* (<http://www.resconsult.no/tjenester/injeksjon-vanntetting> , hentet 26.03.19)
- Mixed methods* (<https://www.epinionglobal.com/da/analytics/mixedmetode> , hentet 03.04.19)
- Permabilitet* (<https://ndla.no/nb/node/153312> , hentet 08.05.19)
- Piezometer* (<https://snl.no/piezometer> , hentet 25.03.19)
- Poretrykk* (<https://snl.no/poretrykk> , hentet 08.05.19)
- Steinfyllingsdammar* (<http://www.vasskrafta.no/steinfyllingsdammar/category776.html> , hentet 27.03.19)
- Vann* (<https://eis.no/energikilder/vann/>, hentet 01.04.19)
- Vitenskap* (<https://estudie.no/hva-er-vitenskap/>, hentet 03.04.19)
- Vitenskap* (<https://snl.no/vitenskap>, hentet 03.04.19)

## Bilder

- Liu Jinyuan. (2014) *Feasibility Study of Recycling Superabsorbent Polymer Solidified Slurries as A Backfill Material* presentasjon  
([https://www.researchgate.net/publication/317045060\\_Feasibility\\_Study\\_of\\_Recycling\\_Superabsorbent\\_Polymer\\_Solidified\\_Slurries\\_as\\_A\\_Backfill\\_Material/figures?lo=1](https://www.researchgate.net/publication/317045060_Feasibility_Study_of_Recycling_Superabsorbent_Polymer_Solidified_Slurries_as_A_Backfill_Material/figures?lo=1) , hentet 26/03/2019)
- Karkush Mahdi. (2018) *Lectures of Soil Mechanics* presentasjon  
([https://www.researchgate.net/publication/324162566\\_Lectures\\_of\\_Soil\\_Mechanics/figures?lo=1](https://www.researchgate.net/publication/324162566_Lectures_of_Soil_Mechanics/figures?lo=1) , hentet 26/03/2019)
- Johnson Kenneth S. (2008). *Gypsum-karst problems in constructing dams in the USA*  
([https://www.researchgate.net/publication/226513928\\_Gypsum-karst\\_problems\\_in\\_constructing\\_dams\\_in\\_the\\_USA/figures?lo=1](https://www.researchgate.net/publication/226513928_Gypsum-karst_problems_in_constructing_dams_in_the_USA/figures?lo=1) , hentet 21.03.19)
- U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (u.å) *Arthur V Watkins Dam*  
(<https://www.usbr.gov/projects/index.php?id=48> , hentet 21.03.19)
- Lessons Learned. (u.å.). *Case Study: Baldwin Hills Dam (California, 1963)*  
(<https://damfailures.org/case-study/baldwin-hills-dam/> , hentet 21.03.2019)

## Video

- Bryan McCabe. (18/01/2013). *Groundwater, Seepage and Permeability - Part 1* [Videoklipp]  
(<https://www.youtube.com/watch?v=eCUJm5XDTuI> , sett jan. 2019)
- Bryan McCabe. (18/01/2013). *Groundwater, Seepage and Permeability Part 2* [Videoklipp]  
(<https://www.youtube.com/watch?v=lvIBR8wwyjI&t=28s> , sett jan. 2019)
- Bryan McCabe. (18/01/2013). *Phase Relations* [Videoklipp]  
(<https://www.youtube.com/watch?v=gPrCatqja8c> , sett jan. 2019)
- Kevin Franke, Office Hours channel. (2017). *CEEN 341 – Elementary Soil Mechanics*, se spesifisering av forelesninger nede:  
(<https://www.youtube.com/playlist?list=PLzBZ3hmMnx1KUOu8ZQItF7J2Stdo0tjhG> , sett jan. 2019)
- Lecture 1 – Origin of Rocks and Soil* [Videoklipp], (02/01/2017)
- Lecture 2 – Particle Size Analysis* [Videoklipp], (05/01/2017)
- Lecture 3 – Weight Volume Relationships and Relative Density* [Videoklipp], (23/01/2017)
- Lecture 5 – Soil Classification* [Videoklipp], (01/02/2017)
- Lecture 6 – Soil Compaction* [Videoklipp], (01/02/2017)
- Lecture 7 – Fluid Flow Through Soil* [Videoklipp], (13/02/2017)
- Lecture 8 – Continuity and Laplace Equation* [Videoklipp], (02/02/2017)
- Lecture 9 – Flow Nets* [Videoklipp], (06/02/2017)
- Lecture 10 – Effective Stress* [Videoklipp], (06/02/2017)
- Lecture 11 – Zero Effective Stress and Capillary Rise* [Videoklipp], (15/02/2017)
- Lecture 12 – Stresses in a Soil Mass and Mohr's Circle* [Videoklipp], (12/10/2017)



## Vedlegg

A	-	Metoder for utførelse av analyse i SEEP/W og SLOPE/W .....	(1)
B	-	Prøvebeskrivelser fra geoteknisk rapport.....	(5)
C	-	Borplan.....	(10)
D	-	Kjernematerialer og -dybde.....	(11)
E	-	Terreng- og fjellnivå.....	(12)
F	-	Damtegninger fra 1987.....	(13)
G	-	Resultater fra stabilitets- og poretrykksanalyse .....	(14)
H	-	Resultater fra sensitivitetsanalyse for Ksat, oppsprukket fjell .....	(20)
I	-	Resultater fra sensitivitetsanalyse for avlastningsbrønn.....	(44)
J	-	Resultater fra sensitivitetsanalyse for Ksat, oppsprukket fjell, med installerte avlastningsbrønner av forskjellig kapasitet.....	(78)
K	-	Ordliste.....	(87)

## Vedlegg A - Metoder for utførelse av analyse i SEEP/W og SLOPE/W

### *SEEP/W*

#### **Typer av analyse**

- 1) *Steady-state* analyse brukes ved analyse av en tilstand til modellen som er stabil og ikke endres.
- 2) *Transient* analyse per definisjon betyr en som alltid endrer seg. Den endrer seg fordi den tar hensyn til hvor langt tid det tar for grunnen til å respondere på grensebetingelser oppgitt av brukeren. (SEEP boka, 2009, s.155)

#### **Materialmodeller**

Det er fire forskjellige materialmodeller å velge mellom ved bruk av SEEP/W: (SEEP boka, 2009, s.76):

##### 1) *None*

- brukes for fjernet del av en modell i analyse.

##### 2) *Saturated/Unsaturated model*

- bør alltid brukes hvis det er tvil om hvilken modell skal velges.

Funksjoner:

Hydraulisk konduktivitet, forhold og retning

Vanninnholdet

Luft konduktivitet (hvis AIR/W lagt til)

##### 3) *Saturated only model*

- er nyttig for å raskt definere et området som alltid forbli under freatisk linje.

Funksjoner:

Mettet hydraulisk konduktivitet ( $K_{sat}$ ), forhold og retning

Mettet vanninnhold

Volum kompressibilitet koeffisient ( $M_v$ )

Luft konduktivitet satt til null (hvis AIR/W lagt til)

##### 4) *Interface model*

- brukes i forbindelse med “*interface elements*”, som er lagt til *mesh* og representerer for eksempel geomembraner eller injeksjonsskjerm. Ulike verdier for tangent og normal konduktivitet kan spesifiseres.

Funksjoner:

Hydraulisk normal og tangent konduktivitet

Luft konduktivitet (hvis AIR/W lagt til)

### **Volumetrisk vanninnhold funksjon**

En av de nødvendige inngangsparametrene for stasjonær analyse er volumetrisk vanninnholdsfunksjonen. Det kan være nyttig å kunne utvikle en estimering av volumetrisk vanninnholdsfunksjon ved å bruke enten en lukket form løsning, som krever brukerdefinert kurveparametere, eller ved å bruke en prediktiv metode som utnytter kornstørrelsesfordelingskurve. Grunnen til dette er at det kan være vanskelig eller tidkrevende å få en volumetrisk vanninnholdsfunksjon. SEEP/W har fire metoder for å utvikle en volumetrisk vanninnholdsfunksjon. Den ene er å estimere en funksjon ved hjelp av en prediktiv metode basert på kornstørrelse. Den andre er å basere funksjonen på et utvalg sett av funksjoner innebygd i programvaren. De to siste metoder er lukket form ligninger baserte på kjente kurveparametere. (SEEP boka, 2009, s.80)

- 1) *Estimation method 1 (grain size - Modified Kovacs)*
- 2) *Estimation method 2 (sample functions)*
- 3) *Closed form option 1 (Fredlund and Xing, 1994)*
- 4) *Closed form option 2 (Van Genuchten, 1980)*

### **Prediksjon av umettet hydraulisk konduktivitet funksjon**

SEEP/W har tre forskjellige metoder som kan brukes til å forutsi umettet hydraulisk konduktivitet funksjon, bygd inn i modellen. Det kan brukes enten målte / estimerte volumetrisk vanninnhold funksjon eller mettet hydraulisk konduktivitet funksjon:

- 1) *Metode 1 (Fredlund, 1994)* – utvikler umettet hydraulisk konduktivitet funksjon ved å integrere langs hele kurven av volumetrisk vanninnhold funksjon; (SEEP boka, 2009, s.97)
- 2) *Metode 2 (Green and Corey, 1971)* – SEEP/W bruker Green og Corey ligningen for å vurdere formen til konduktivitetsfunksjon. Deretter flytter den kurven opp eller ned slikt at funksjonen går gjennom brukerdefinert verdi av  $k_s$  (mettet konduktivitet); (SEEP boka, 2009, s.100)
- 3) *Metode 3 (Van Genuchten, 1980)* – lukket form ligningen, som representerer hydraulisk konduktivitet som en funksjon av *matric suction*; (SEEP boka, 2009, s.100)

### **SLOPE/W**

#### **Poretrykksforhold**

Det finnes flere måter å definere poretrykket i SLOPE/W. Den mest vanlig måte er å definere piezometrisk linje. Det er også mulig å importere poretrykksforhold fra SEEP/W.

## Metoder for beregning av sikkerhetsfaktor

Det finnes forskjellige metoder for beregning av sikkerhetsfaktor. Alle metoder brukt i SLOPE/W baserer seg på *limit equilibrium formulations* unntatt *finite element method* som bruker *finite element computed stress*.

- 1) *General limit equilibrium (GLE)* metoden var utviklet av Fredlund i Saskatchewan universitet på 1970-tallet. Den baserer seg på to sikkerhetsfaktorer ligninger. Den ene ligningen gir sikkerhetsfaktor med hensyn til momentlikevekt ( $F_m$ ), mens den andre ligningen gir sikkerhetsfaktor med hensyn til likevekt av horisontale krefter ( $F_f$ ). Den metoden tilfredsstillter både moment- og horisontale krefter likevekt ved å finne krysningspunkt mellom  $F_m$  og  $F_f$  kurver. (SLOPE boka, 2008, s.37)
- 2) *Ordinary eller Fellenius metode (Swedish method of slices)* var den første lamell metode beskrevet i litteratur. Den er enkel og gjør det mulig å bruke håndberegninger. Alle *interslice* krefter ignoreres. Sikkerhetsfaktor beregnes som total skjærkraft langs glidesirkel dividert på summen av drivende gravitasjonskrefter. (SLOPE boka, 2008, s.43)
- 3) *Bishop's Forenklet metode* tar hensyn til normale krefter mellom lameller, men ikke til skjærkrefter mellom lameller. Den metoden tilfredsstillter momentlikevekt, men ikke horisontale krefter likevekt. (SLOPE boka, 2008, s.50)
- 4) *Janbu's Forenklet metode* er lik Bishop's metode men i motsetning til den, tilfredsstillter Janbu's metode horisontale krefter likevekt og ikke momentlikevekt. (SLOPE boka, 2008, s.50)
- 5) *Spencer metode* tar hensyn til både skjær og normale *interslice* krefter, tilfredsstillter både moment- og kraftlikevekt, antar en konstant *interslice* krefter funksjon. (SLOPE boka, 2008, s.54)
- 6) *Morgenstern-Price metode* tar hensyn til både skjær og normale *interslice* krefter, tilfredsstillter både moment- og kraftlikevekt, og tillater en rekke brukervalgte funksjoner for *interslice* krefter. (SLOPE boka, 2008, s.58)
- 7) *Corps of Engineers metode* tar hensyn til både skjær og normale *interslice* krefter, tilfredsstillter horisontale krefter likevekt, men ikke momentlikevekt, og bruker *interslice* krefter funksjon relatert til hellingen og glideflate geometrien. (SLOPE boka, 2008, s.63)
- 8) *Lowe-Karafiath metode* er i prinsippet det samme som Corps of Engineers, unntatt at den bruker en annen type av antatt *interslice* krefter funksjon. Den bruker bruker *interslice* krefter funksjon relatert til *ground surface slope* og helning til glideflate. (SLOPE boka, 2008, s.63)
- 9) *Sarma metode* tar hensyn til både skjær og normale *interslice* krefter, tilfredsstillter både moment- og kraftlikevekt, relaterer *interslice* skjærkrefter og normale krefter med en kvasi-skjærkraft ligning. (SLOPE boka, 2008, s.66)
- 10) *Janbu's Generalized metode* er lik Corps of Engineers og Lowe-Karafiath metoder. Alle de tar hensyn til både skjær og normale *interslice* krefter og tilfredsstillter bare horisontale krefter likevekt, men Janbu's Generalized metode bruker en annen teknikk å relatere *interslice* skjærkrefter med normalkrefter. (SLOPE boka, 2008, s.68)

11) *Finite element spenningsbasert metode.*

### **Interslice force functions (ved bruk av GLE eller Morgenstern-Price metode)**

Interslice force functions ved bruk av GLE eller Morgenstern-Price metode:

- 1) *Constant*
- 2) *Half-sine*
- 3) *Clipped-sine*
- 4) *Trapezoidal*
- 5) *Data point fully specified*

### **Material spenningsmodell**

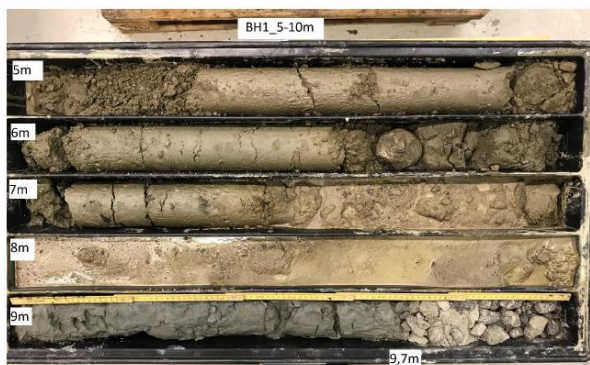
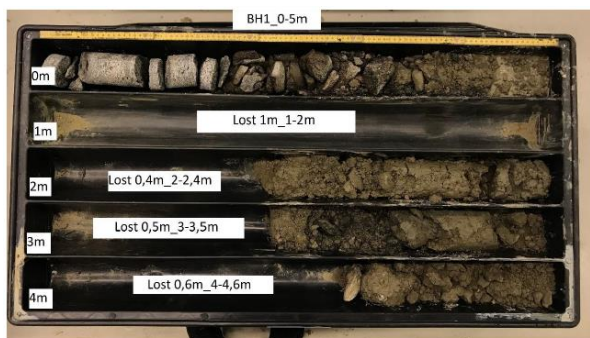
Modeller for beskrivelse av skjærstyrke til materialer i stabilitetsanalyse.

- 1) *Mohr-Coulomb* er den mest vanlige måte å beskrive skjærfasthet i materialet
- 2) *Spatial Mohr-Coulomb model*
- 3) *Undrained strength*
- 4) *No strength*
- 5) *Impenetrable (Bedrock)*
- 6) *Bilinear*
- 7) *General data-point strength function*
- 8) *Anisotropic strength*
- 9) *Strength using an anisotropic function*
- 10) *Strength as a function of depth*
- 11) *Frictional-undrained combined models*
- 12) *SHANSEP or strength = f(overburden) model*
- 13) *Hoek and Brown model*
- 14) *Unsaturated shear strength*
- 15) *Soil unit weight*

## Vedlegg B - Prøvebeskrivelser fra geoteknisk plan

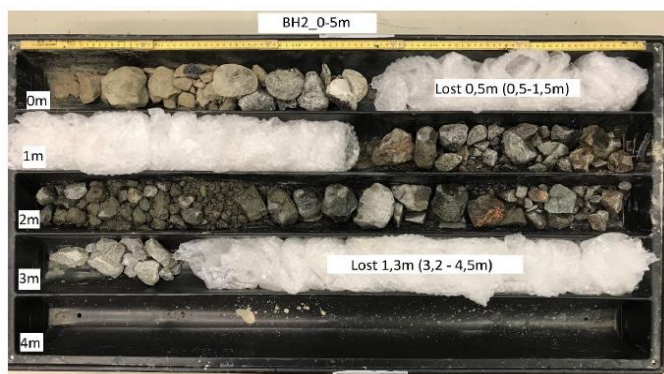
### BH1

Dybde (m)	Beskrivelse
0-1	Sprengstein, grus, sand
1-2,5	Mistet materiale
2,5-3	Grus, sand
3-3,5	Mistet materiale
3,5-4	Grus, sand
4-4,5	Mistet materiale
4,5-6	Sand, grus
6-7,5	Sand, noe grus
7,5-9	Sand, noe grus, fast
9-9,7	Blågrå leire, berg
9,7-10,5	Berg



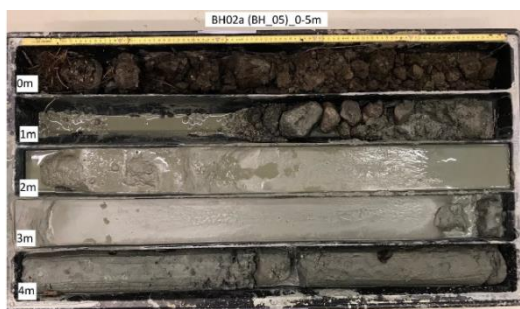
## BH2

Dybde (m)	Beskrivelse
0-0,5	Grov GRUS, noe medium grus
0,5-1,5	Mistet materiale
1,6-2	Grov GRUS, noe medium grus
2-3,2	Medium GRUS, noe fin grus og sand
3,2-4,5	Mistet materiale
4,5-	Borkrone ble ødelagt under boring, mulig noe ikke-naturlige fyllmasser, stål?



## BH2a

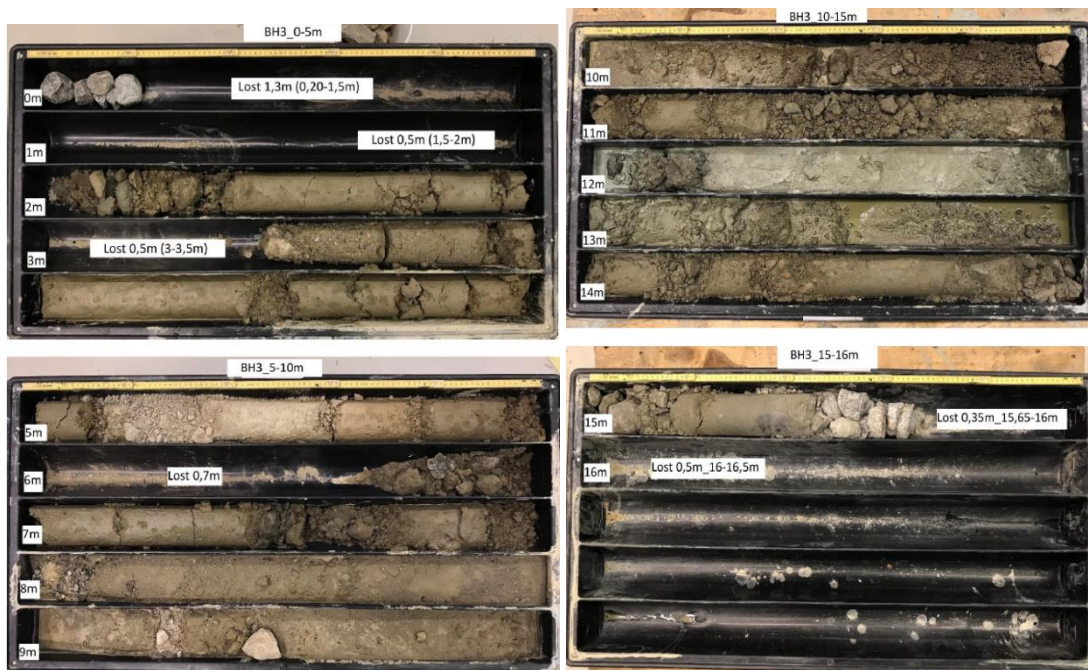
Dybde	Beskrivelse
0-1	Organisk materiale over grov grus med sand
1-1,5	Mistet materiale
1,5-2,5	Silt, sandig, grå, veldig myk, fuktig
2,5-3,8	Silt, sandig, grå, veldig myk, våt
3,8-6	Silt, sandig, grå, fast, fuktig
6-6,3	Grov grus, grå
6,3-7,2	Finkornet silt, grå, veldig myk, våt
7,2-8,1	Silt med noe sand, grå, myk, våt
8,1-8,8	Silt med noe sand, grå, fast, fuktig
8,8-9,7	Fin til medium grus, fast, fuktig
9,7-10,4	Medium grus, grå
9-	Boret møtte på artesisk overtrykk, ikke mulig å ta vare på prøver, ingen kontakt med berg





### BH3

Dybde	Beskrivelse
0-0,1	Grovt, grå, knust stein
0,1-1,9	Mistet materiale, boret i sprengsteinsfylling
2-2,3	Grov SAND, noe silt med medium grus
2,3-3	Fin SAND, noe silt, brun, fast, fuktig
3-3,5	Mistet materiale
3,5-4	Fin SAND, noe silt med medium grus, brun, fast, fuktig
4-5,1	Fin SAND, noe silt med medium grus, bruk, stiv, fuktig
5,1-5,6	Fin SAND med grov grus, brun, stiv, fuktig
5,6-6	Sandig SILT og medium grus
6-6,8	Mistet materiale
6,8-7	Medium SAND med silt og grov grus, brun, myk, fuktig
7-8,1	Sandig SILT og grov grus
8,1-10	SAND med noe silt og medium grus, brun, myk, våt
10,5-10,7	SAND, brun, myk, fuktig
10,7-11,1	SAND med medium grus, brun, myk, fuktig
11,1-11,4	SILT, noe fin grus, grå, stiv, fuktig
11,4-12	SAND, noe silt med medium grus, brun, myk, våt
12-12,9	SILT, sandig med fin grus, lys grå til grønn, myk, våt
12,9-13,5	SILT med noe sand og små finkornig grus, grå til grønn, myk, våt
13,5-14	Fin GRUS med sand, brun, myk, våt
14-15	SAND, siltig med medium grus, brun, fast, fuktig
15-15,45	Fin SAND med grov grus, mørk grå, stiv, fuktig
15,45-15,7	Moderat forvitret berg, hvitt med noe svart, massiv, grovekornede krystaller (phaneritic), granitt, veldig sterk, 70 % feltspat og kvarts, 30 % biotitt
15,7-16,5	Borkrone satt fast, resulterte i tapt materiale.
	Det er antatt berg ved 15,5 m. Det ble boret 1 m videre inn i fast grunn.



## RESULTATER FRA FALLENDE POTENSIAL TEST

Borhull	Dybde [m]	Vurdert permeabilitet [m/s]
BH1	4,5	6,9E-06
	7,5	2,7E-06
	9,7	>6,7E-04
BH2	3,0	>3,2E-04
BH3	5,25	2,22E-05
	11,25	5,75E-06
	15,0	1,53E-06

## Vedlegg C - Borplan

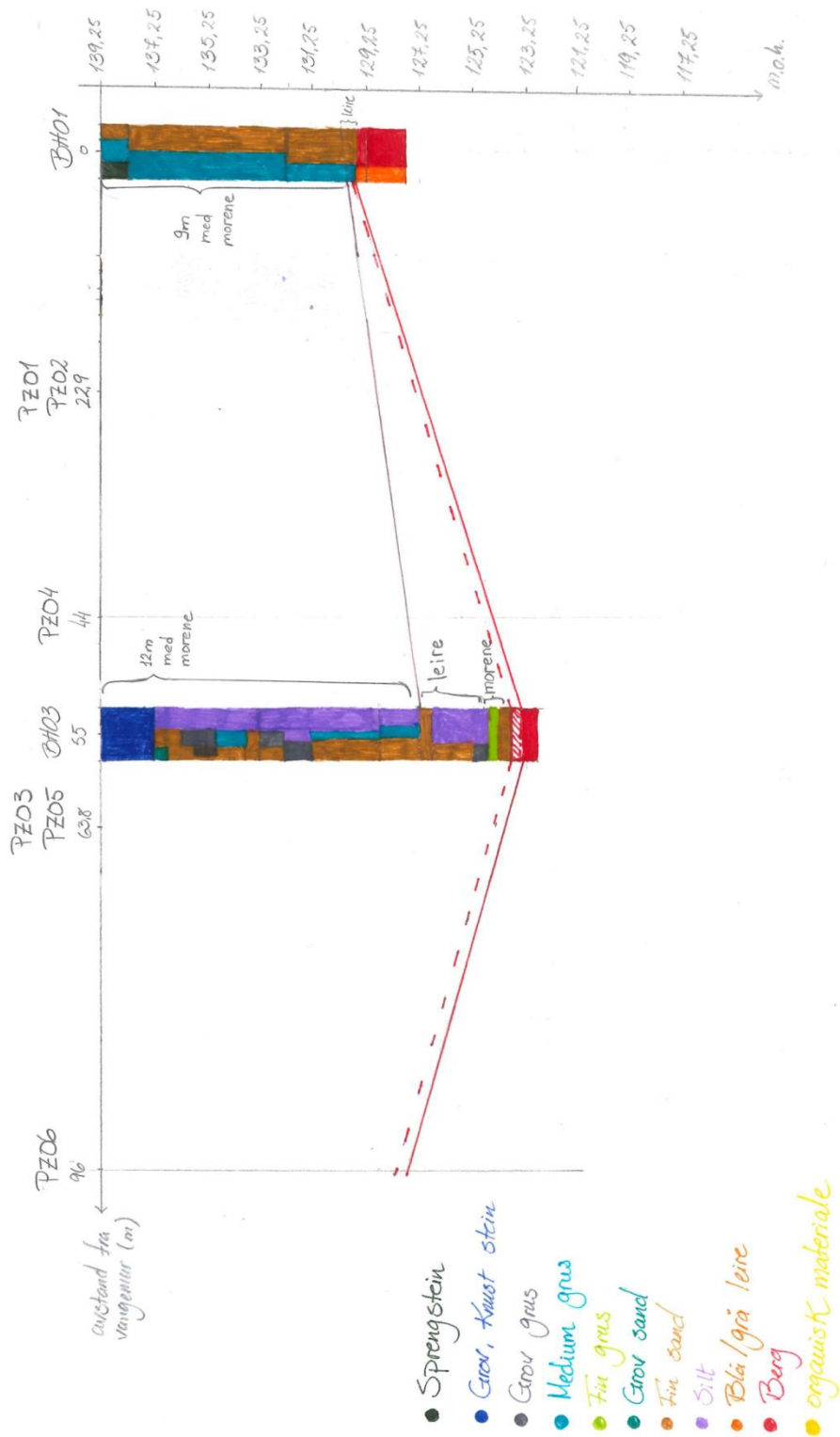


Plassering av borehull og prøvegroper

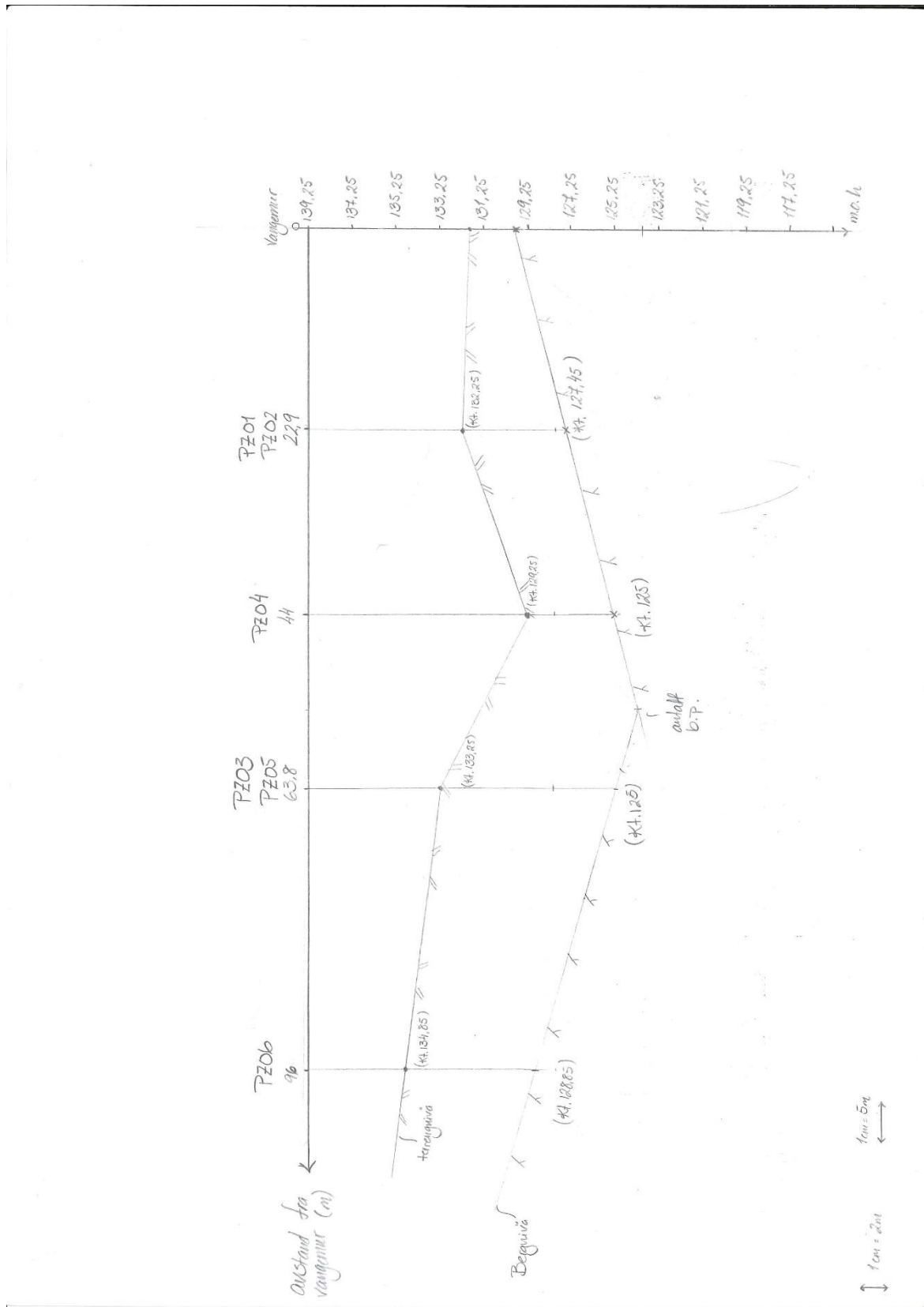


Borplan

# Vedlegg D - Kjernematerialer og -dybde



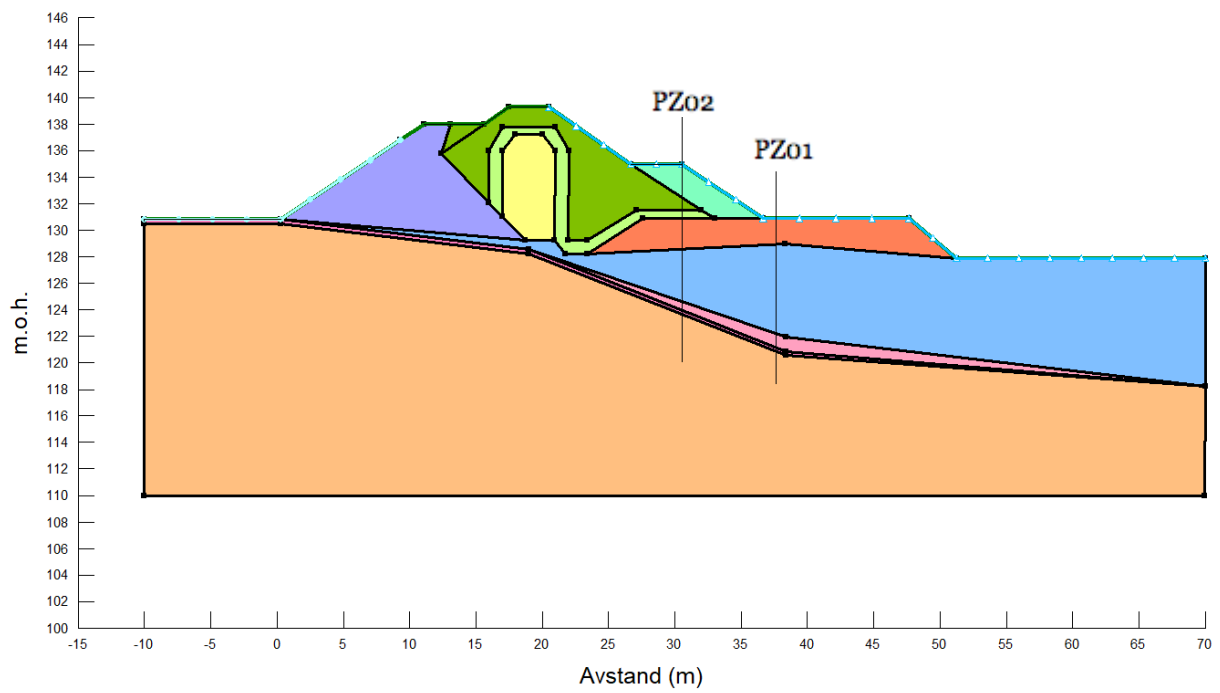
# Vedlegg E - Terreng- og fjellnivå



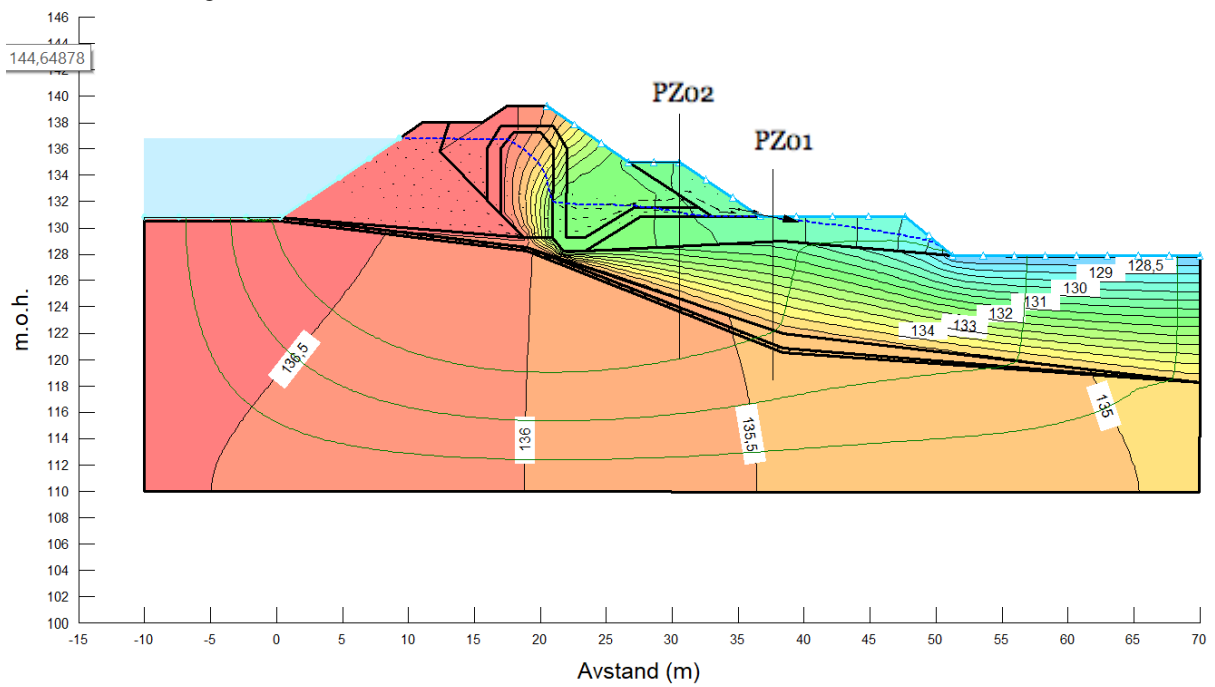


# Vedlegg G - Resultater fra stabilitets- og poretrykksanalyse

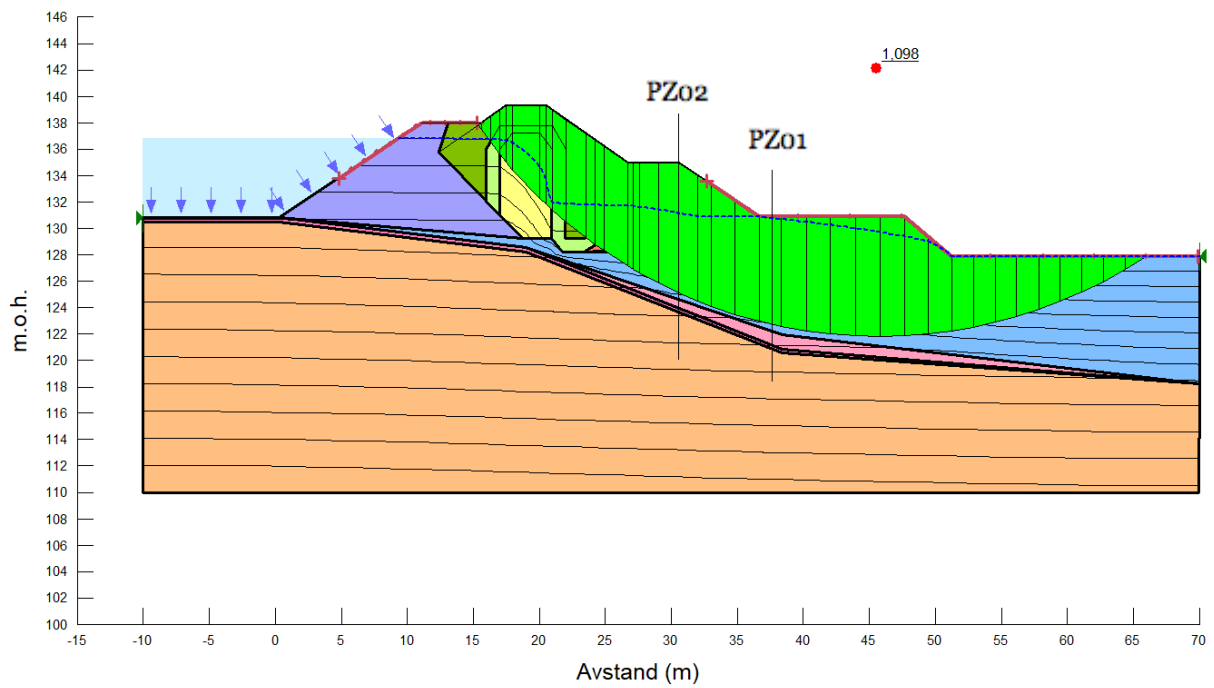
## Snitt PZ2019-01 og PZ2019-02



## Snitt PZ2019-01 og PZ2019-02

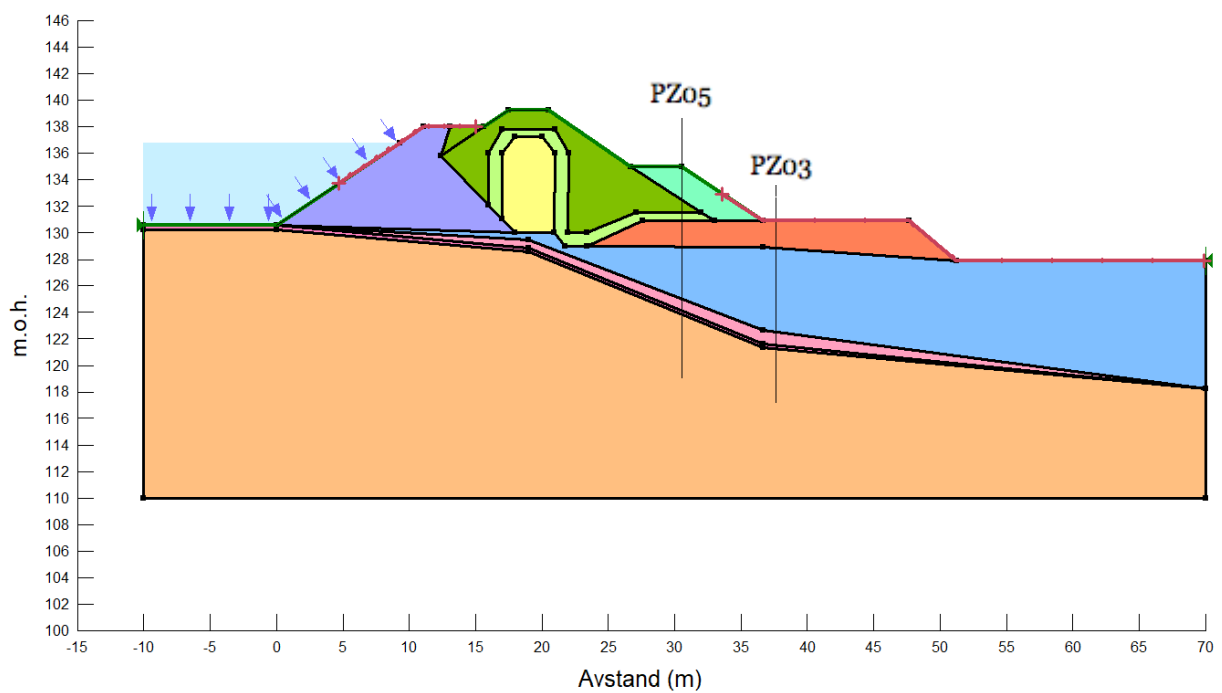


## Poretrykksanalyse - snitt PZ2019-01 og PZ2019-02



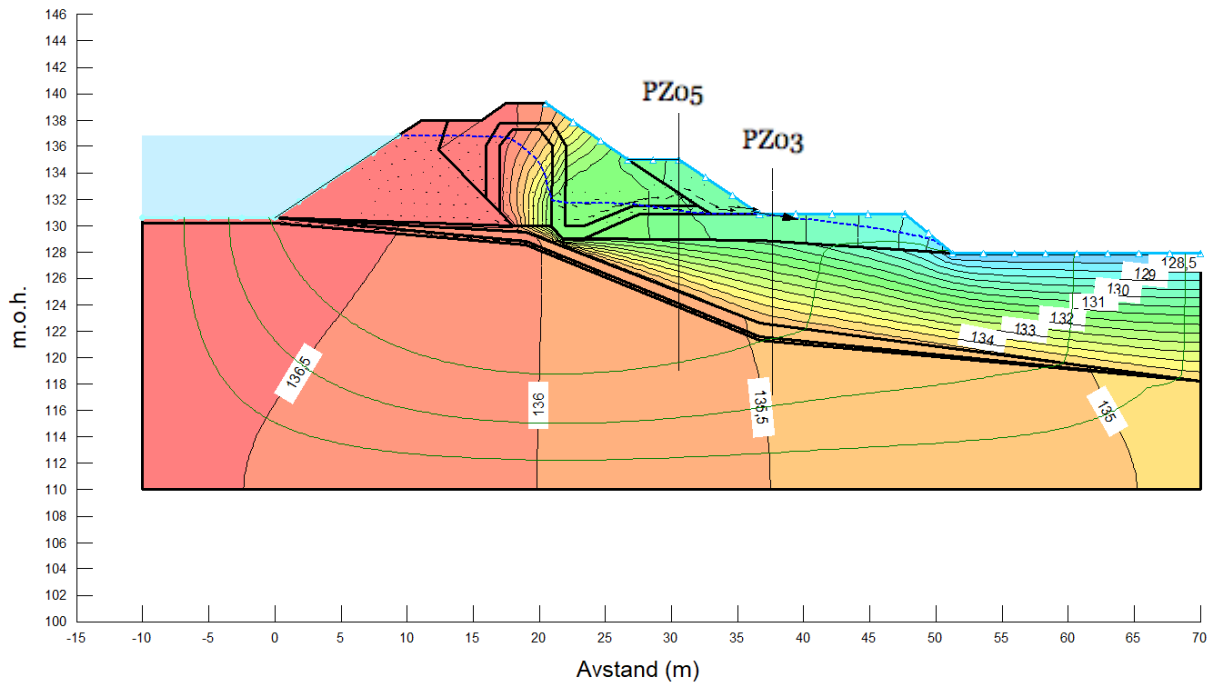
Stabilitetsanalyse - snitt PZ2019-01 og PZ2019-02

*Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05*

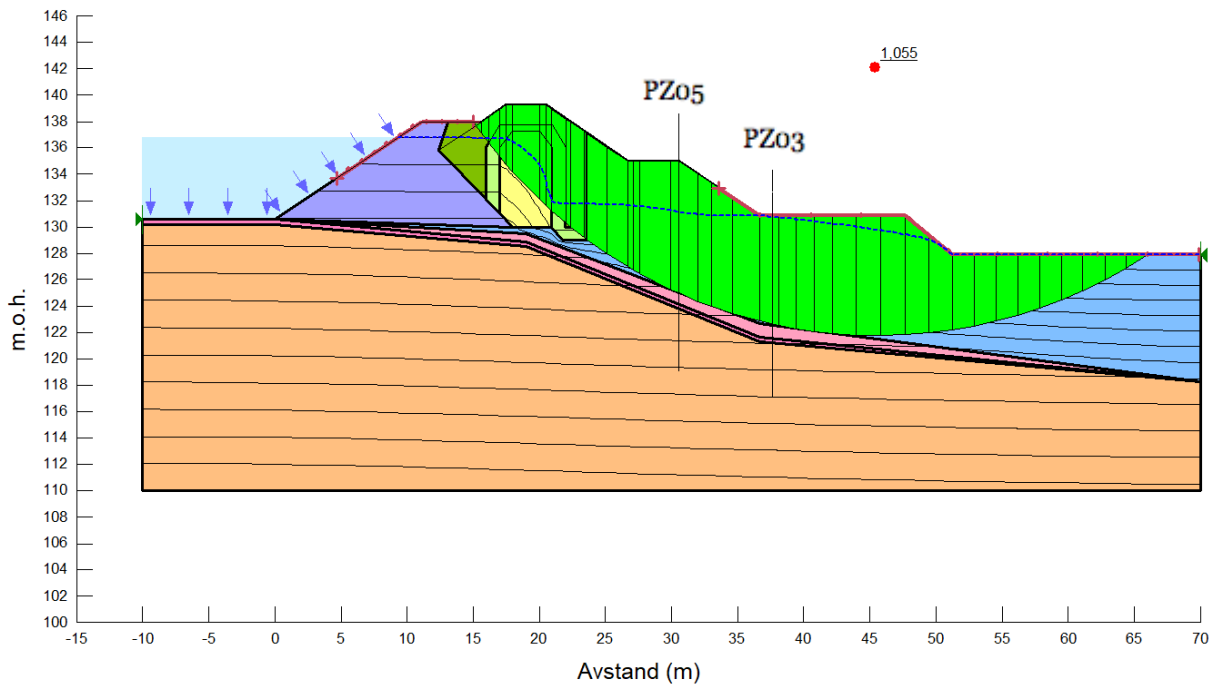


Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05



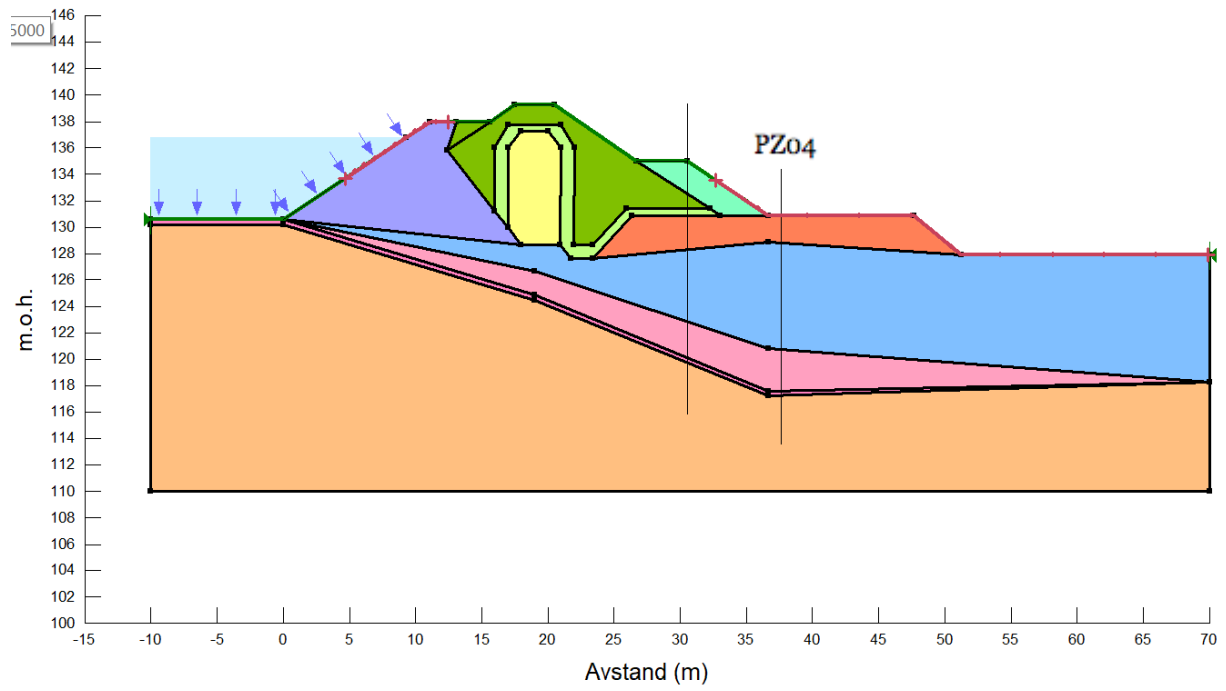


Poretykksanalyse - snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

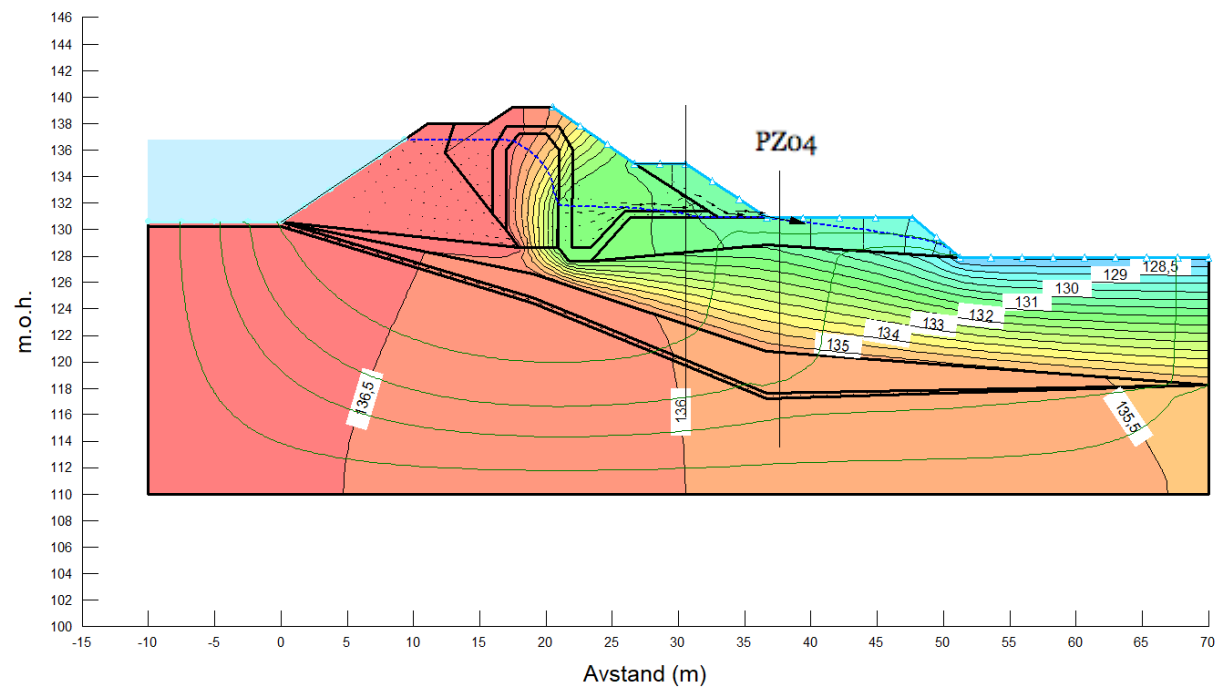


Stabilitetsanalyse - snitt PZ2019-03 og PZ2019-05

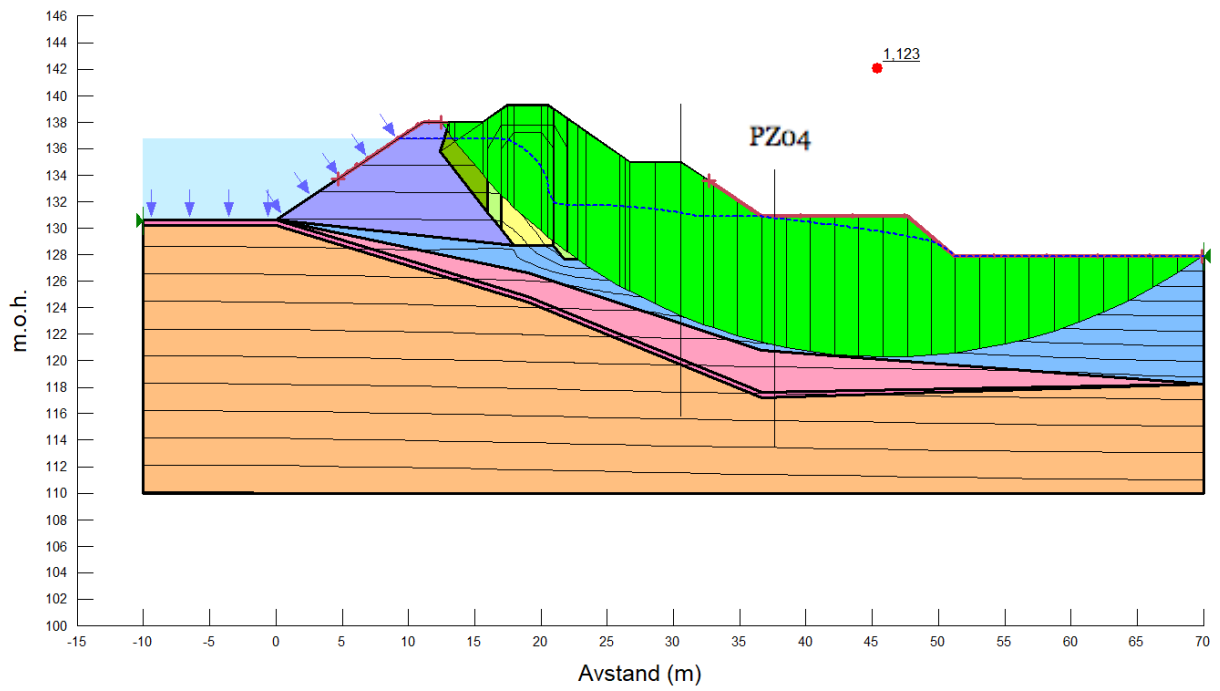
### Snitt PZ2019-04



### Snitt PZ2019-04

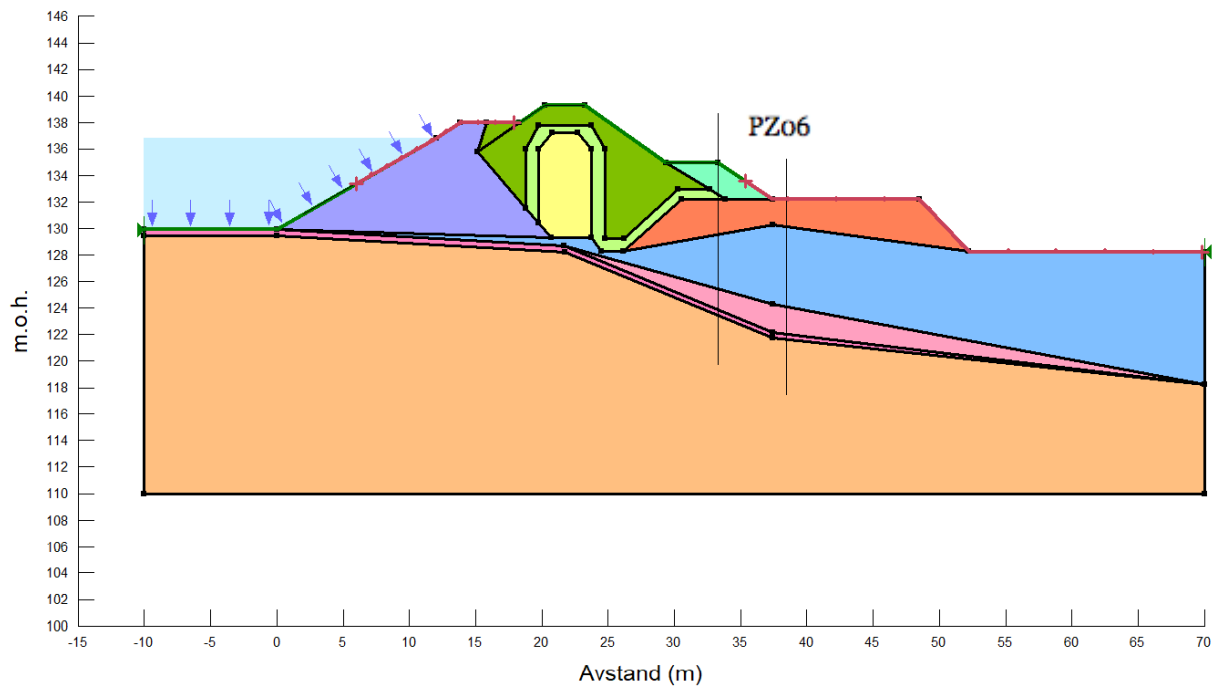


### Poretykksanalyse - snitt PZ2019-04

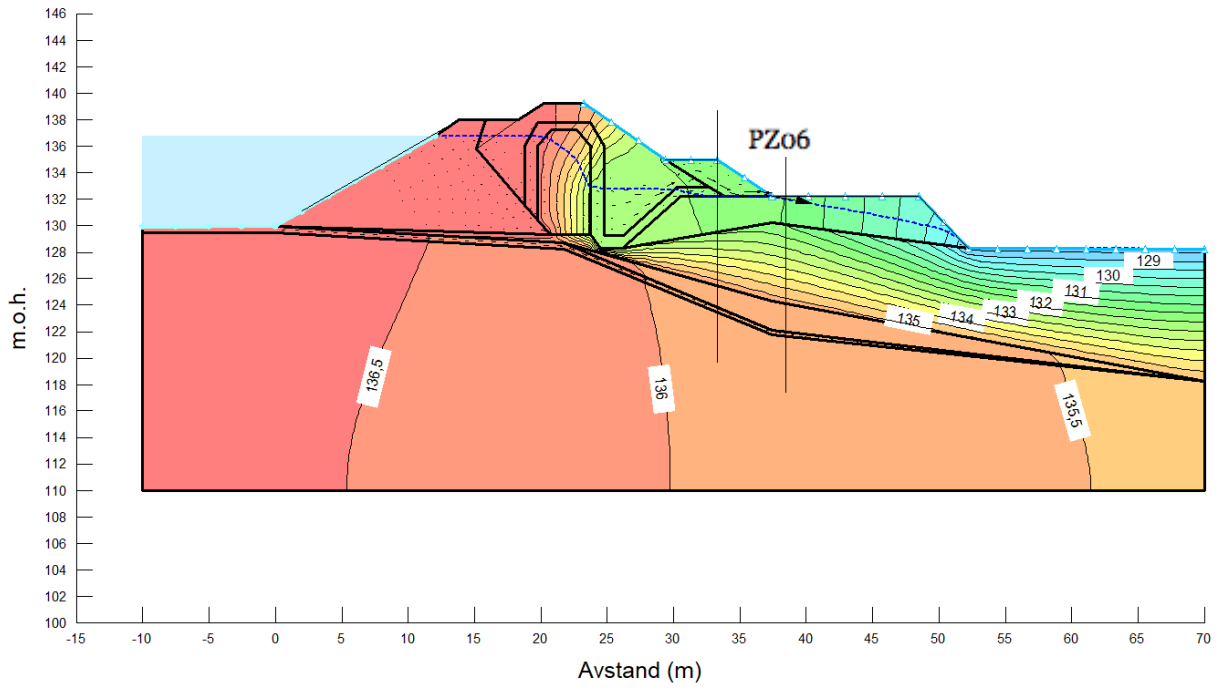


Stabilitetsanalyse - snitt PZ2019-04

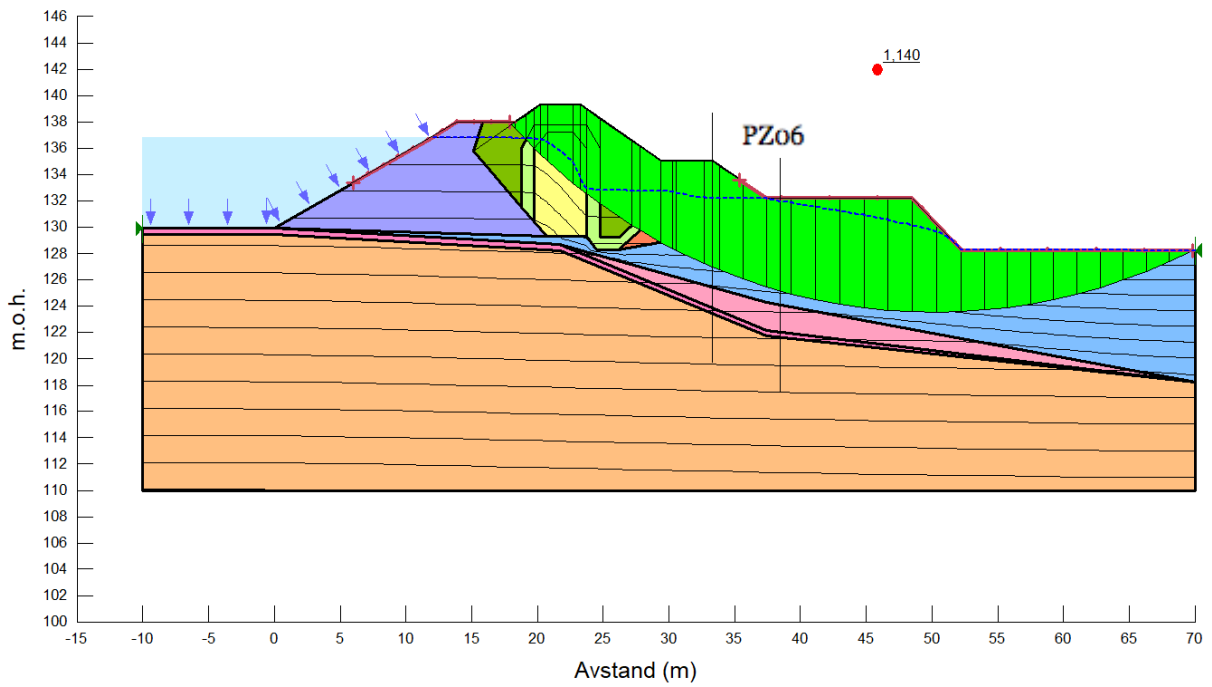
*Snitt PZ2019-06*



Snitt PZ2019-06



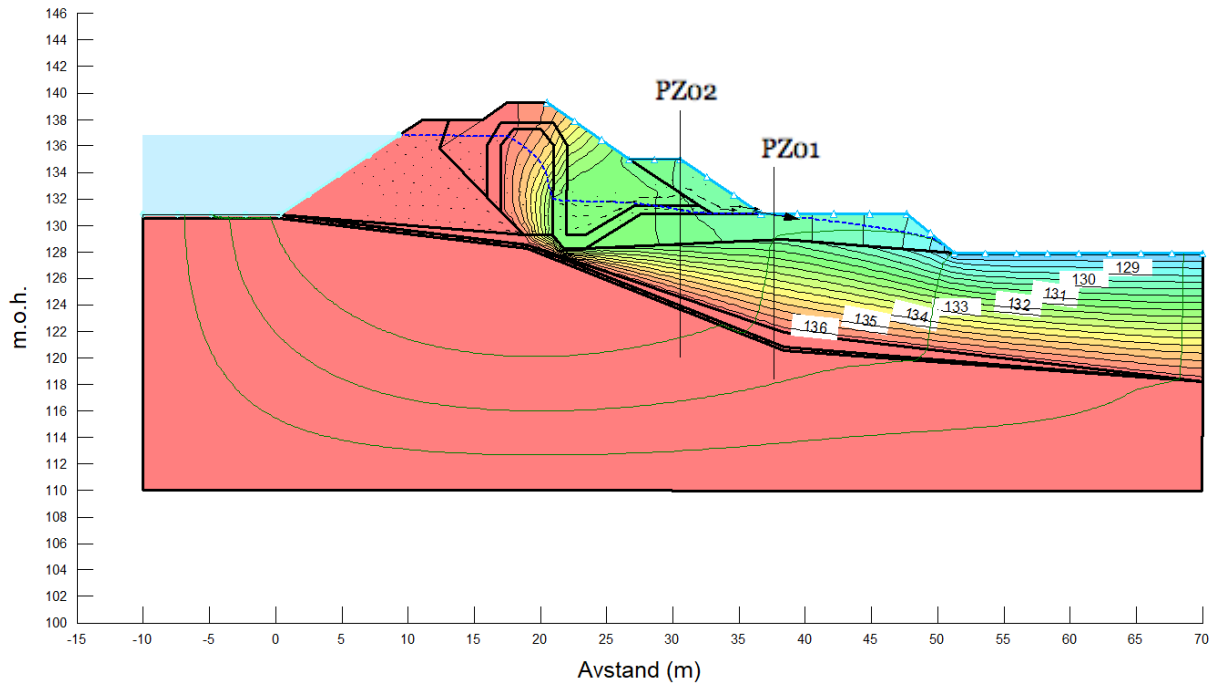
Poretykksanalyse - snitt PZ2019-06



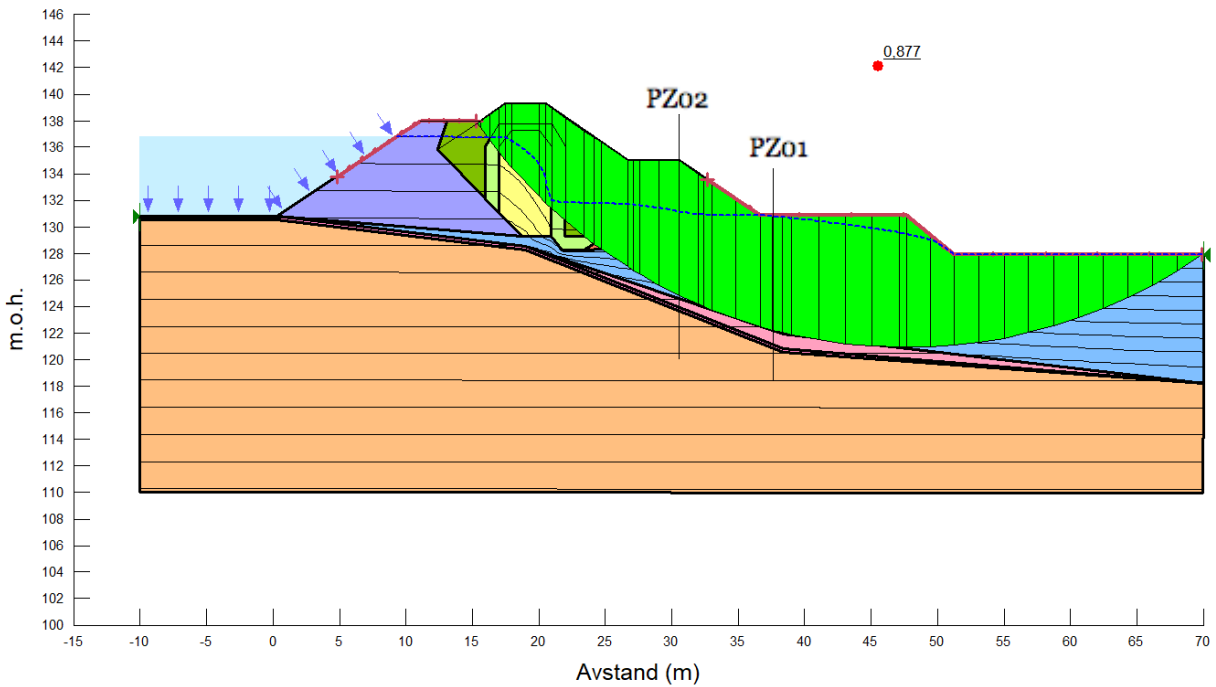
Stabilitetsanalyse - snitt PZ2019-06

# Vedlegg H - Resultater fra sensitivitetsanalyse for Ksat, oppsprukket fjell

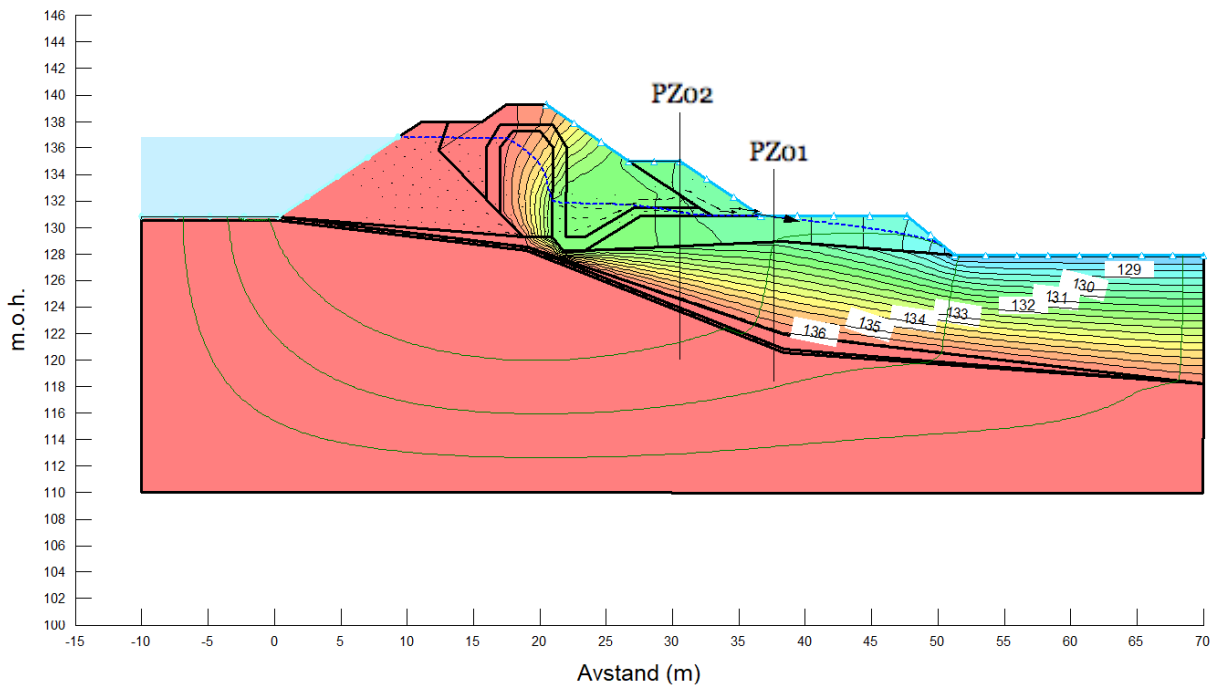
## Snitt PZ2019-01 og PZ2019-02



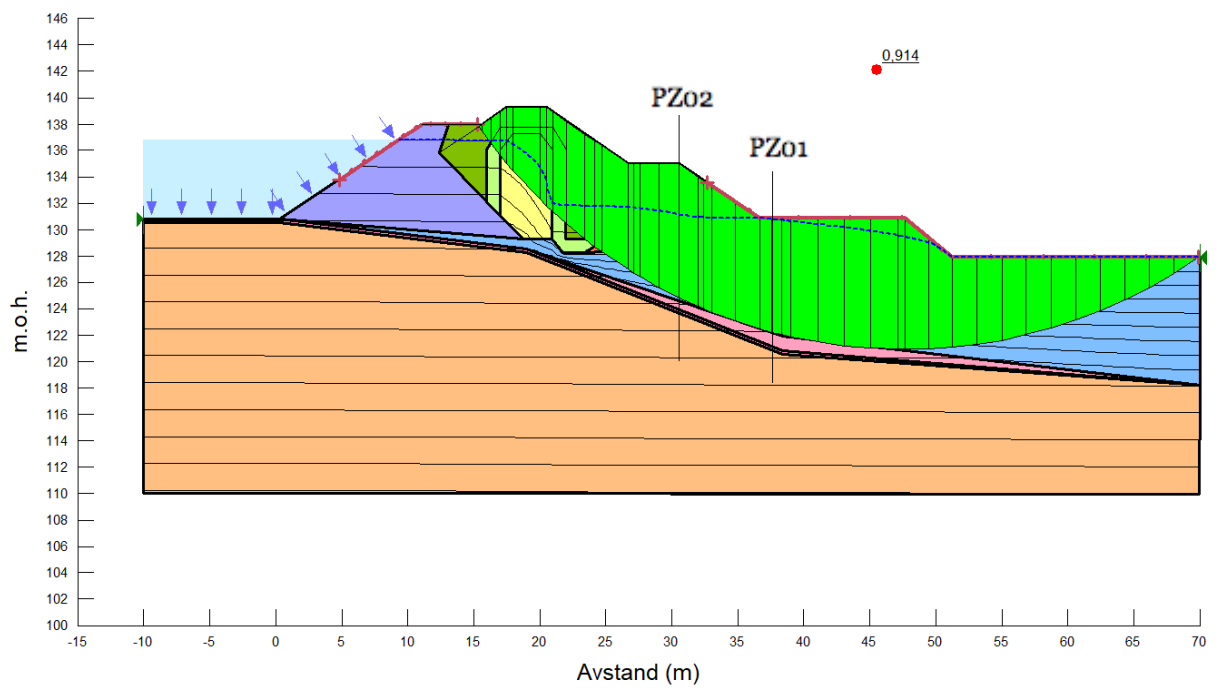
Forsøk nr.1 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-2}$ )



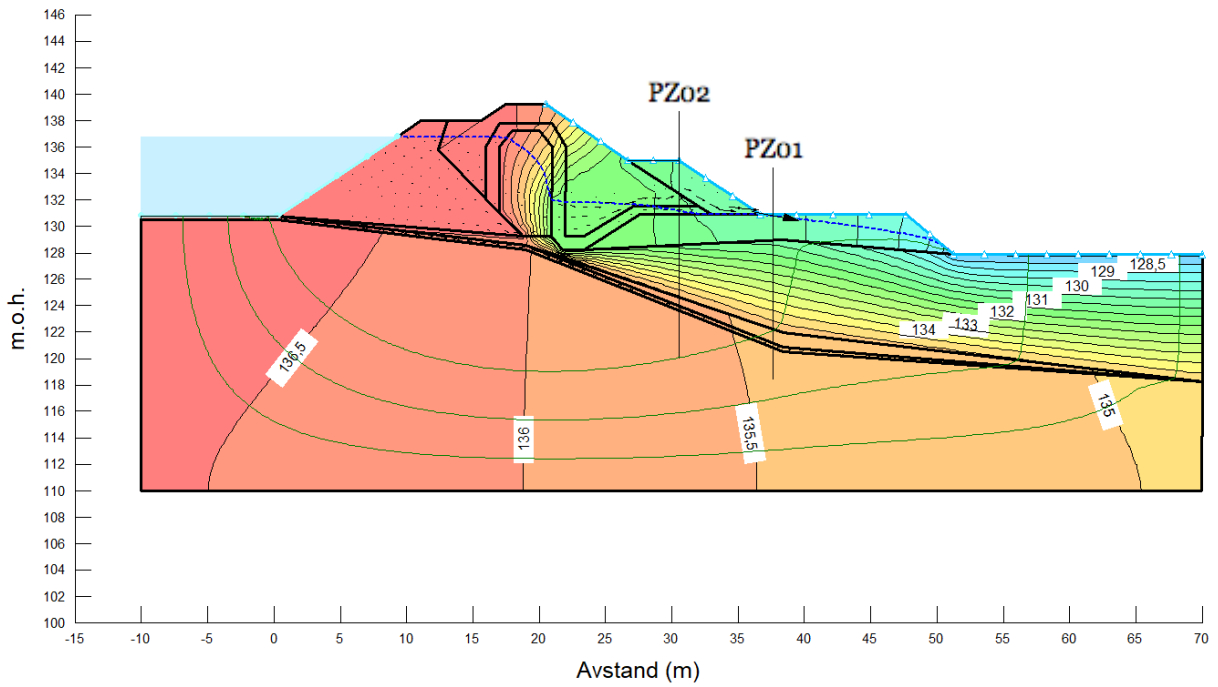
Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-2}$ )



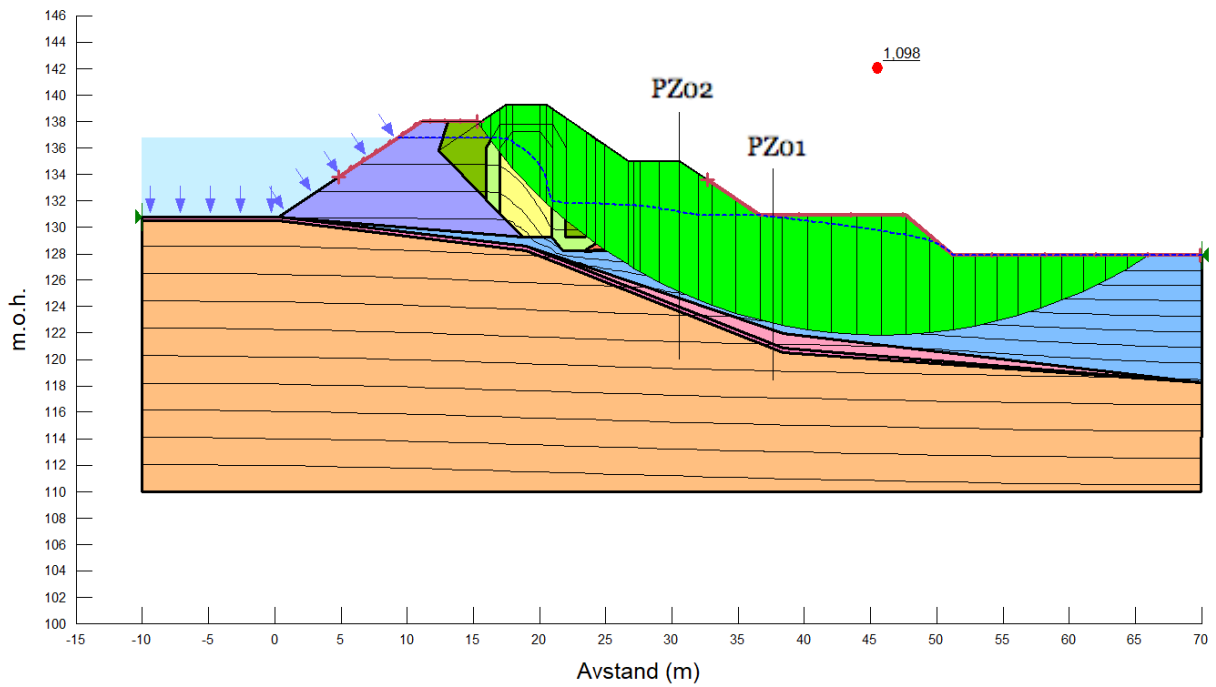
Forsøk nr.2 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )



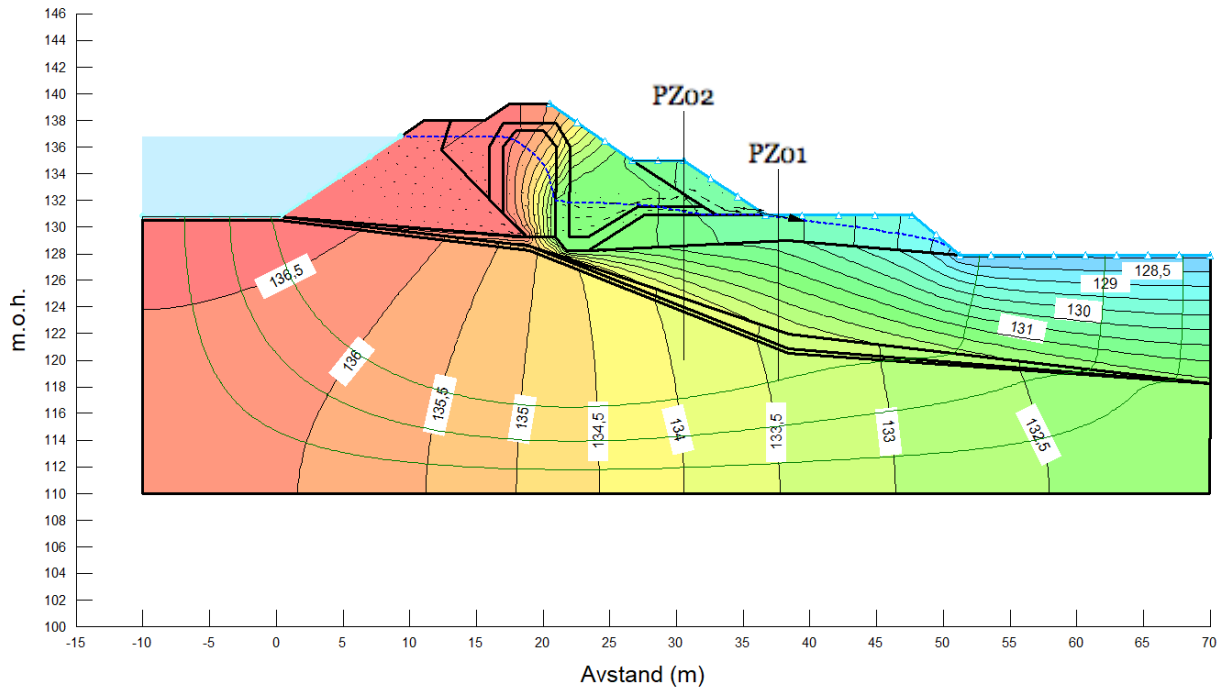
Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )



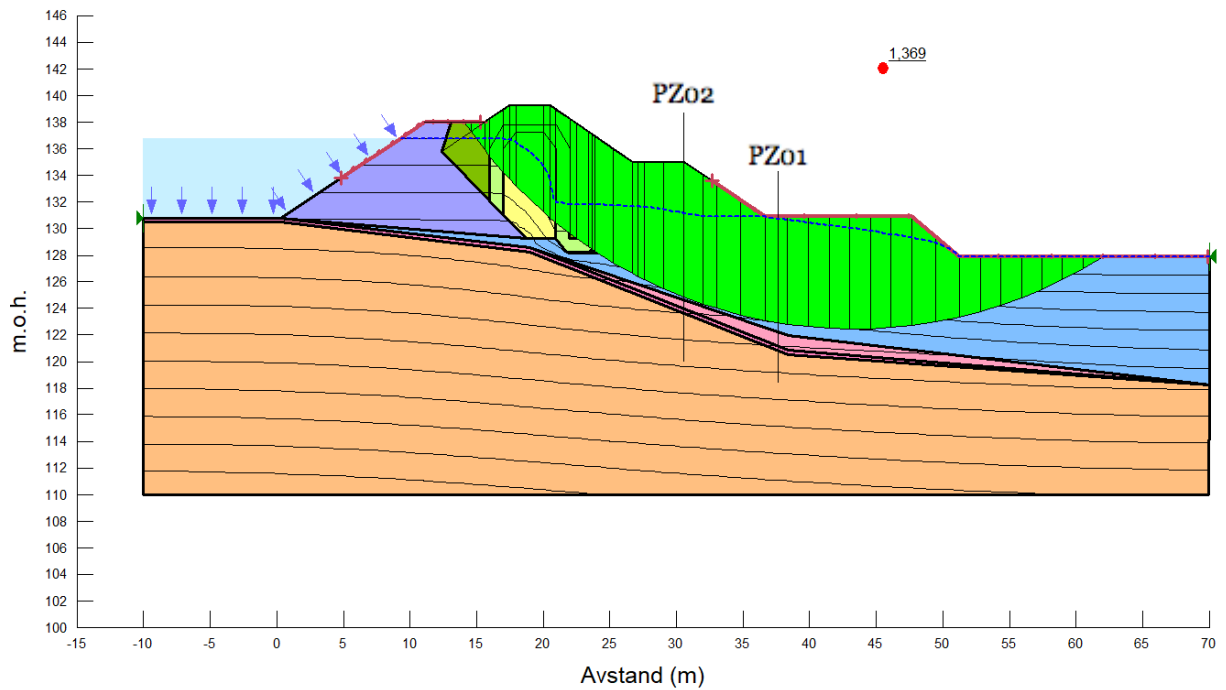
Forsøk nr.3 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )

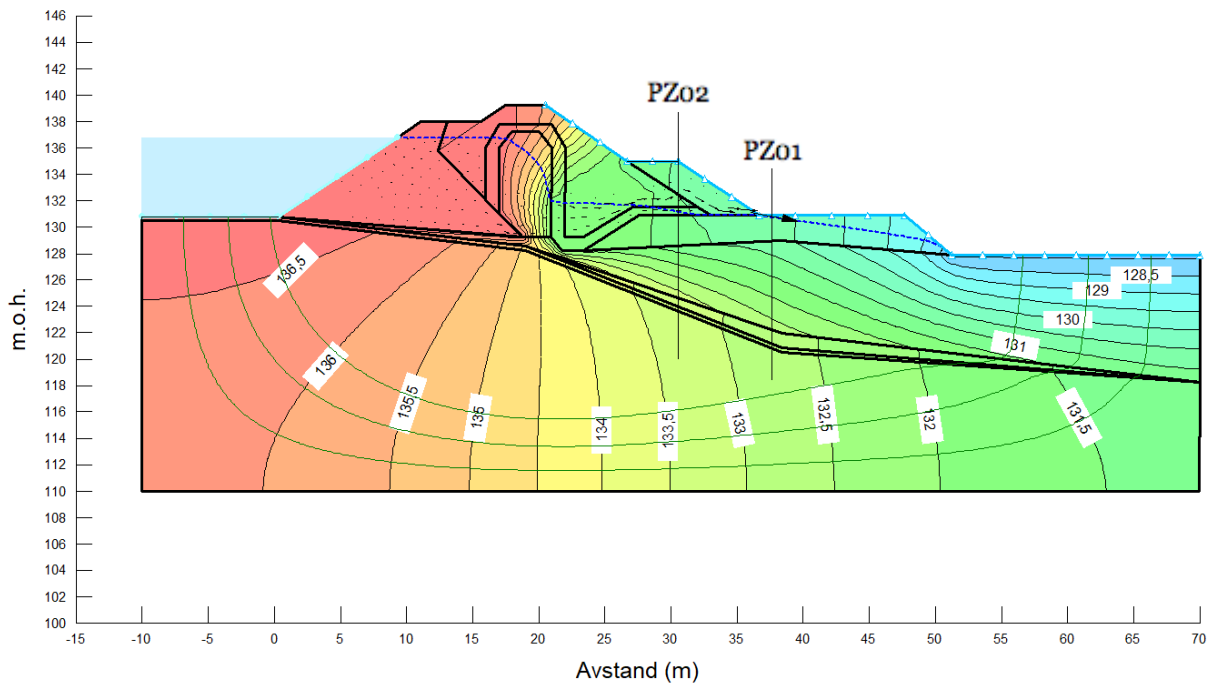


Forsøk nr.4 total potensialet konturer ( $K_{\text{sat}} = 4 \times 10^{-5}$ )

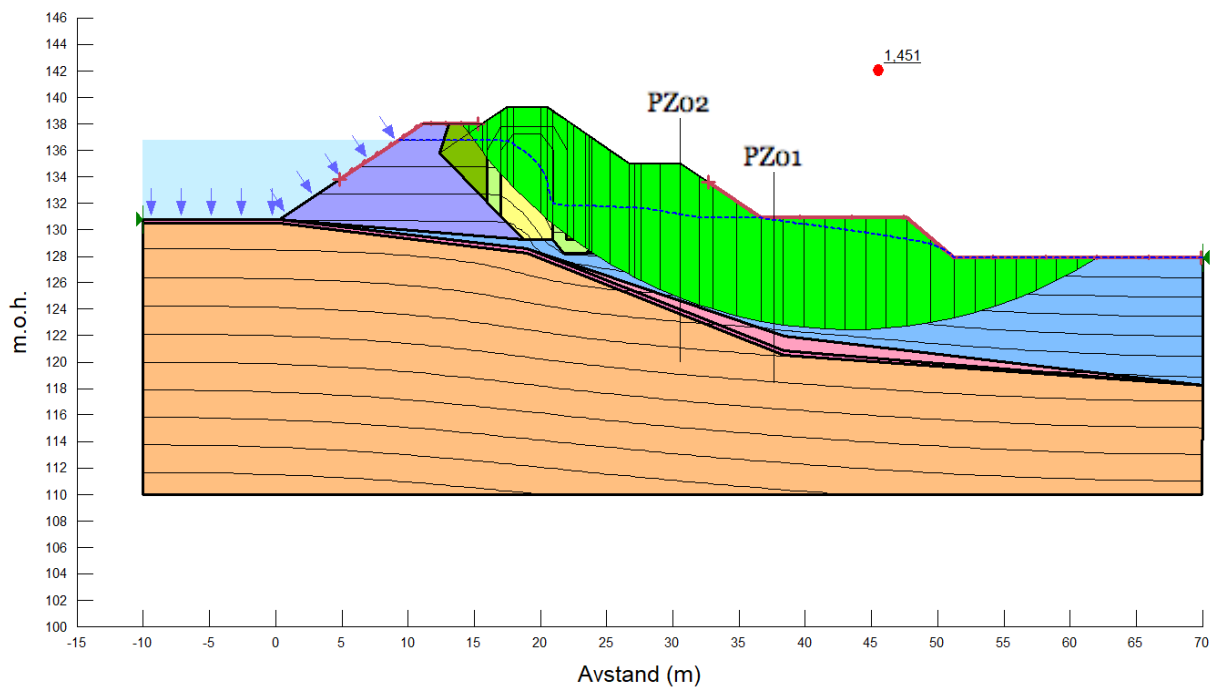


Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{\text{sat}} = 4 \times 10^{-5}$ )

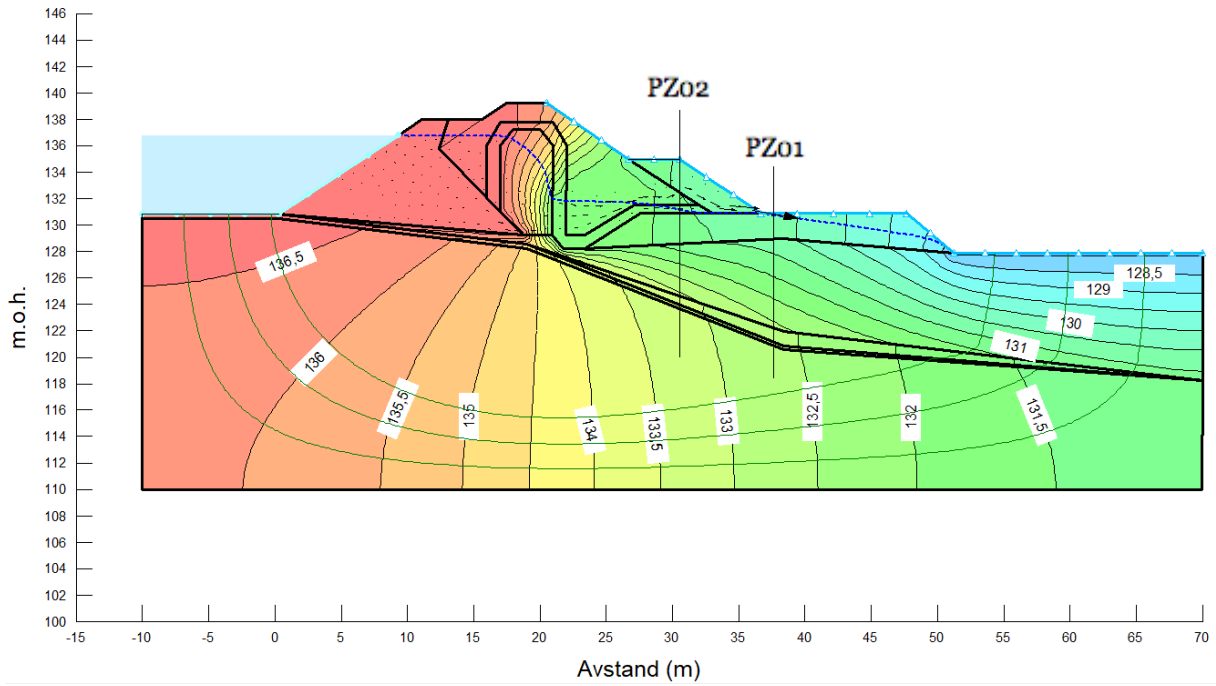




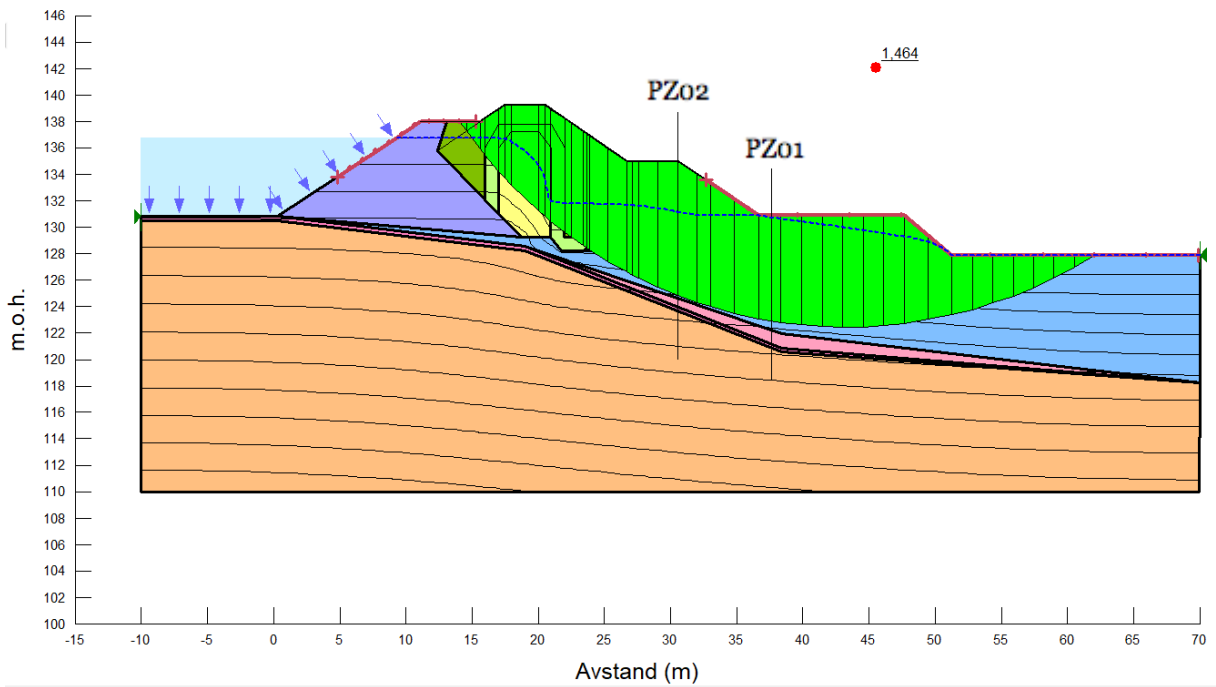
Forsøk nr.5 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )



Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )

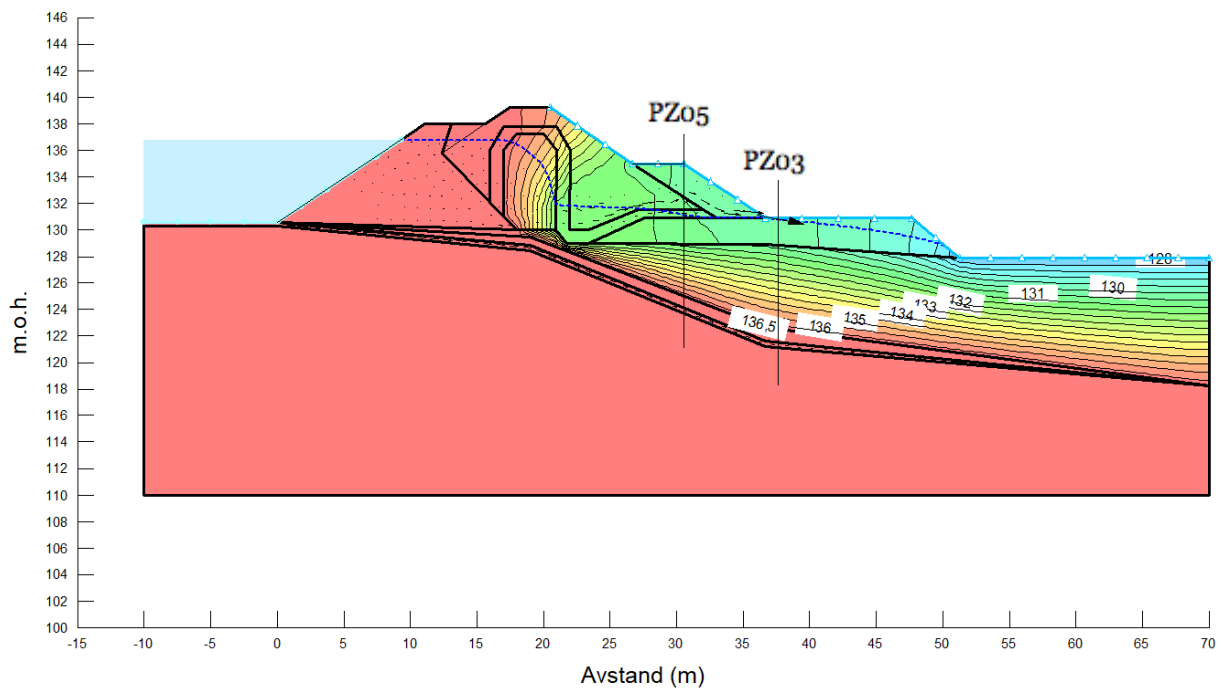


Forsøk nr.6 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )

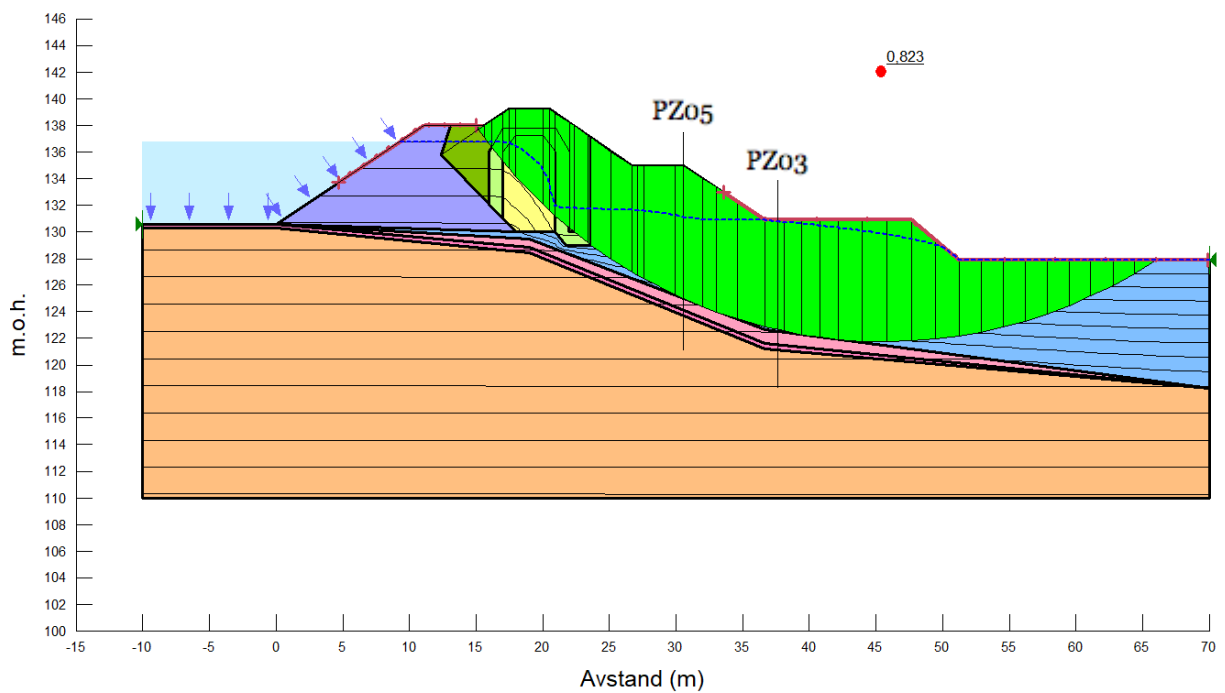


Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )

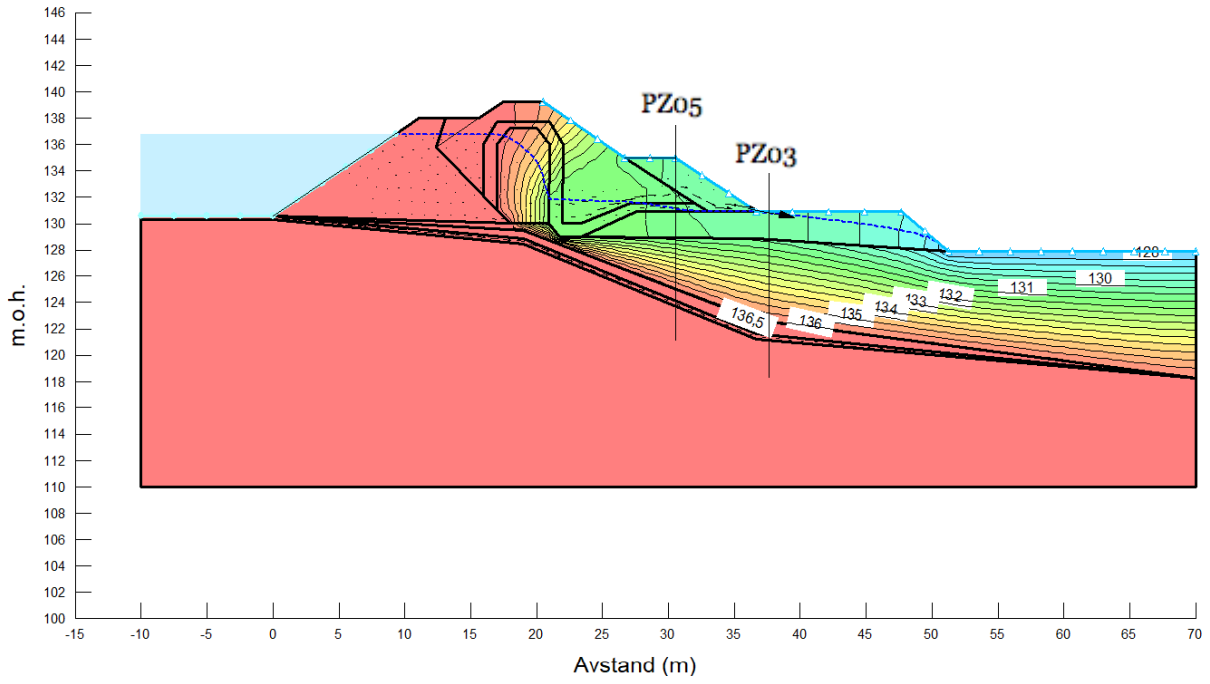
## Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05



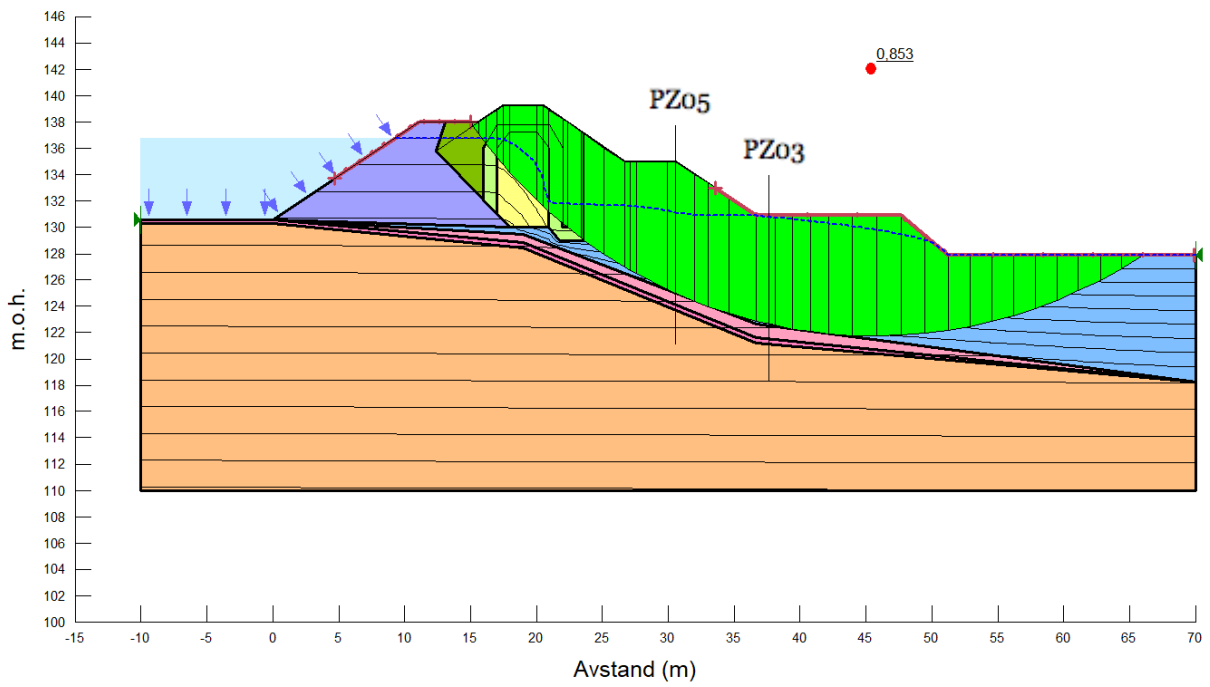
## Forsøk nr.1 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-2}$ )



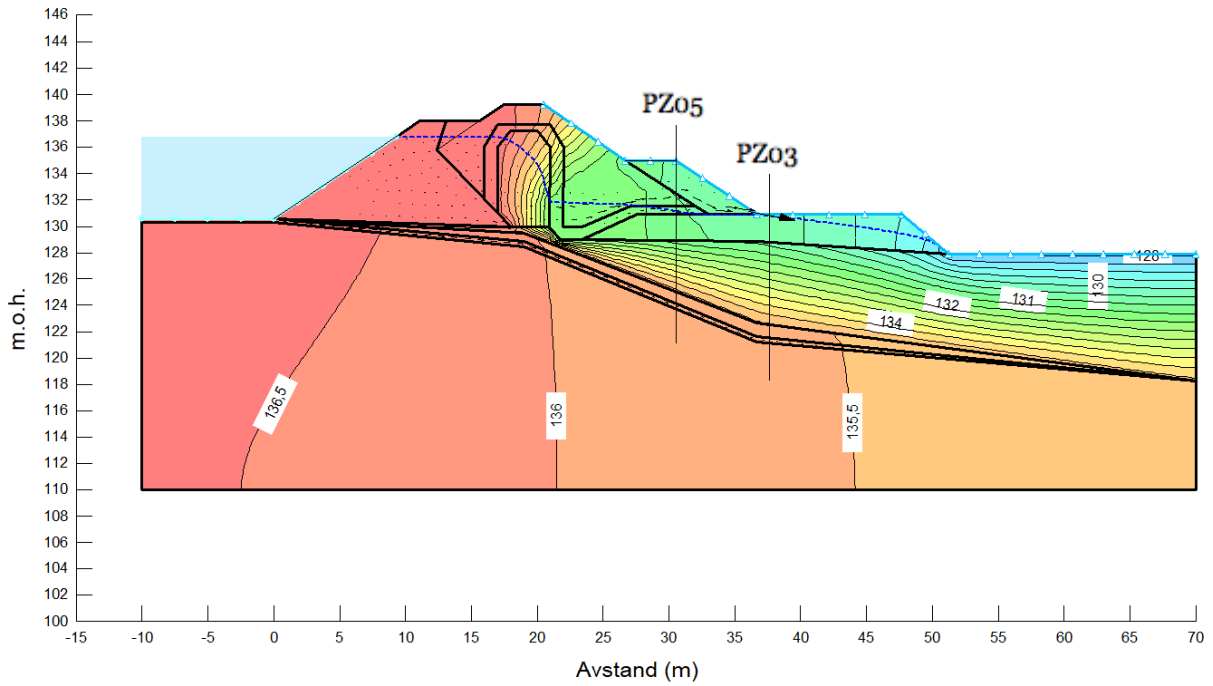
## Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-2}$ )



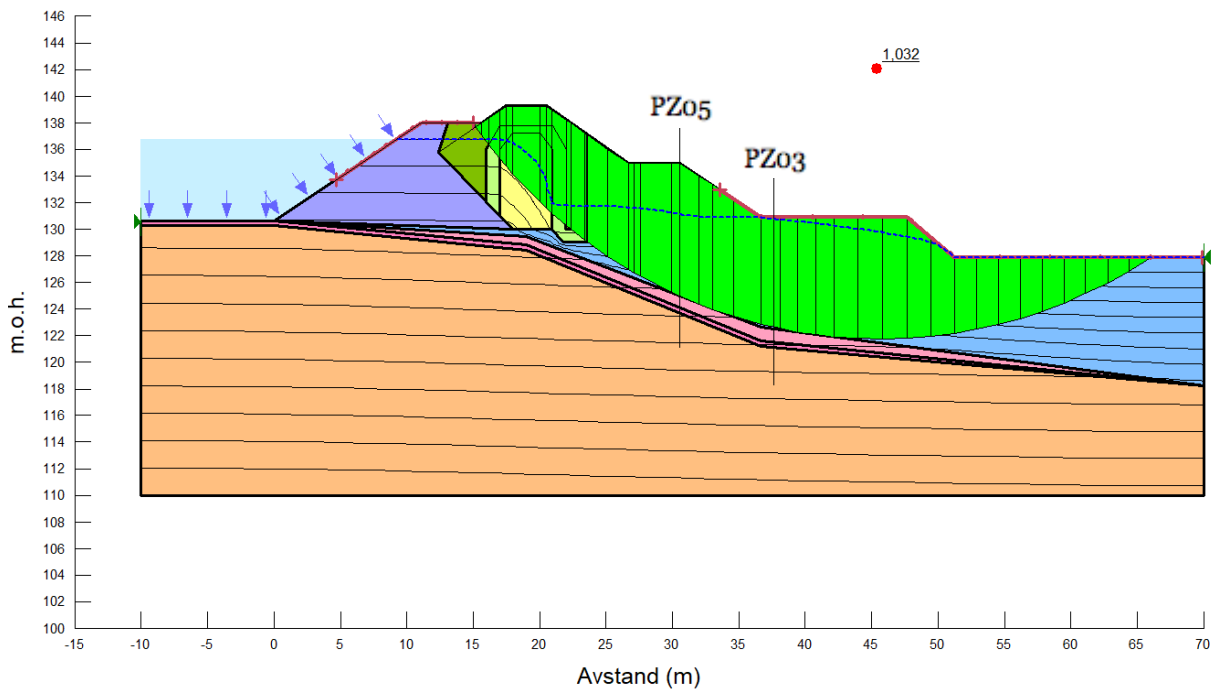
Forsøk nr.2 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )



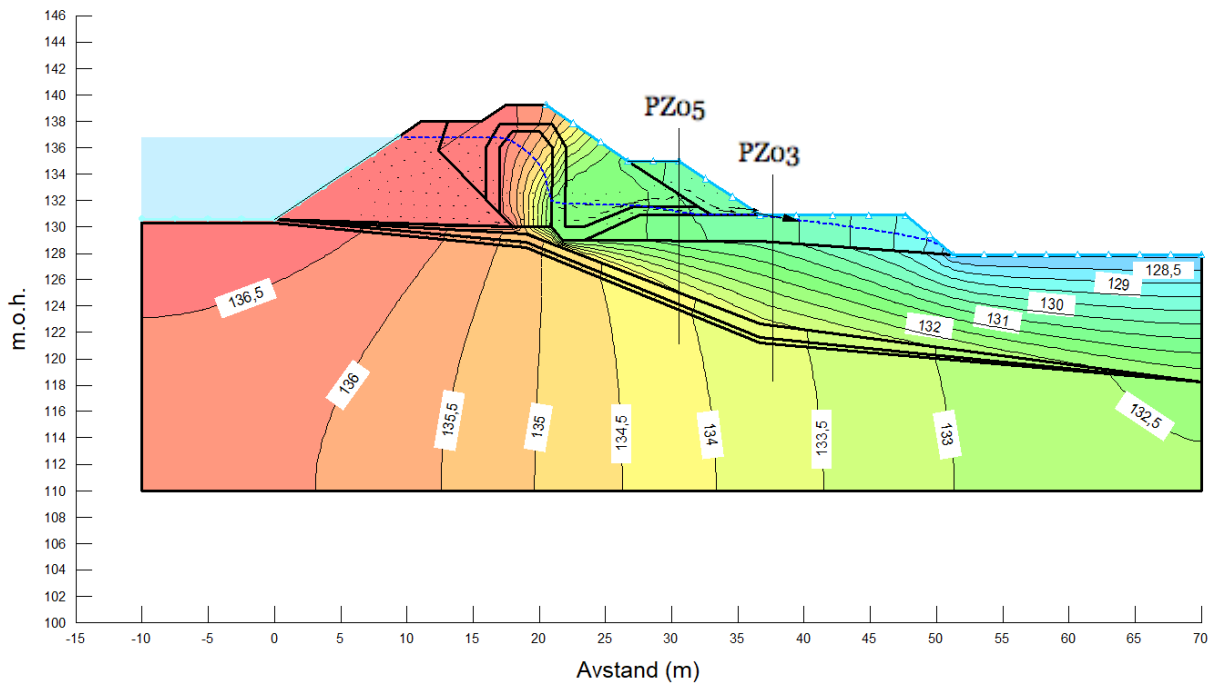
Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )



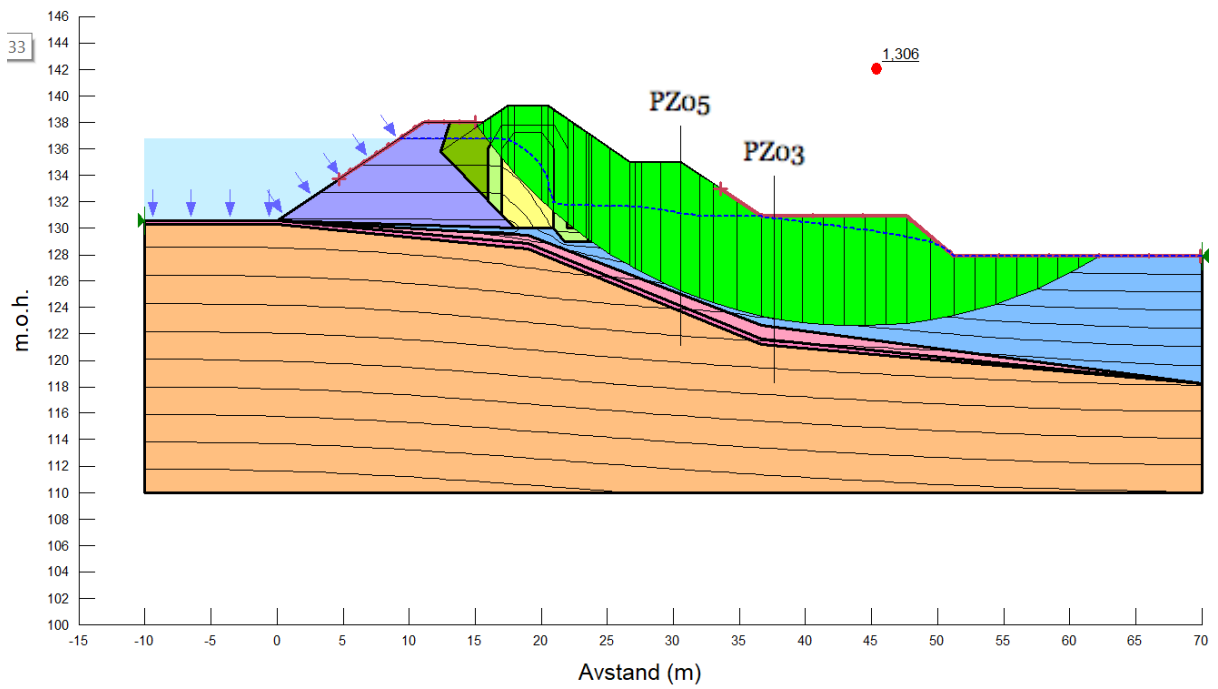
Forsøk nr.3 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



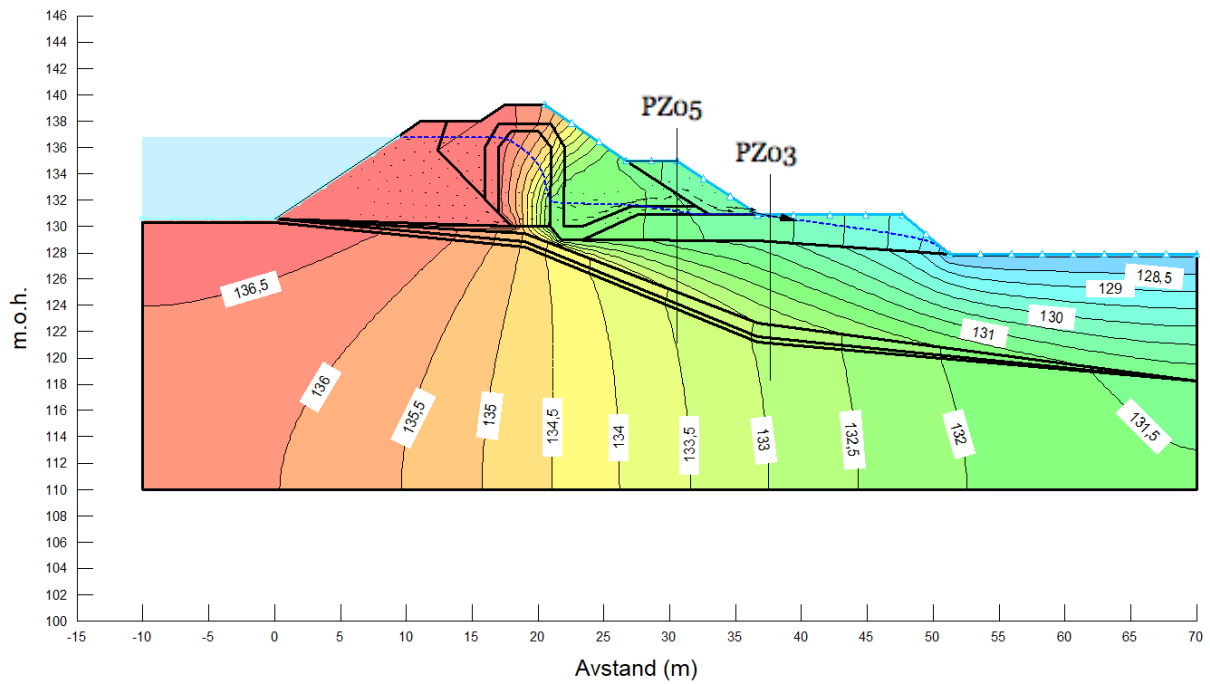
Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



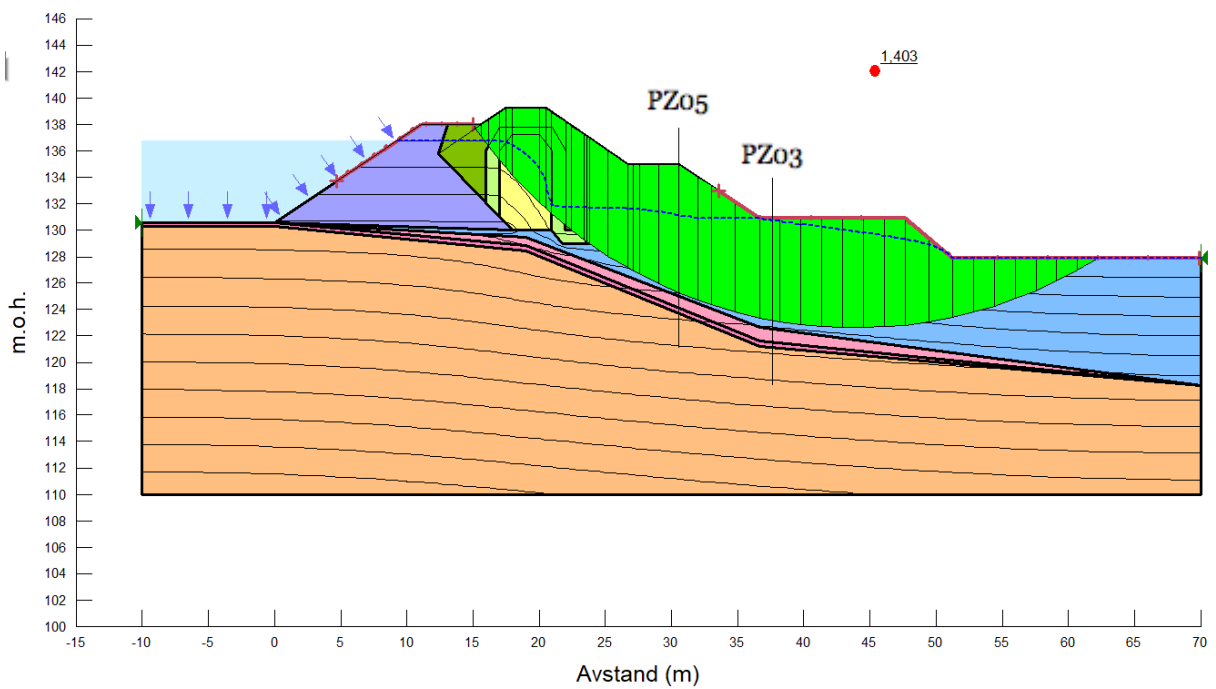
Forsøk nr.4 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-5}$ )



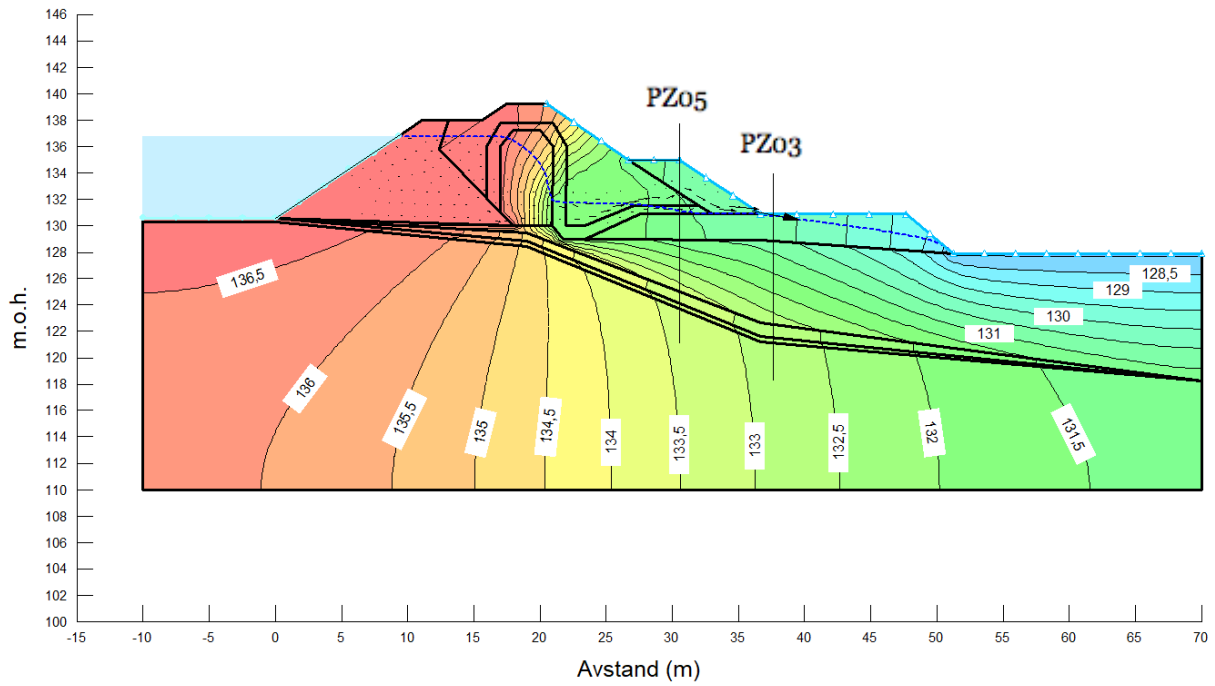
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-5}$ )



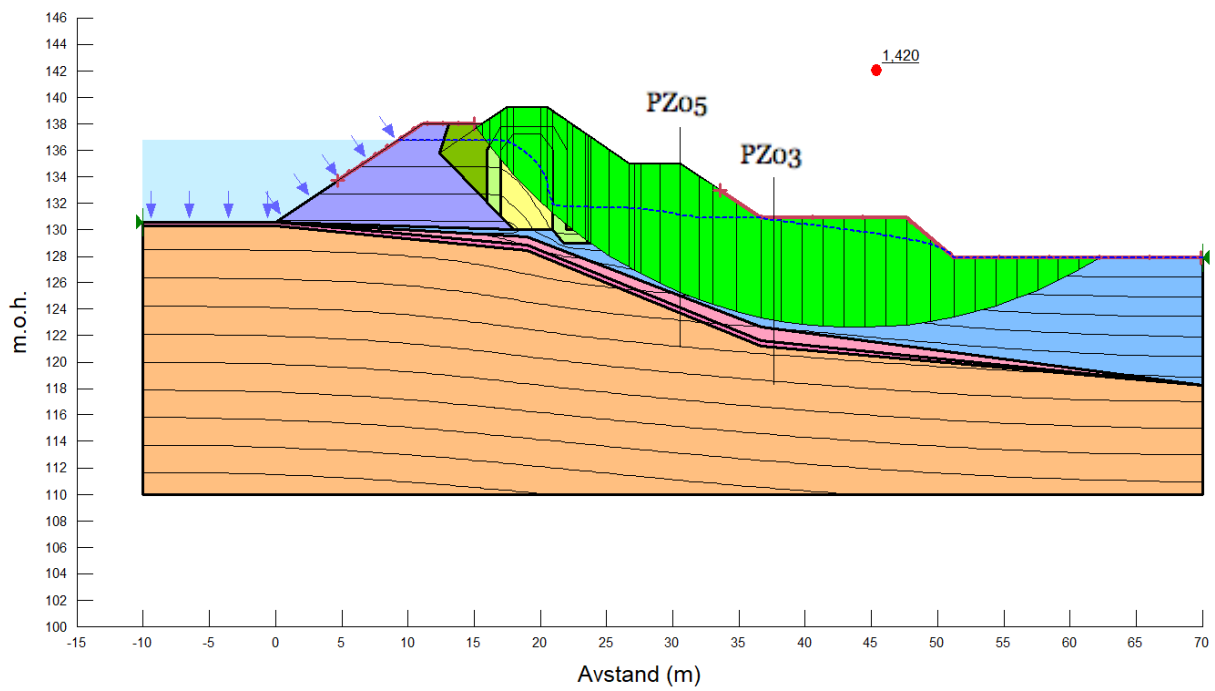
Forsøk nr.5 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )



Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )



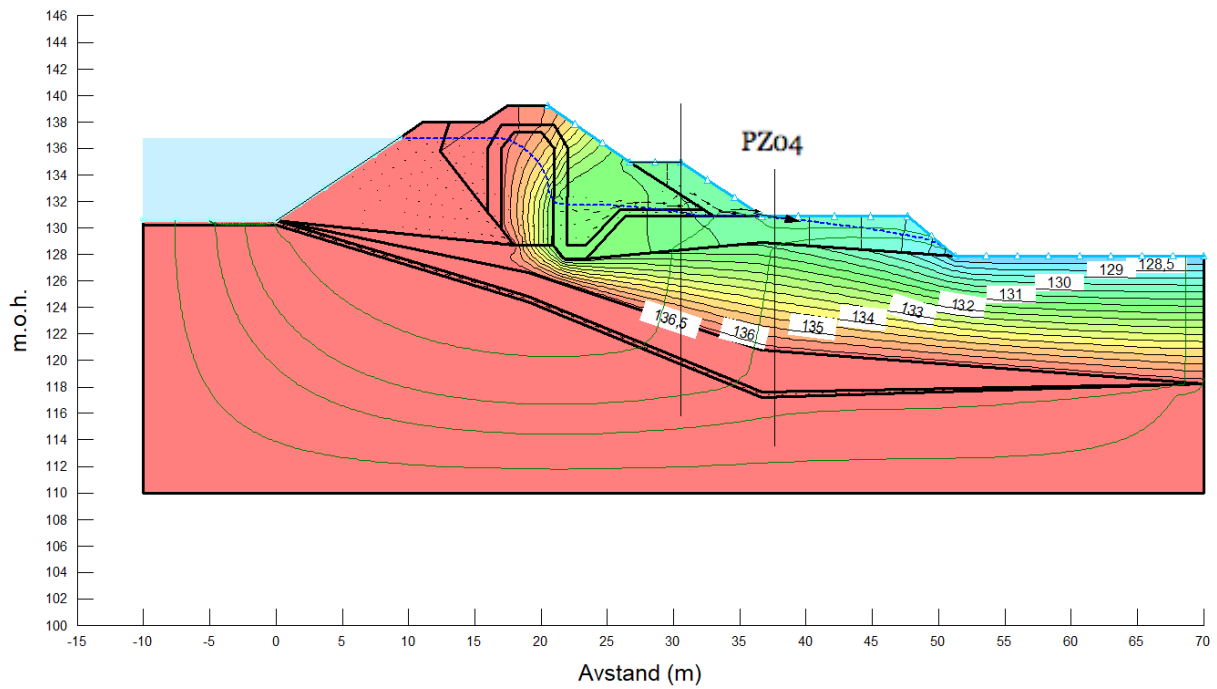
Forsøk nr.6 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )



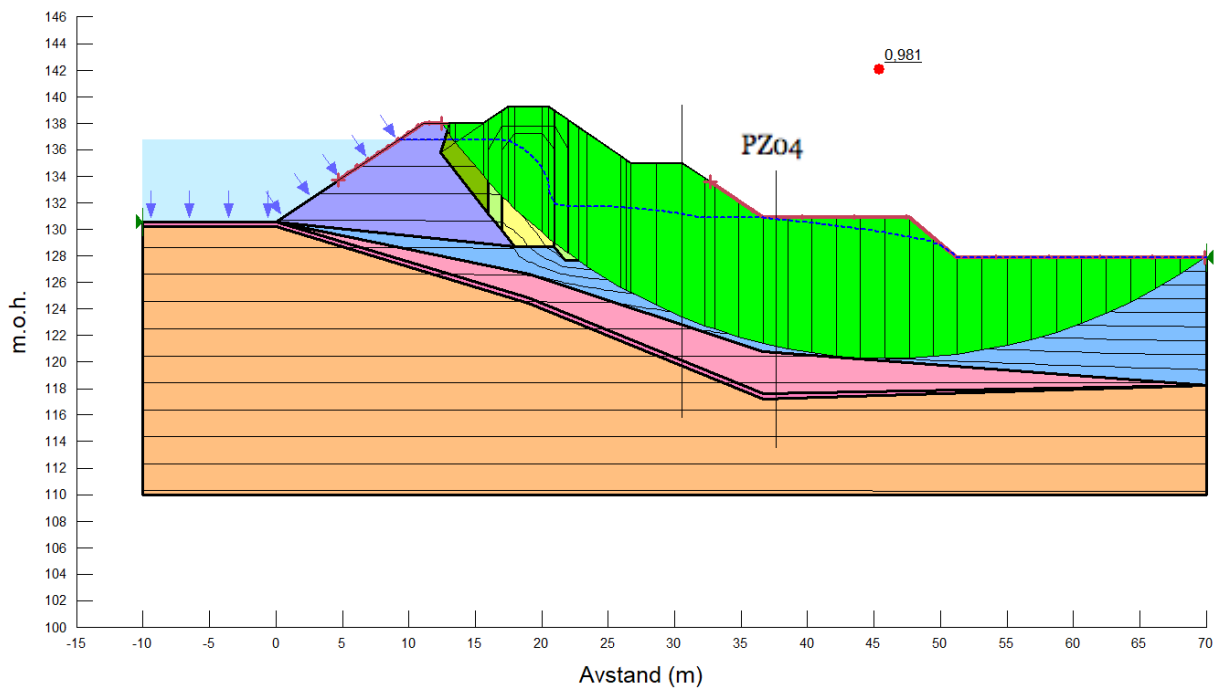
Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )



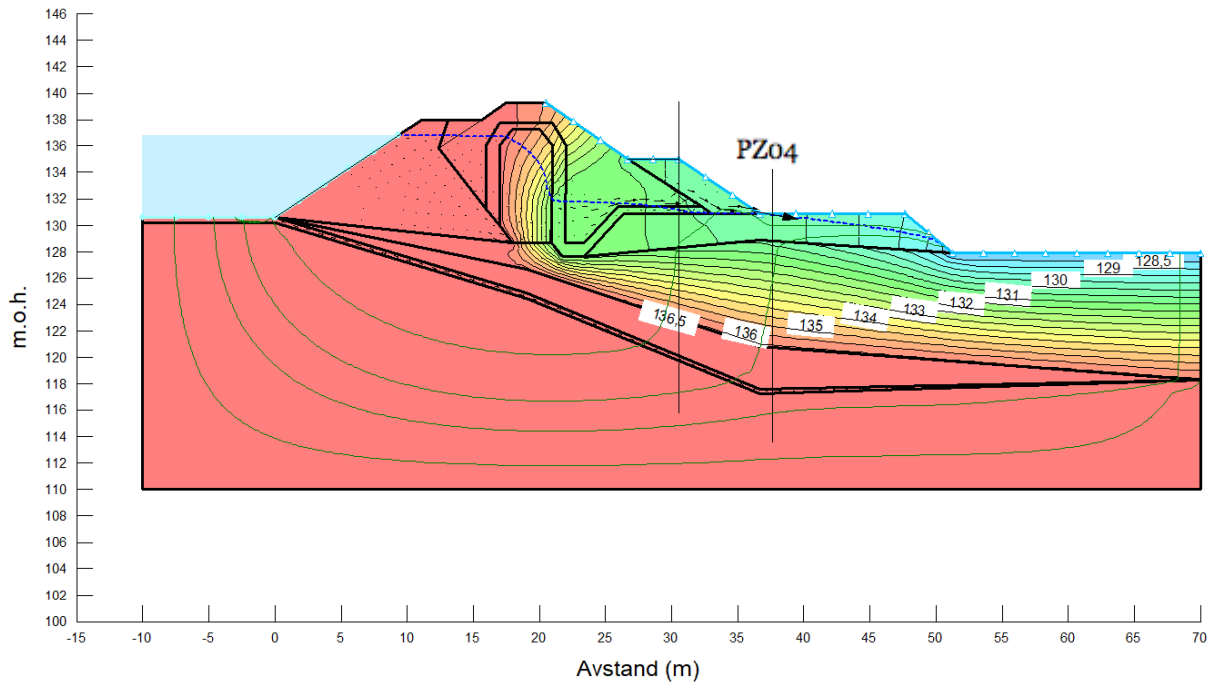
## Snitt PZ2019-04



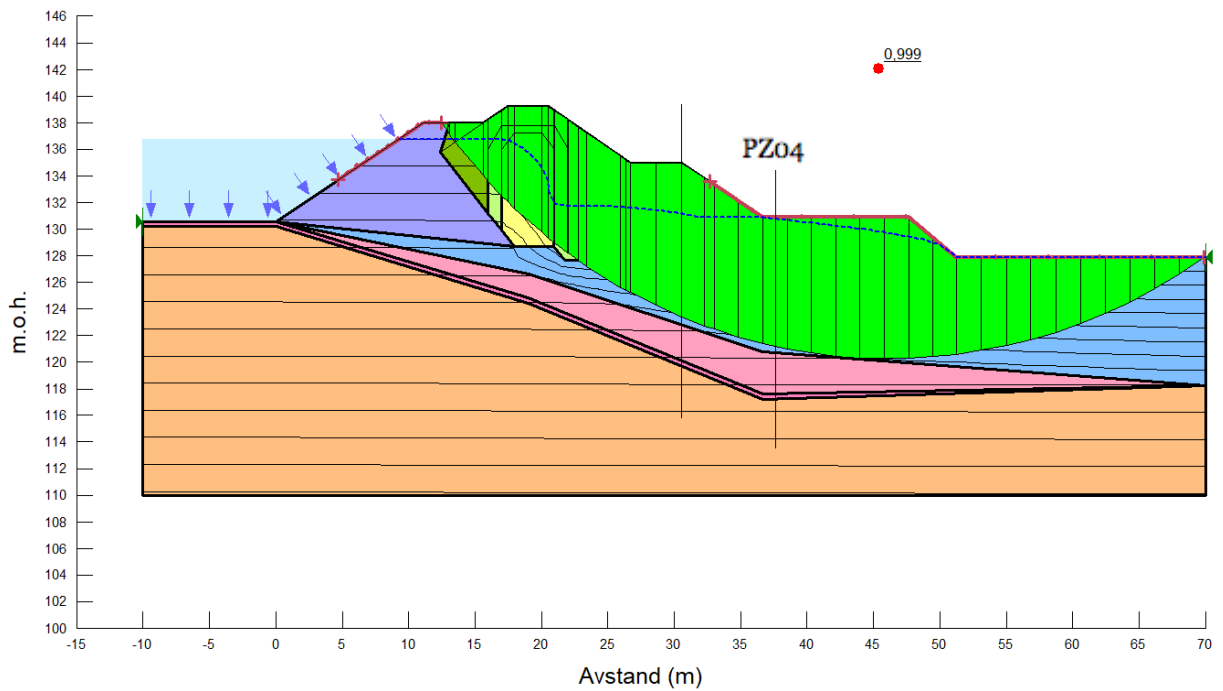
Forsøk nr.1 total potensialet konturer ( $K_{\text{sat}} = 4 \times 10^{-2}$ )



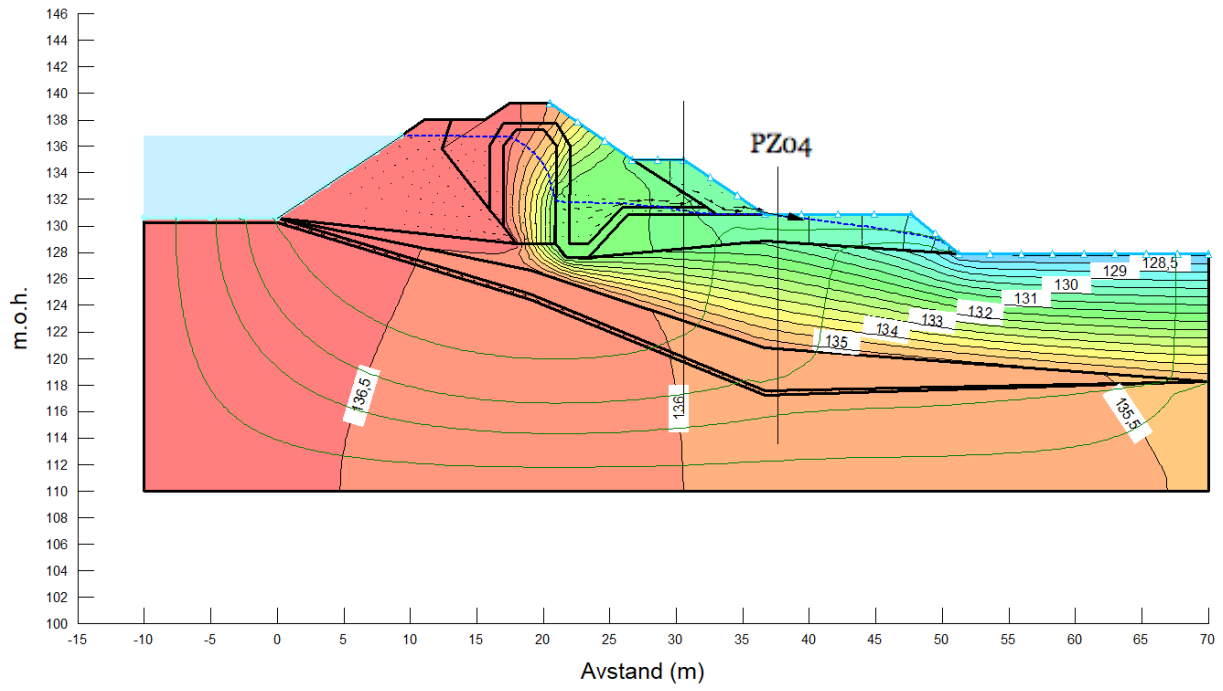
Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{\text{sat}} = 4 \times 10^{-2}$ )



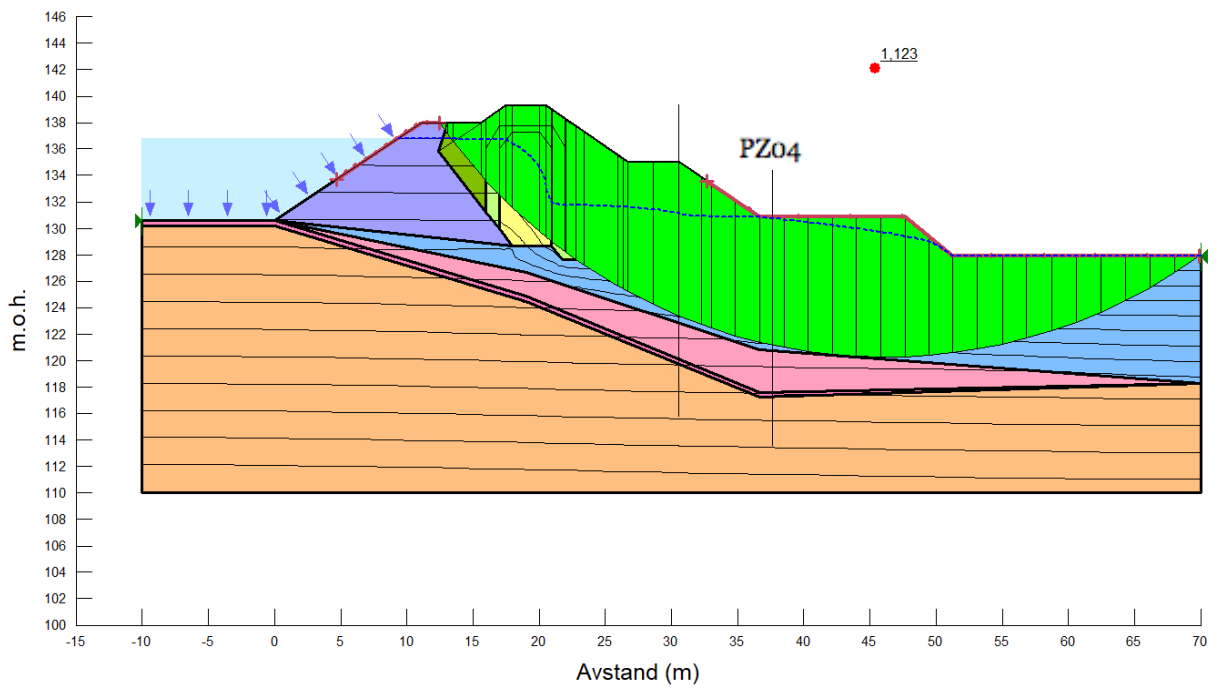
Forsøk nr.2 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )



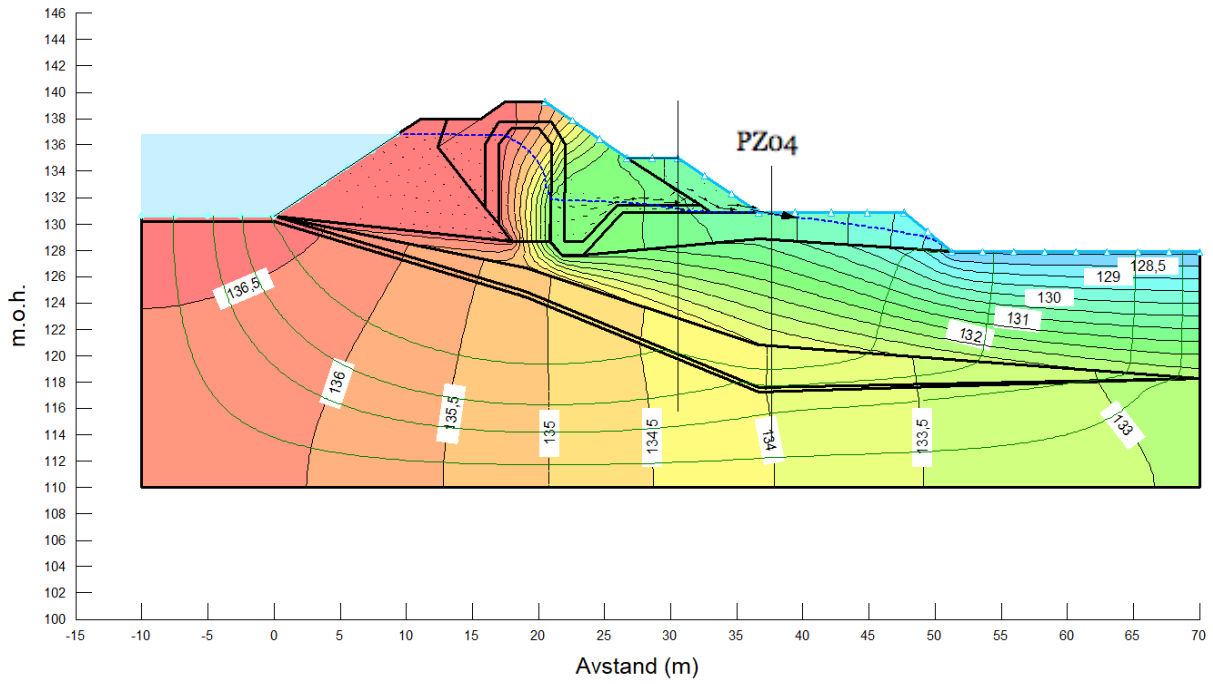
Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )



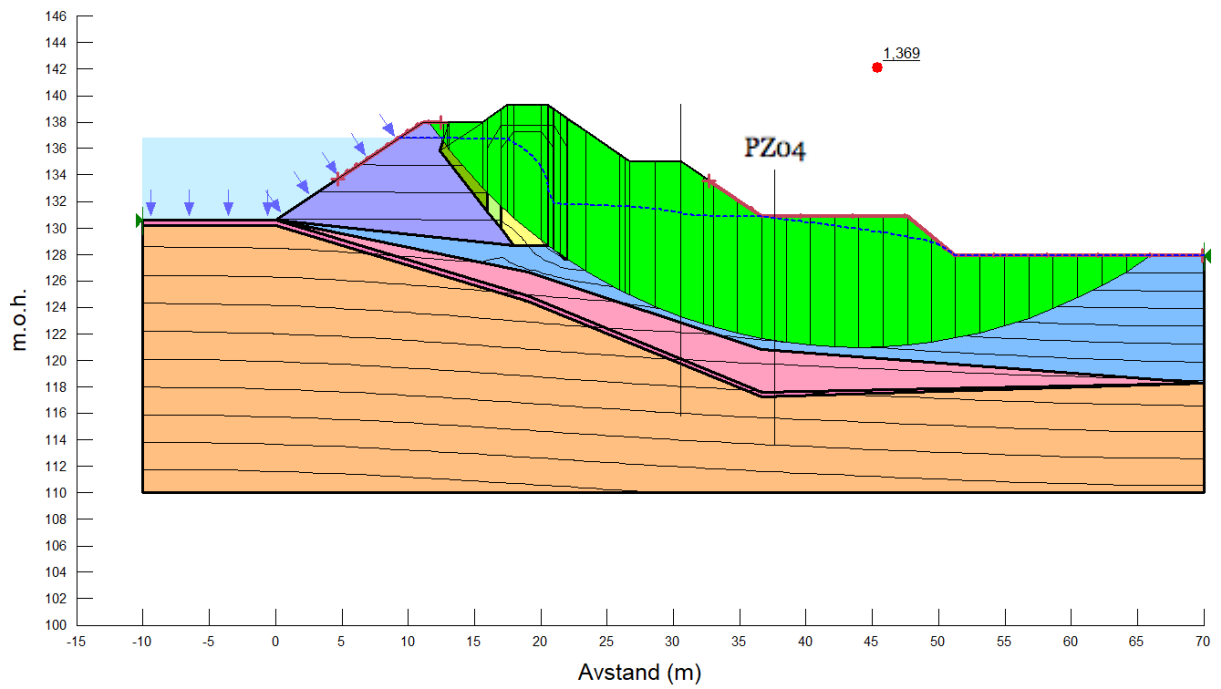
Forsøk nr.3 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



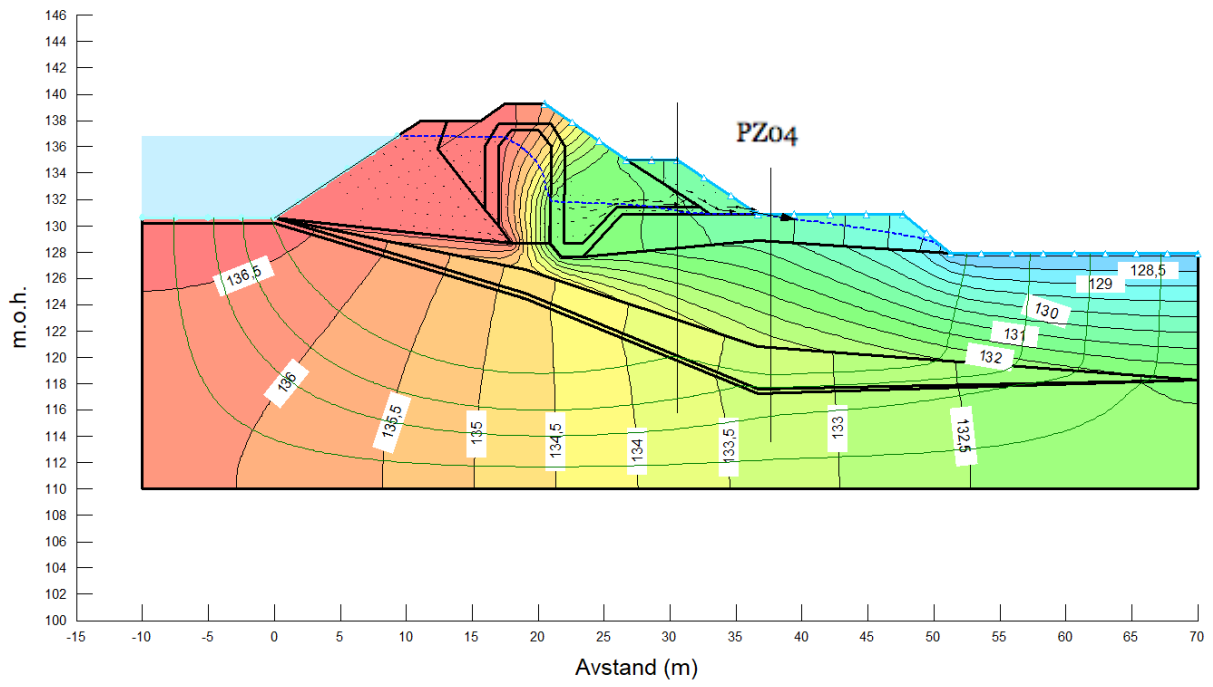
Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



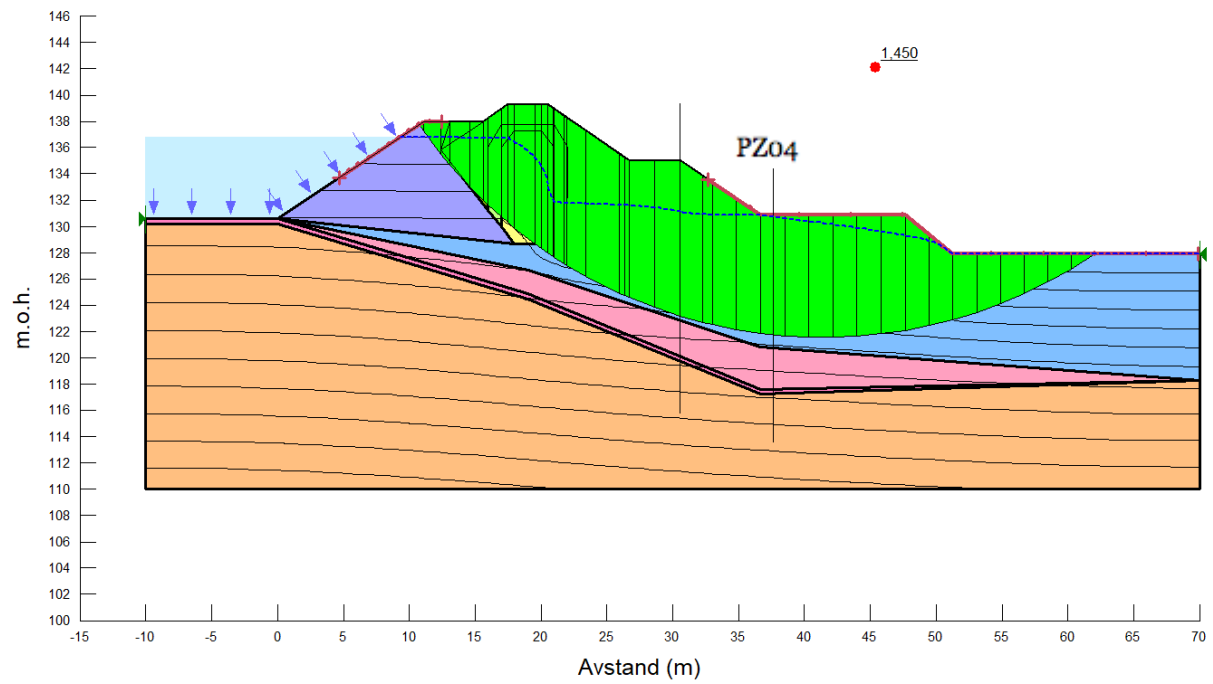
Forsøk nr.4 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-5}$ )



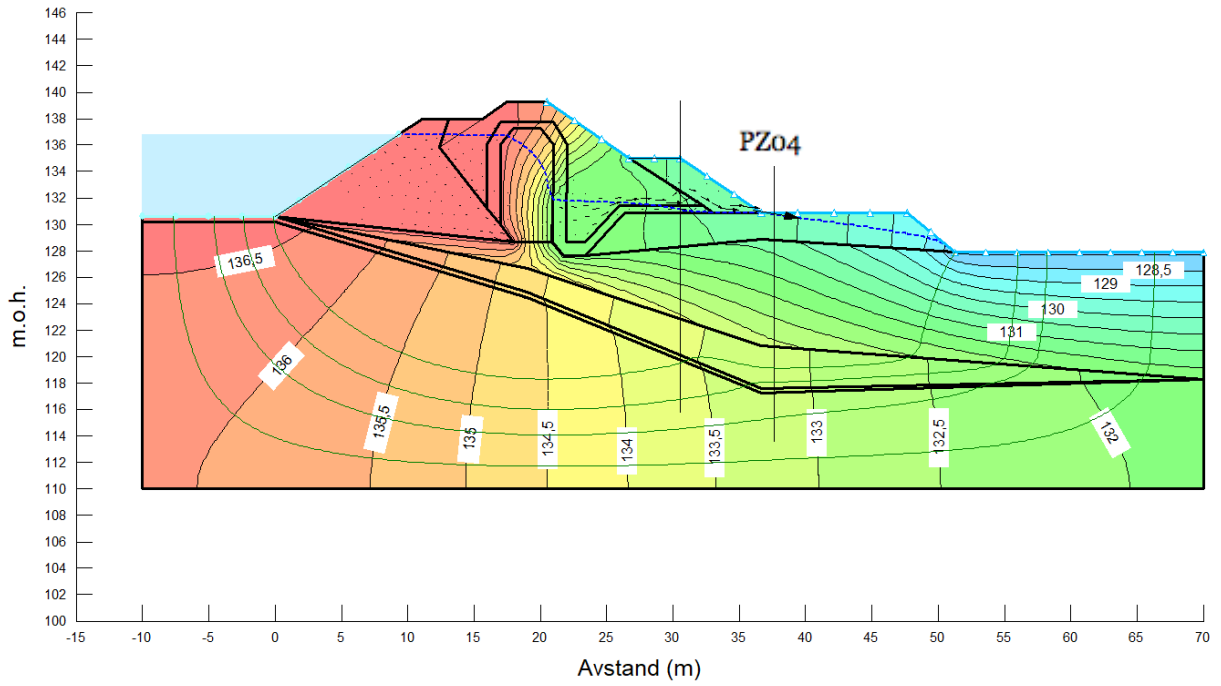
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-5}$ )



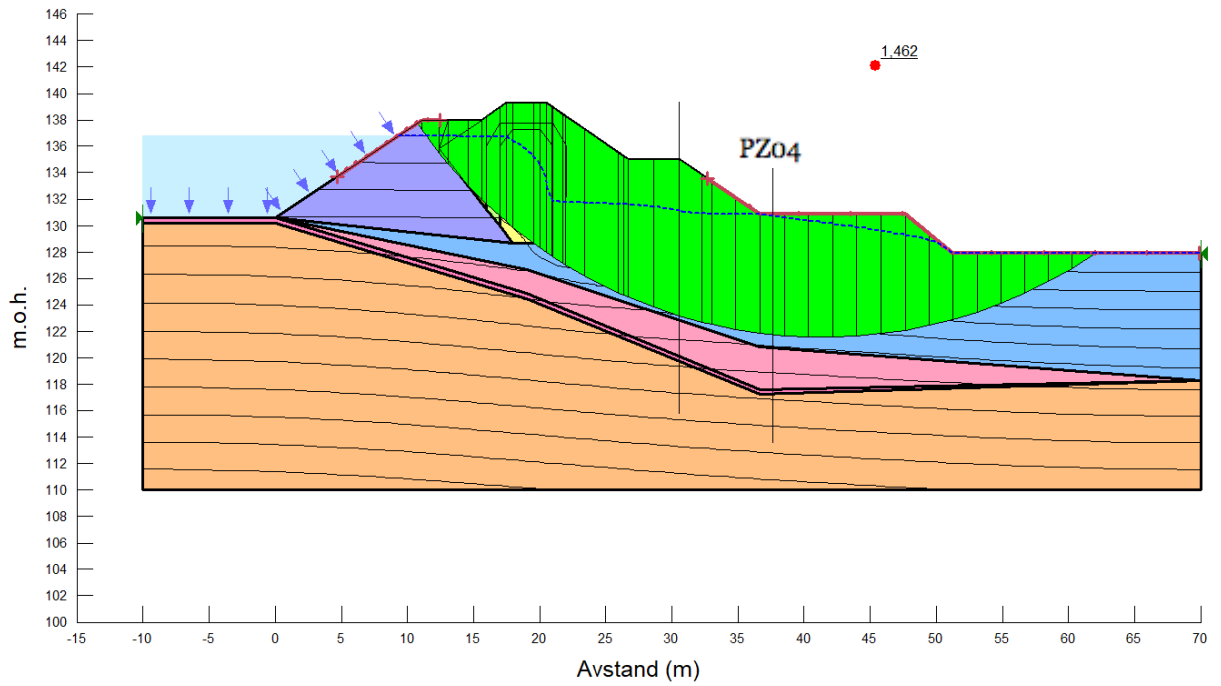
Forsøk nr.5 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )



Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )

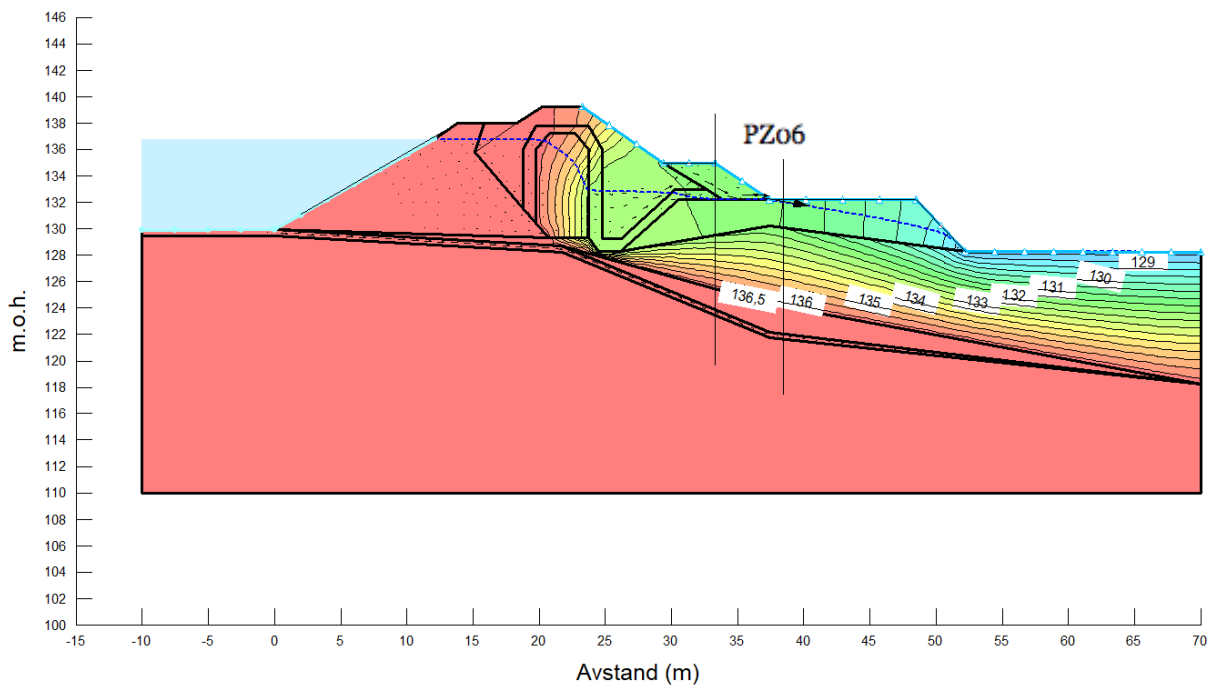


Forsøk nr.6 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )

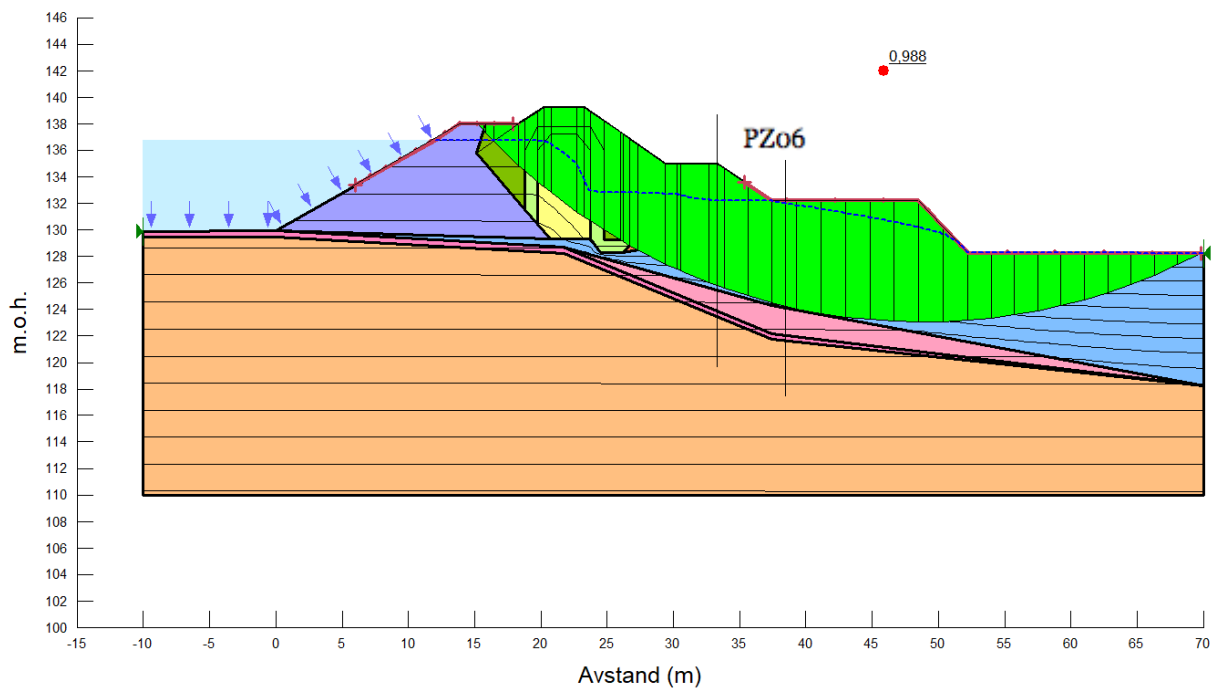


Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )

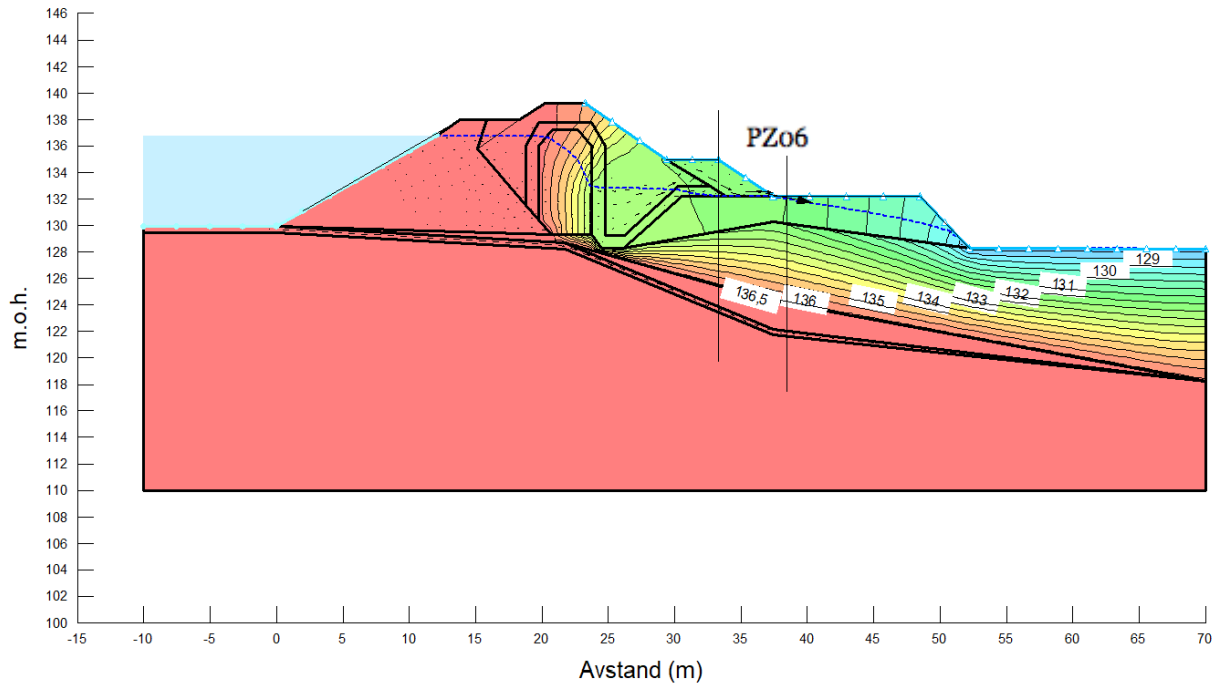
### Snitt PZ2019-06



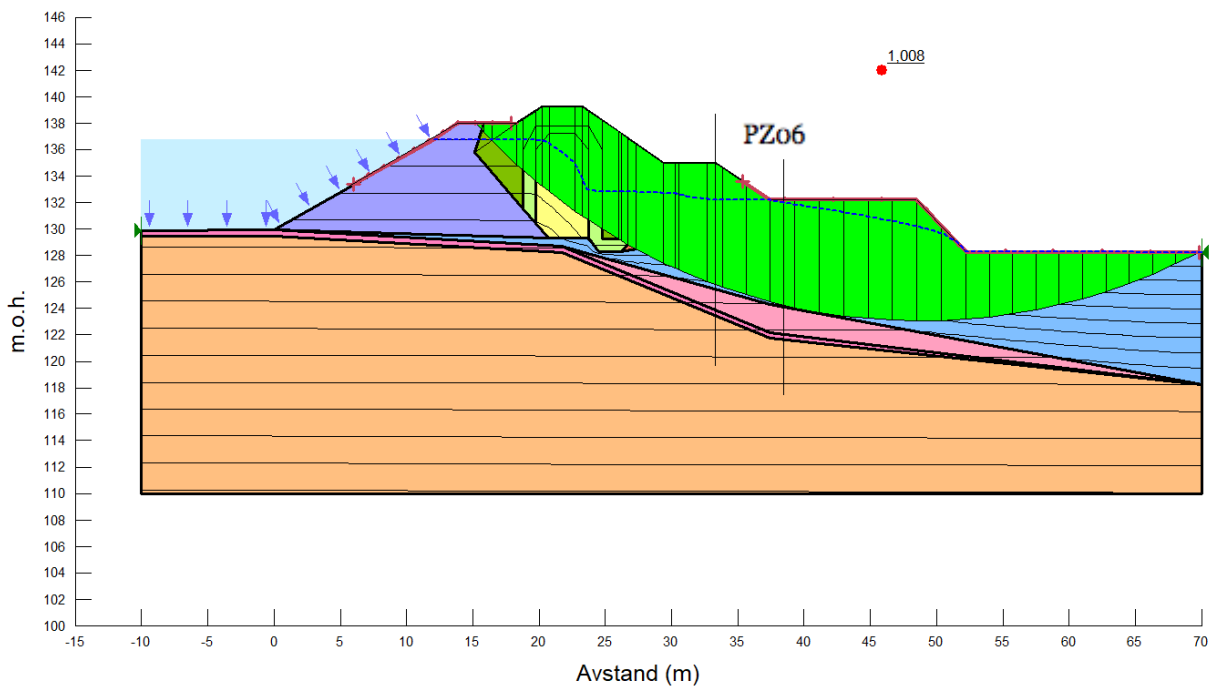
### Forsøk nr.1 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-2}$ )



### Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-2}$ )

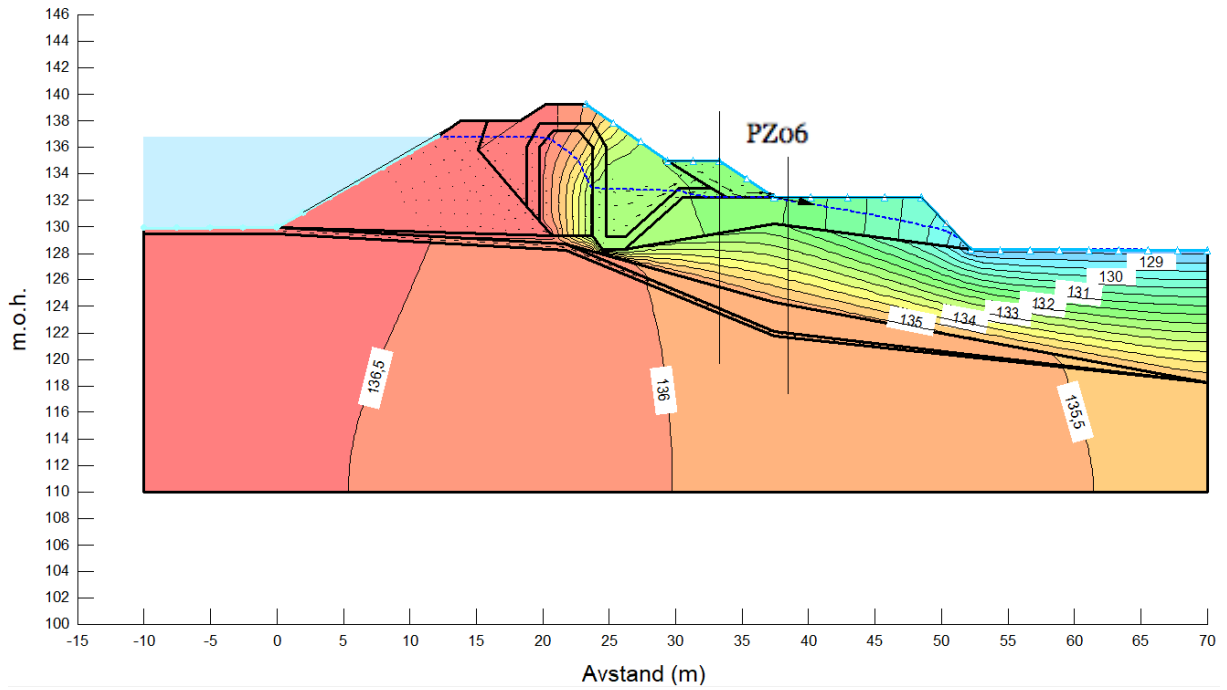


Forsøk nr.2 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )

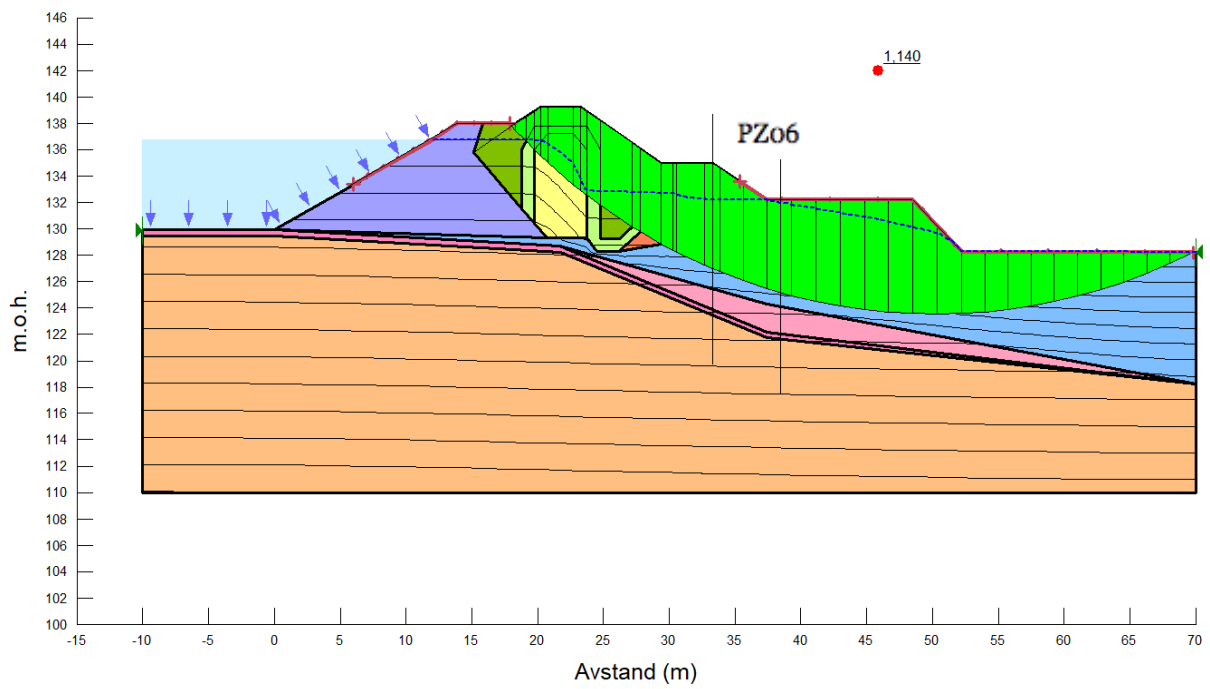


Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ )

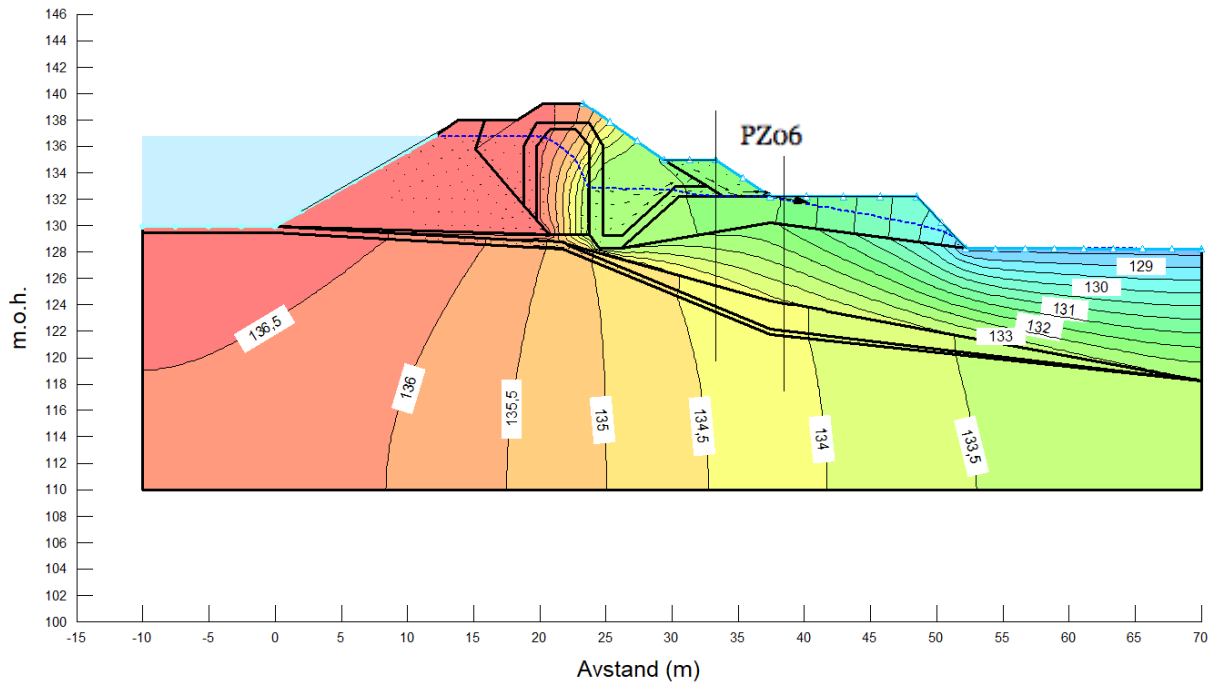




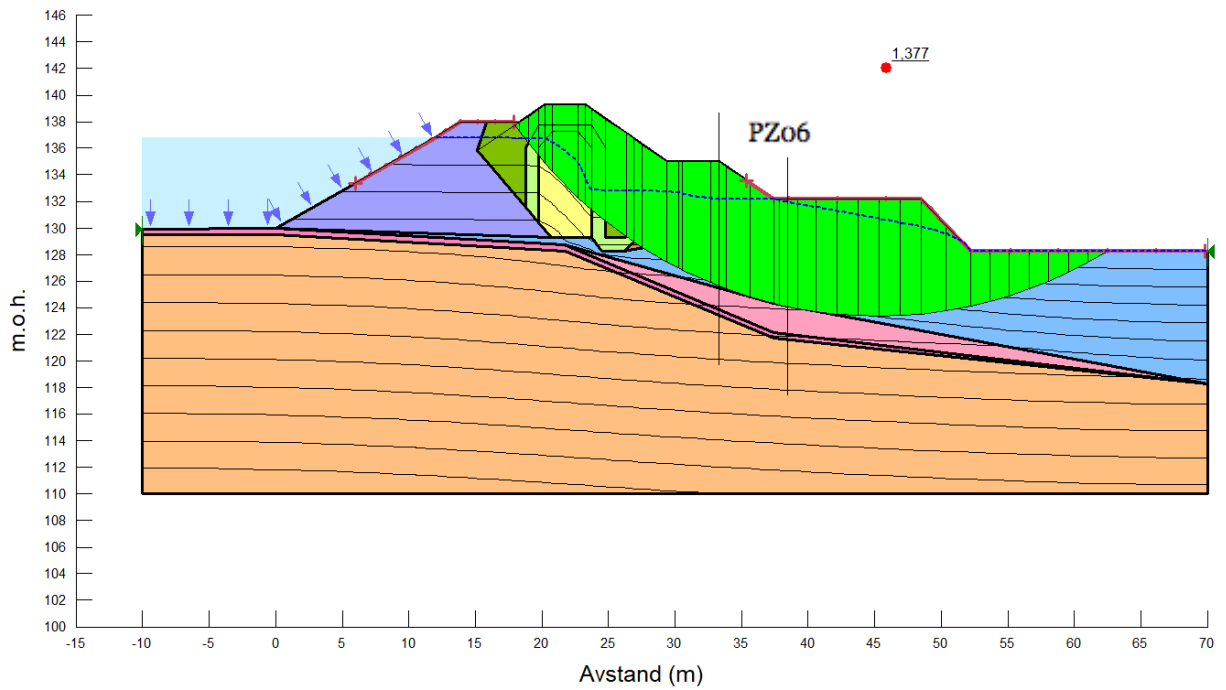
Forsøk nr.3 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



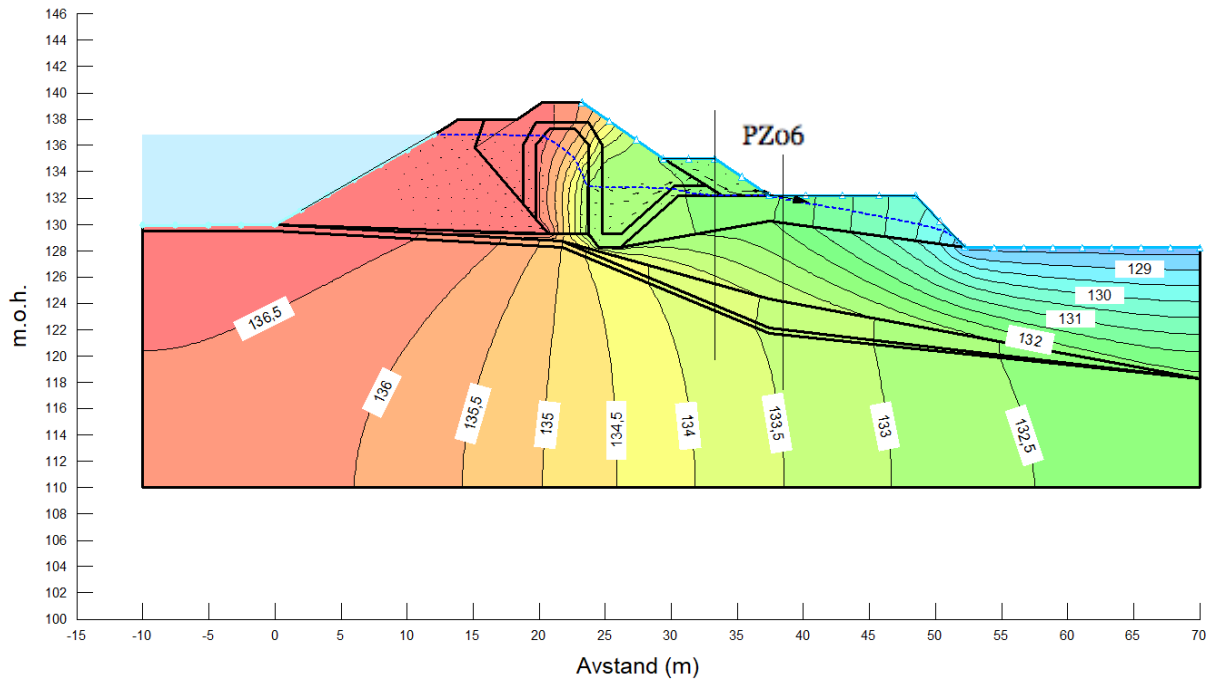
Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-4}$ )



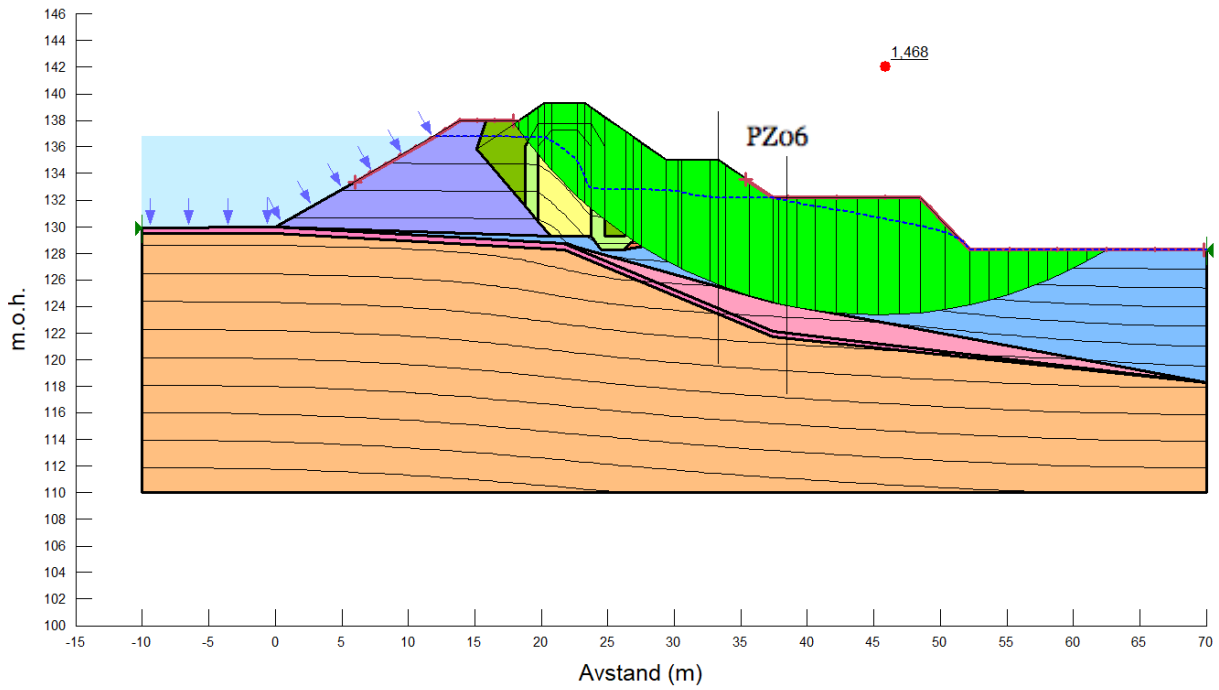
Forsøk nr.4 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-5}$ )



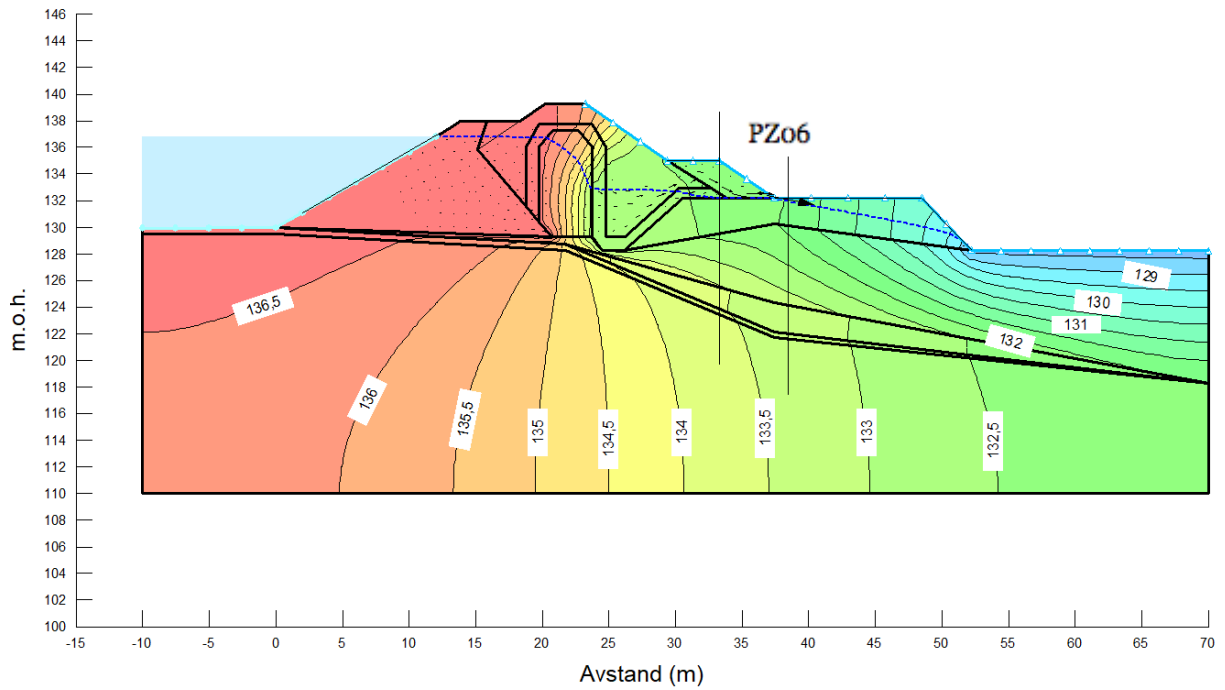
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-5}$ )



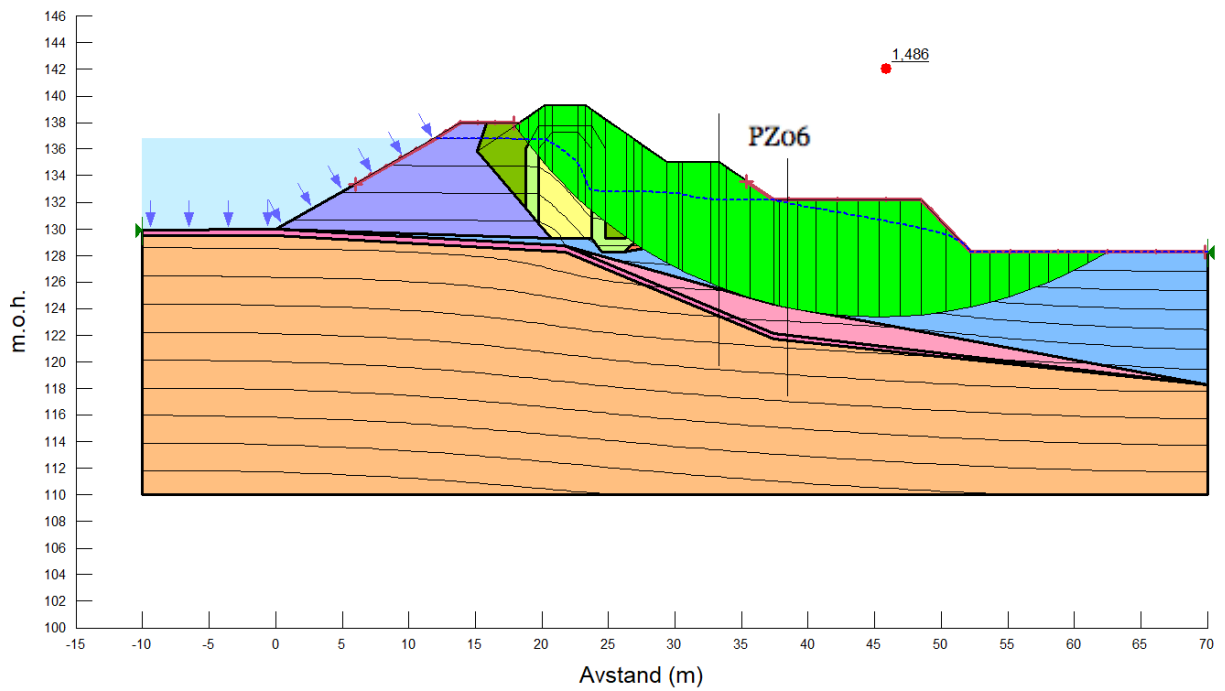
Forsøk nr.5 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )



Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ )



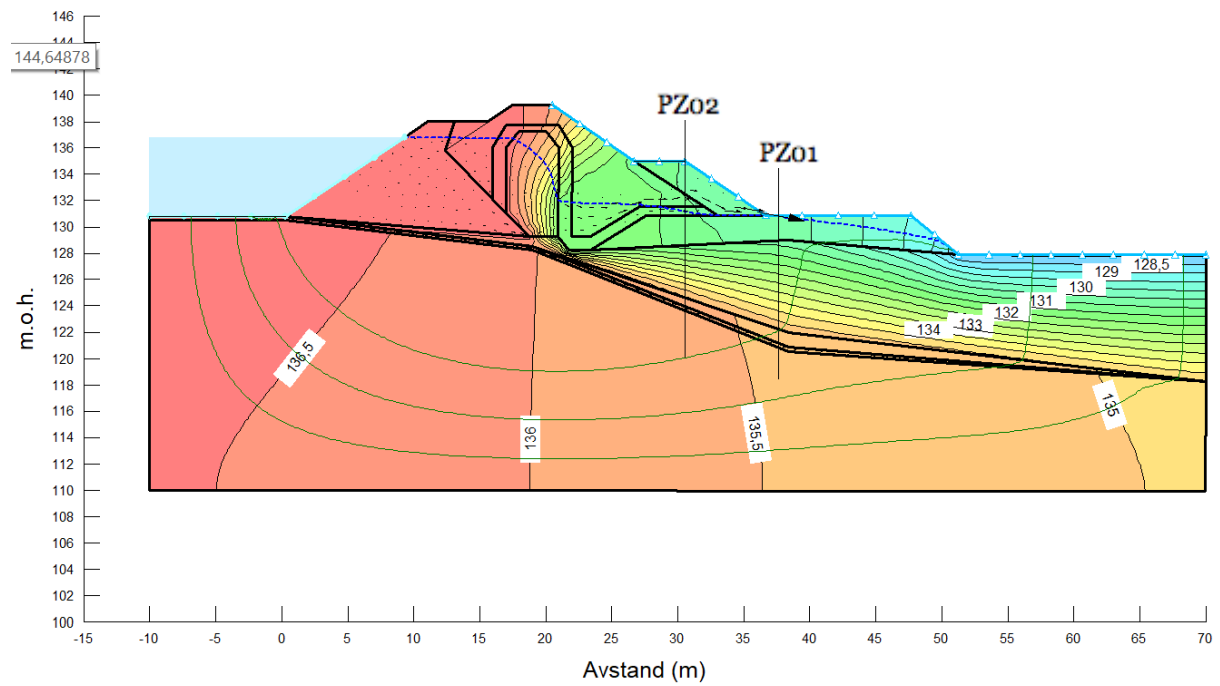
Forsøk nr.6 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )



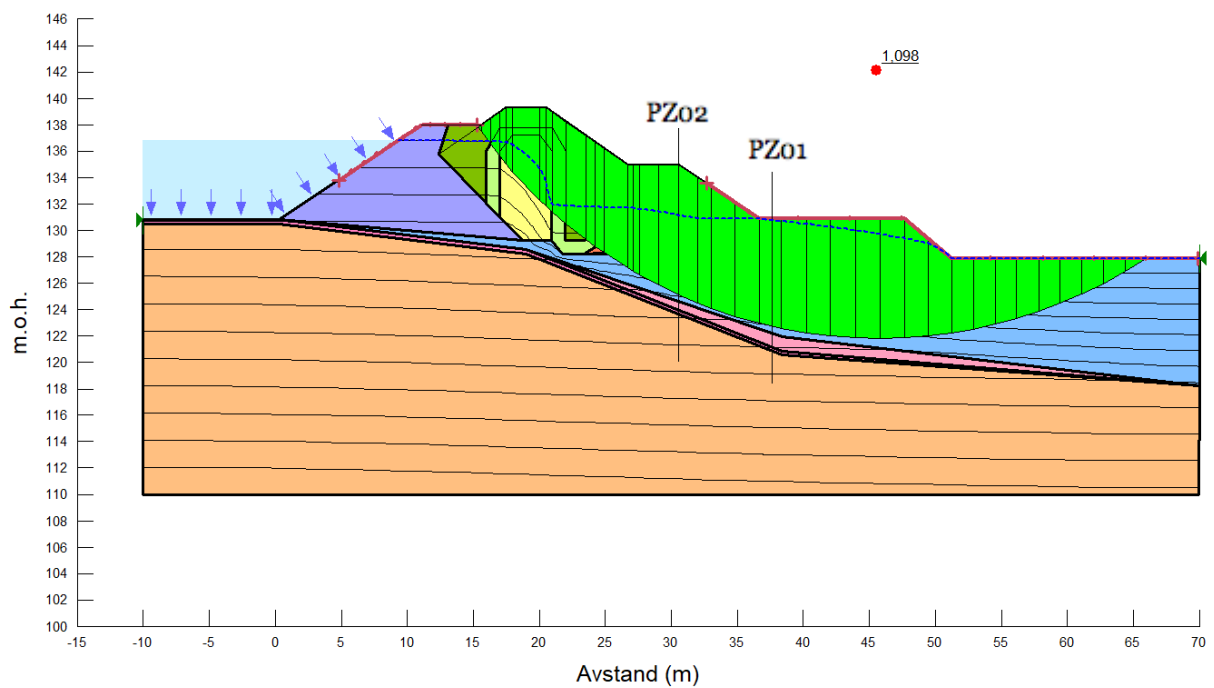
Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-7}$ )

# Vedlegg I - Resultater fra sensitivitetsanalyse for avlastningsbrønn

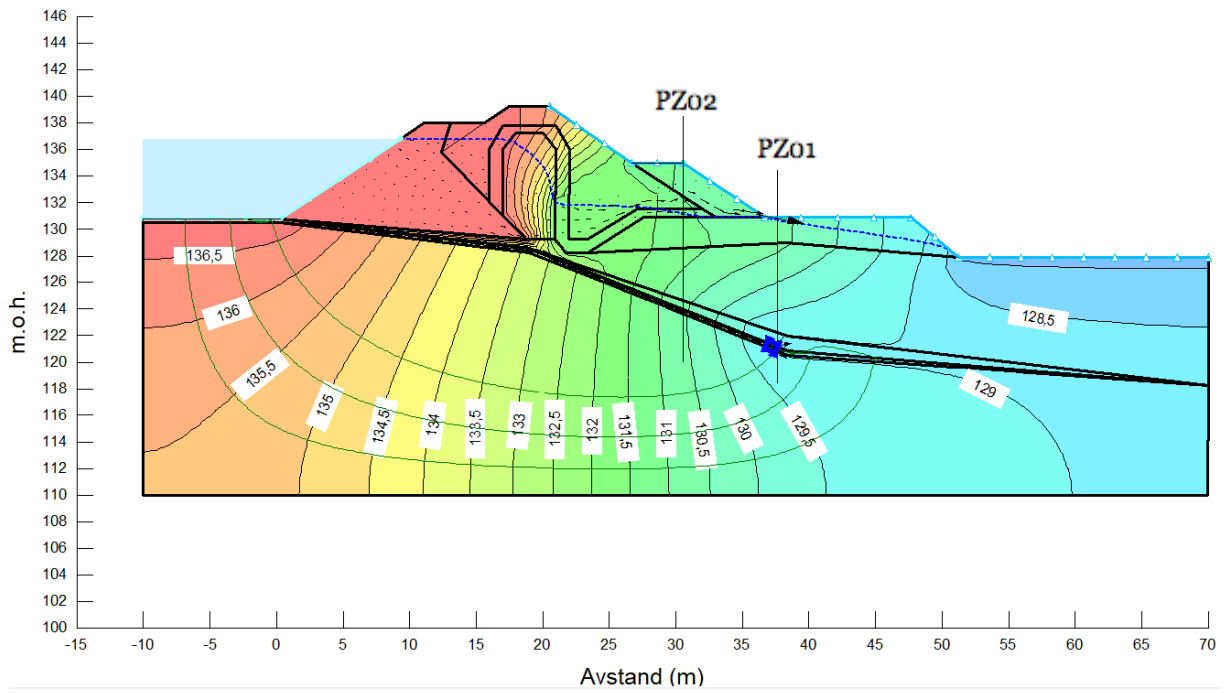
Snitt PZ2019-01 og PZ2019-02



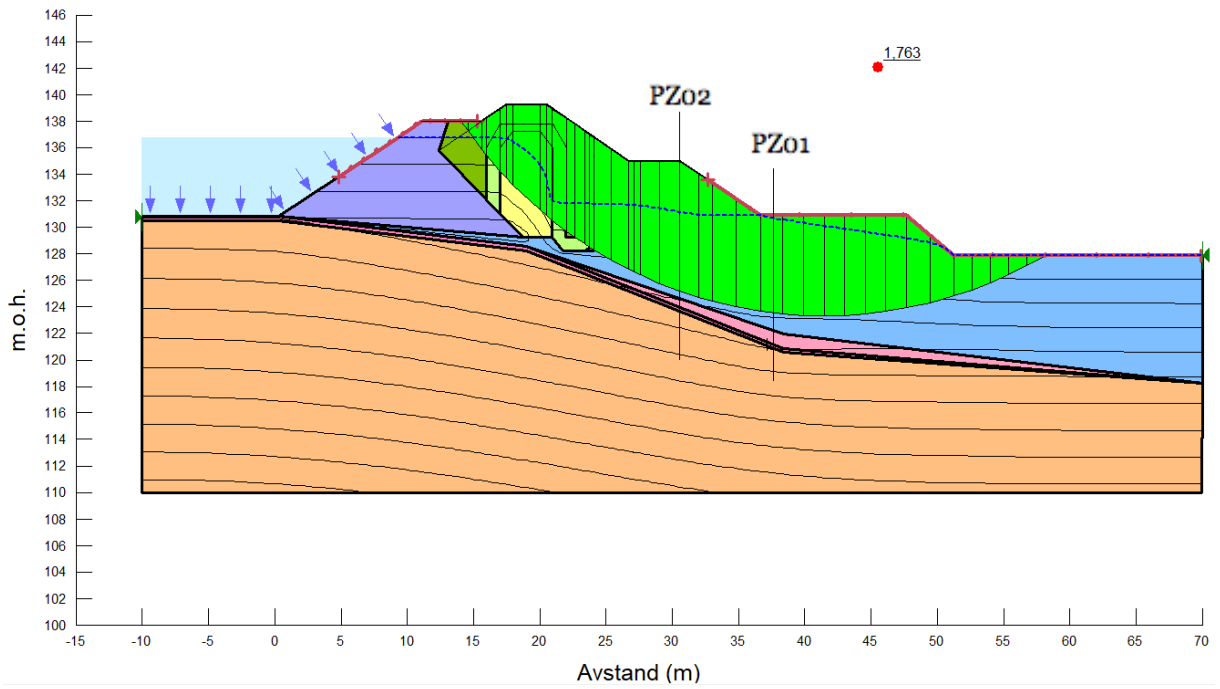
Forsøk nr.1 total potensialet konturer, uten avlastningsbrønn



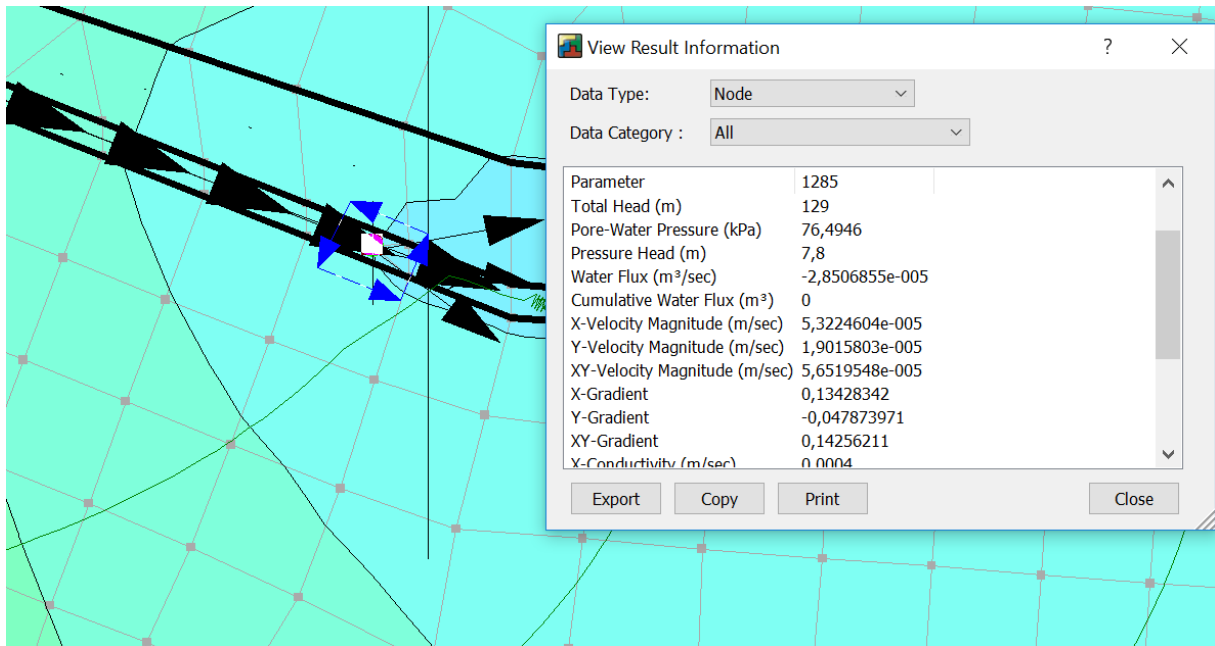
Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor, uten avlastningsbrønn



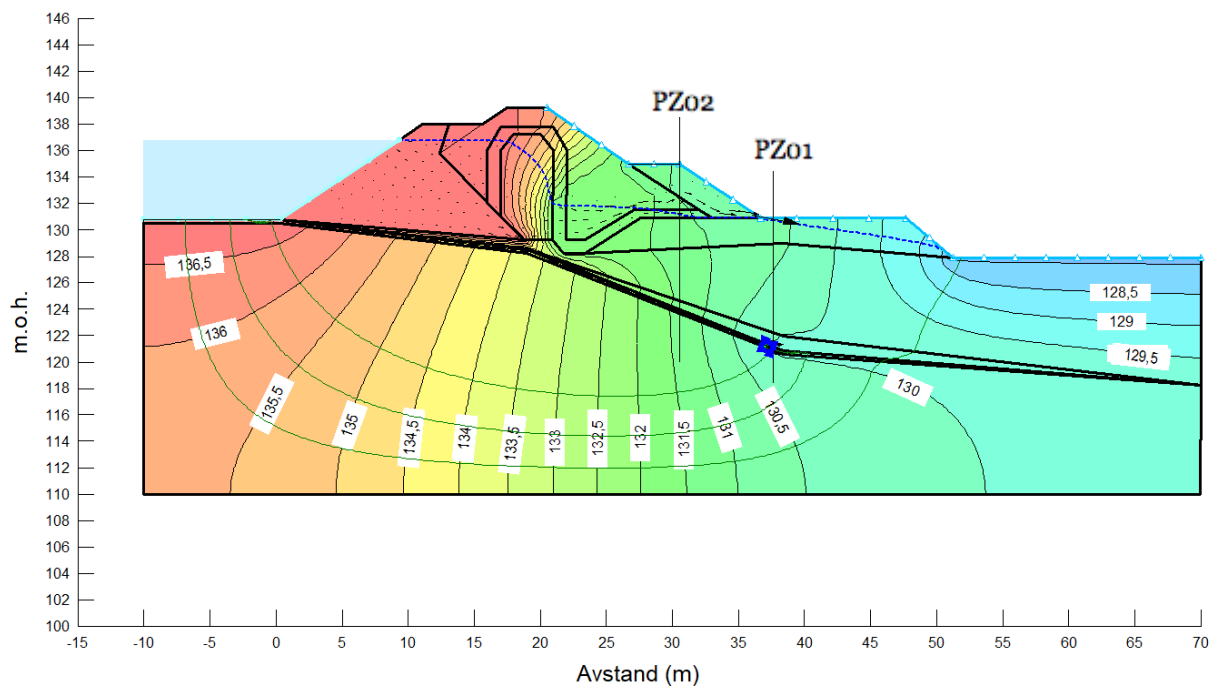
Forsøk nr.2 total potensialet konturer (Total potensial = 129 m)



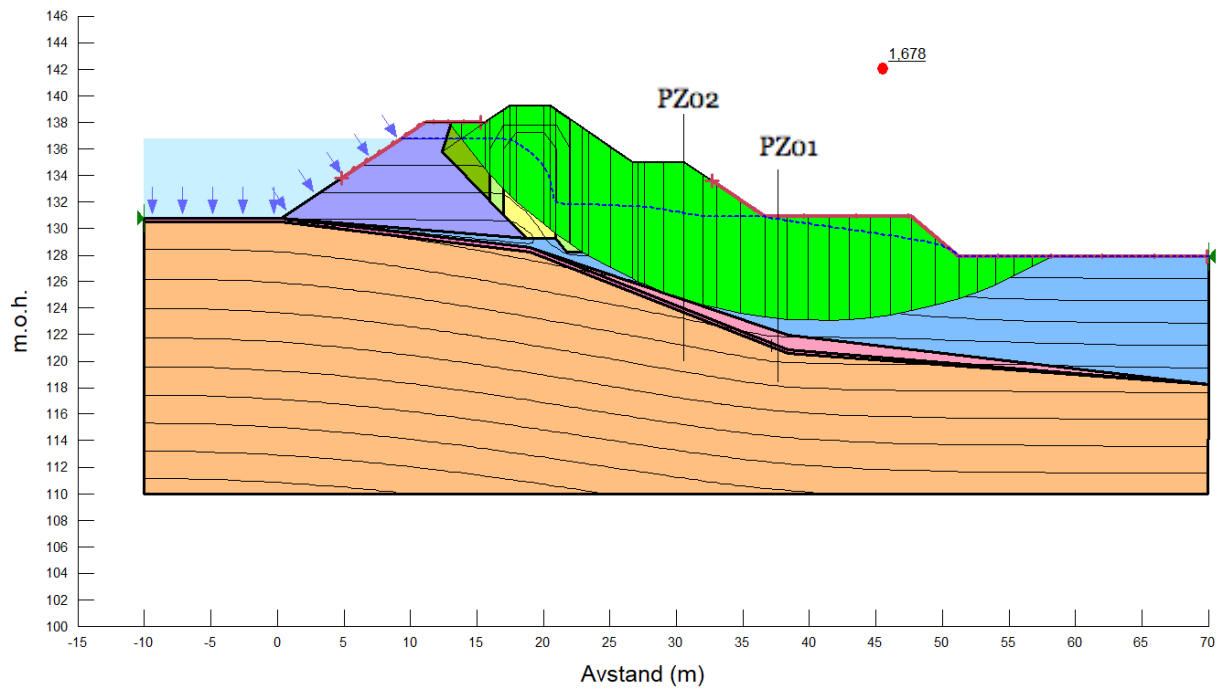
Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 129 m)



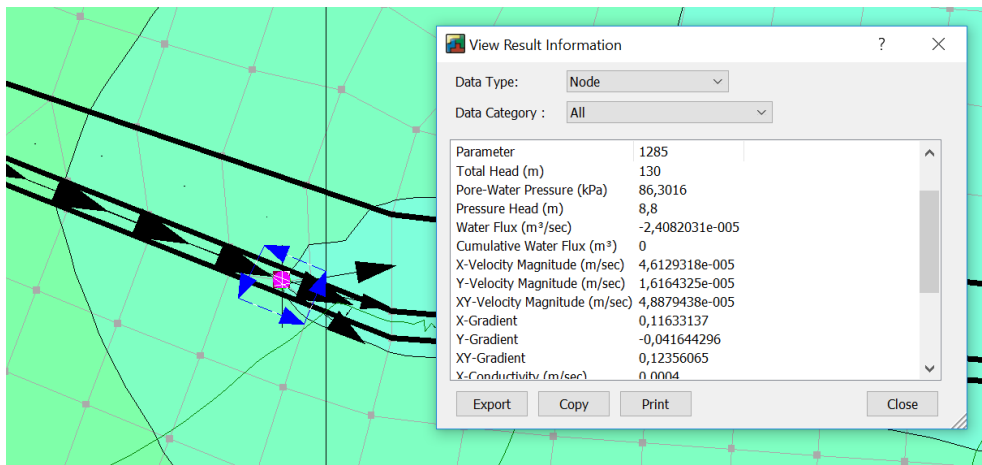
Forsøk nr.2 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 129 m)



Forsøk nr.3 total potensialet konturer (Total potensial = 130 m)

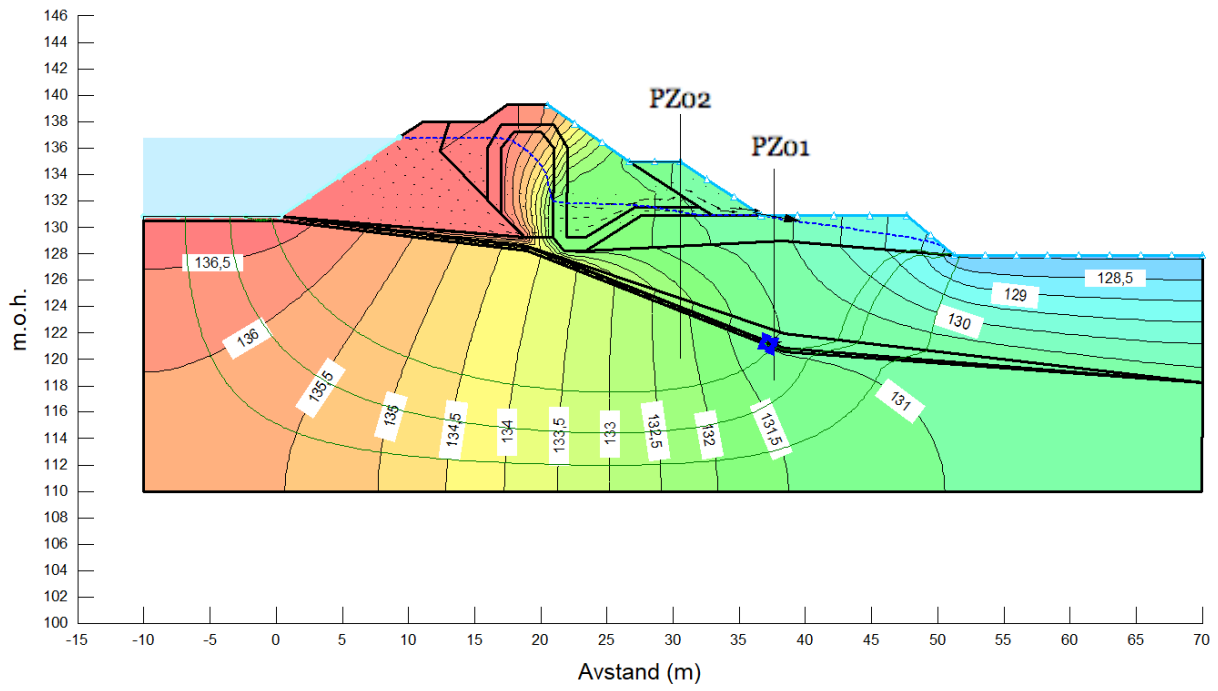


Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 130 m)

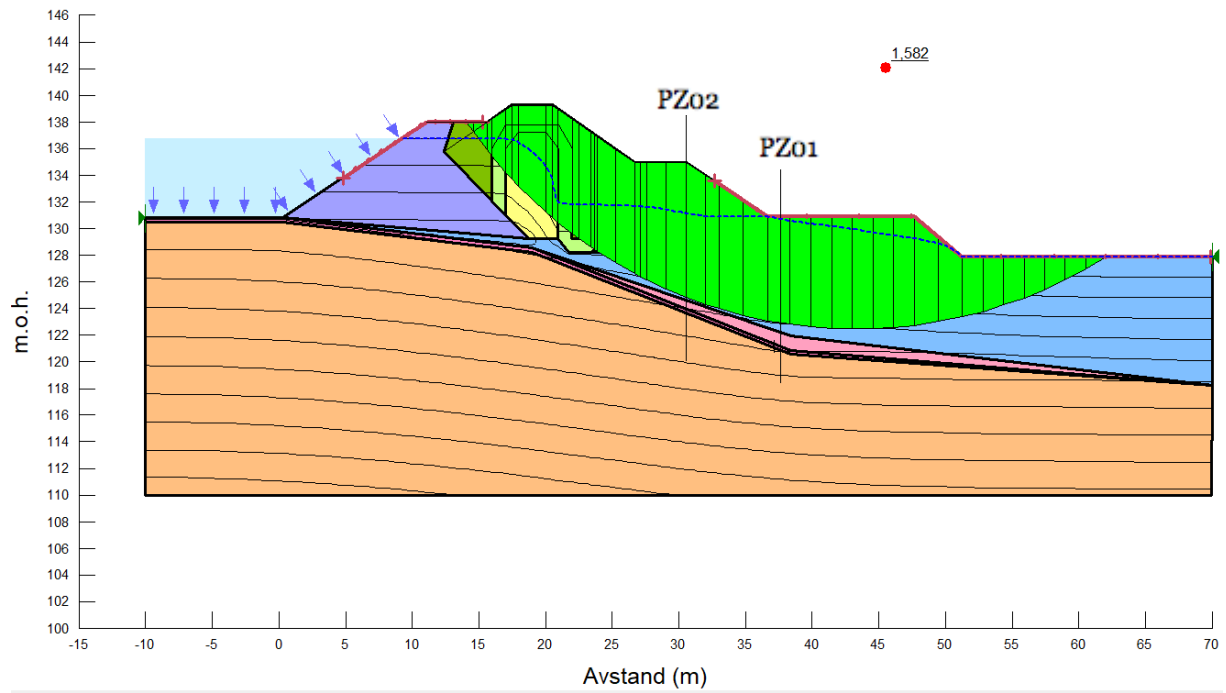


Forsøk nr. 3 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 130 m)

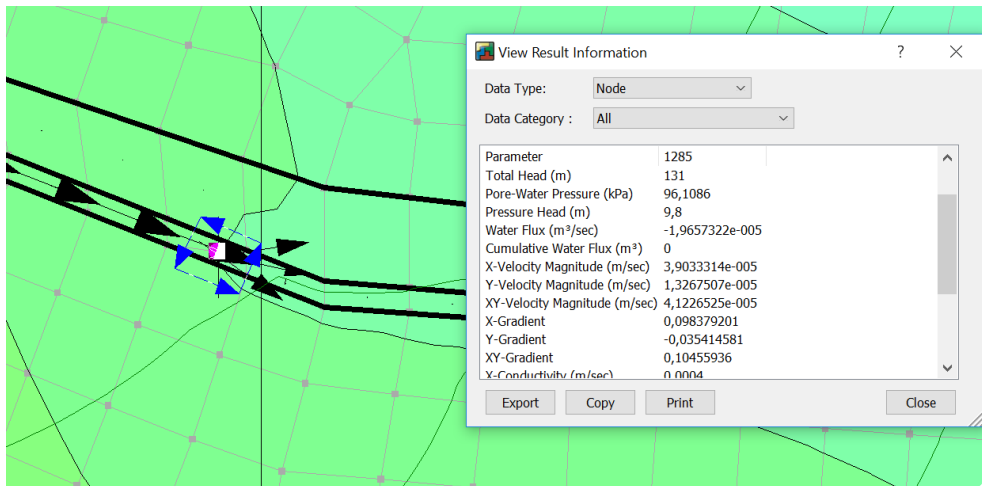




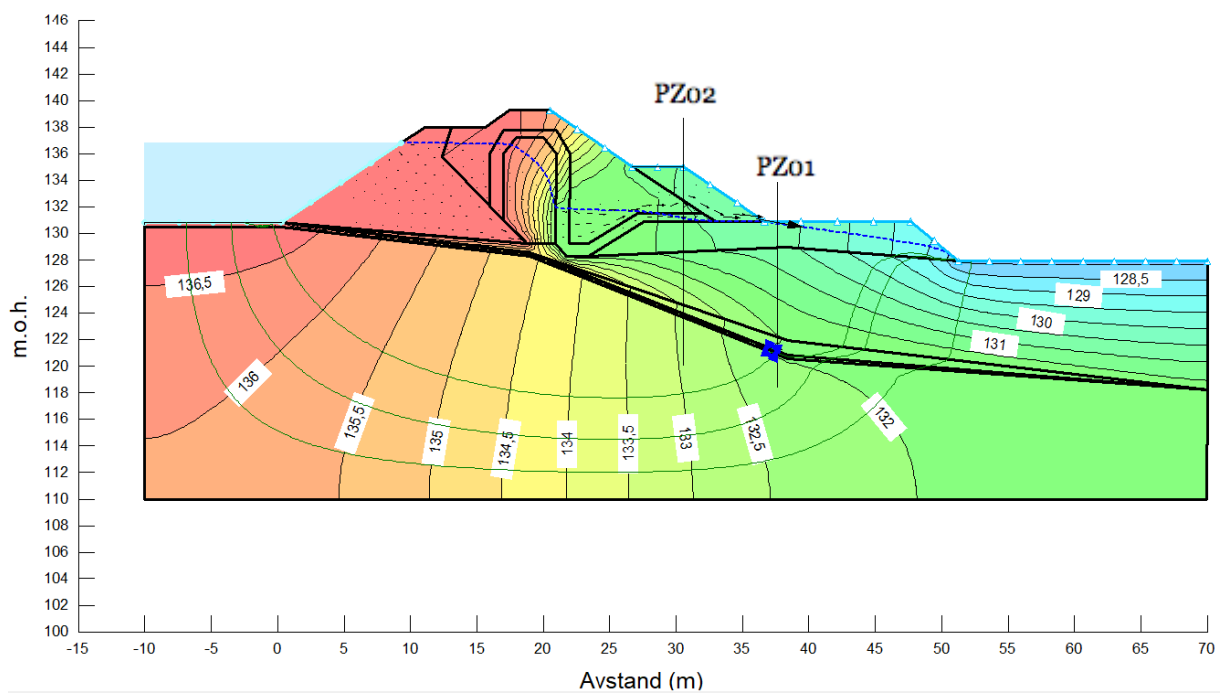
Forsøk nr.4 total potensialet kontører (Total potensial = 131 m)



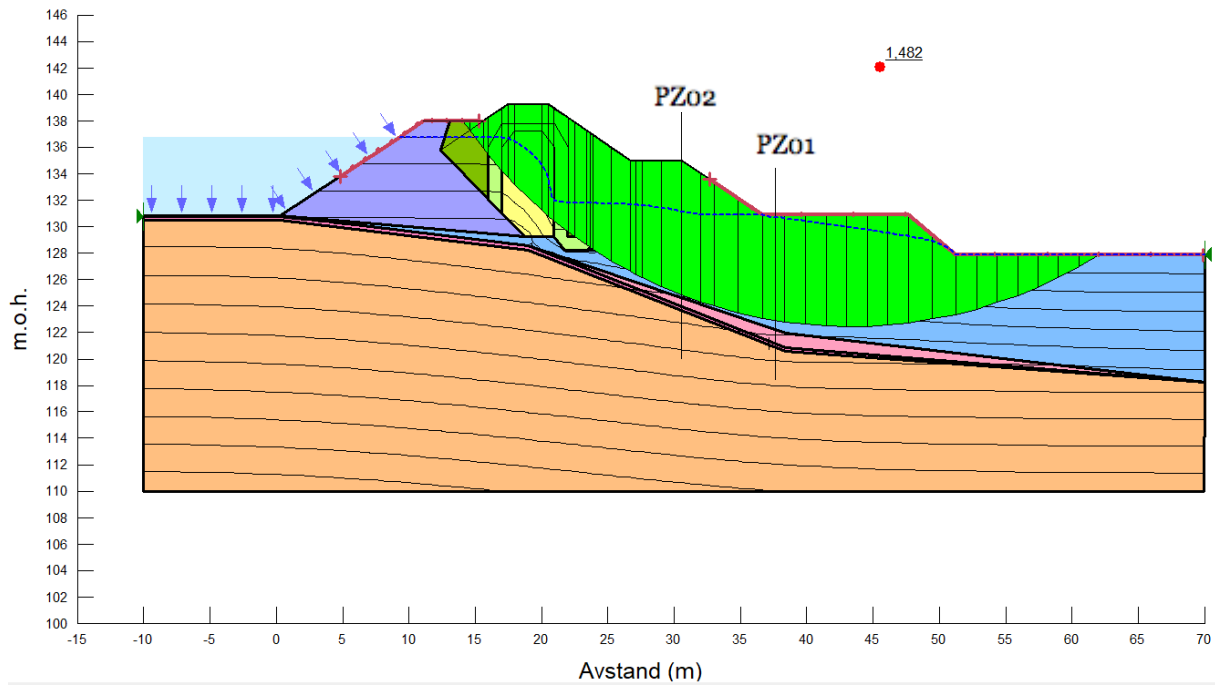
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 131 m)



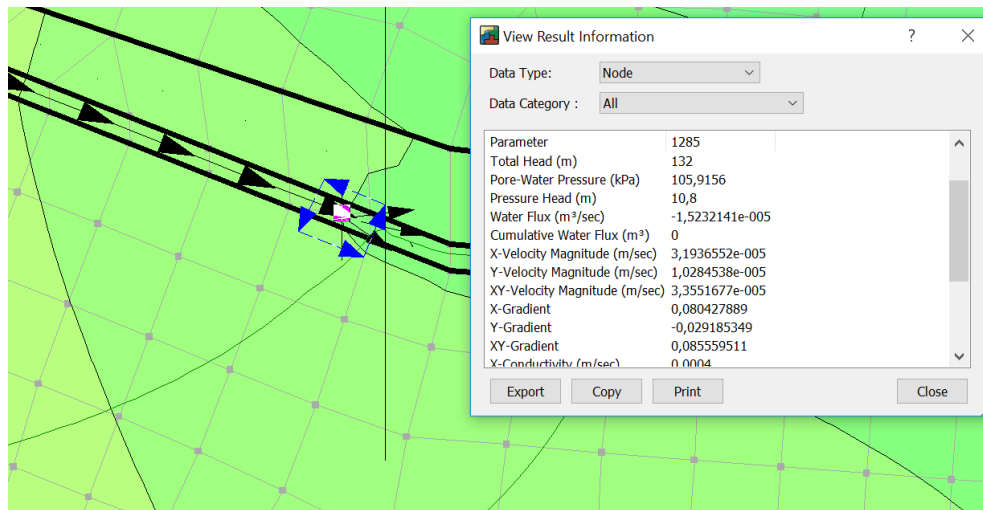
Forsøk nr.4 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 131 m)



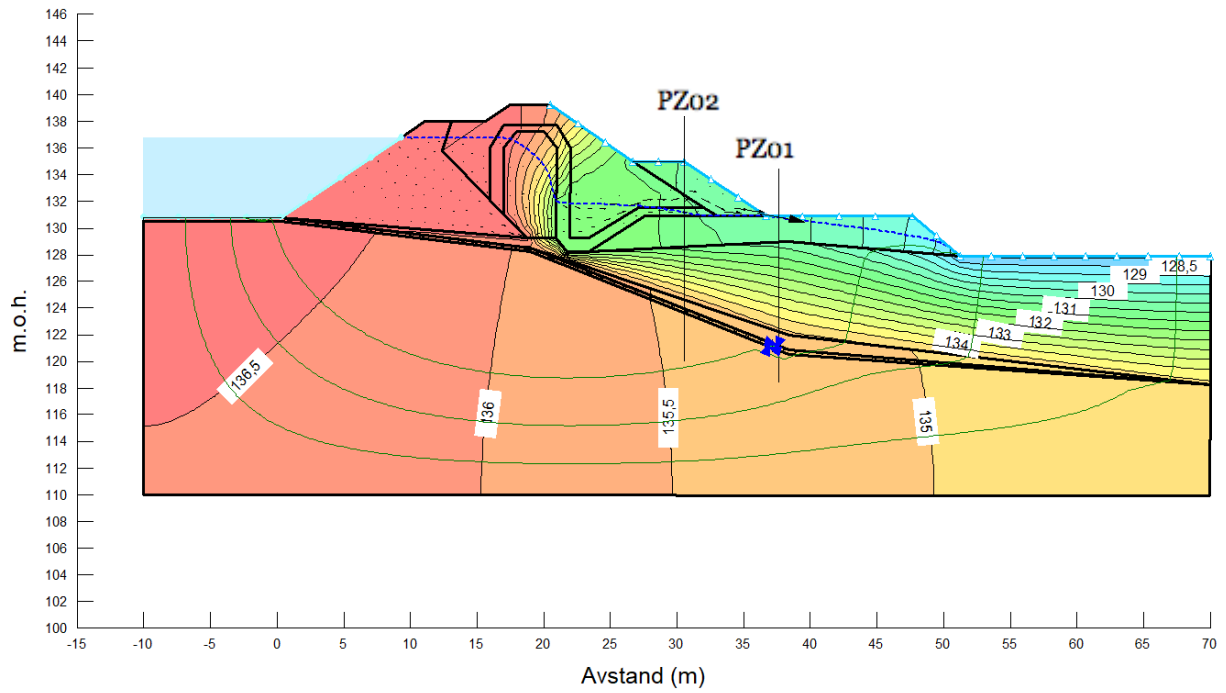
Forsøk nr.5 total potensialet konturer (Total potential = 132 m)



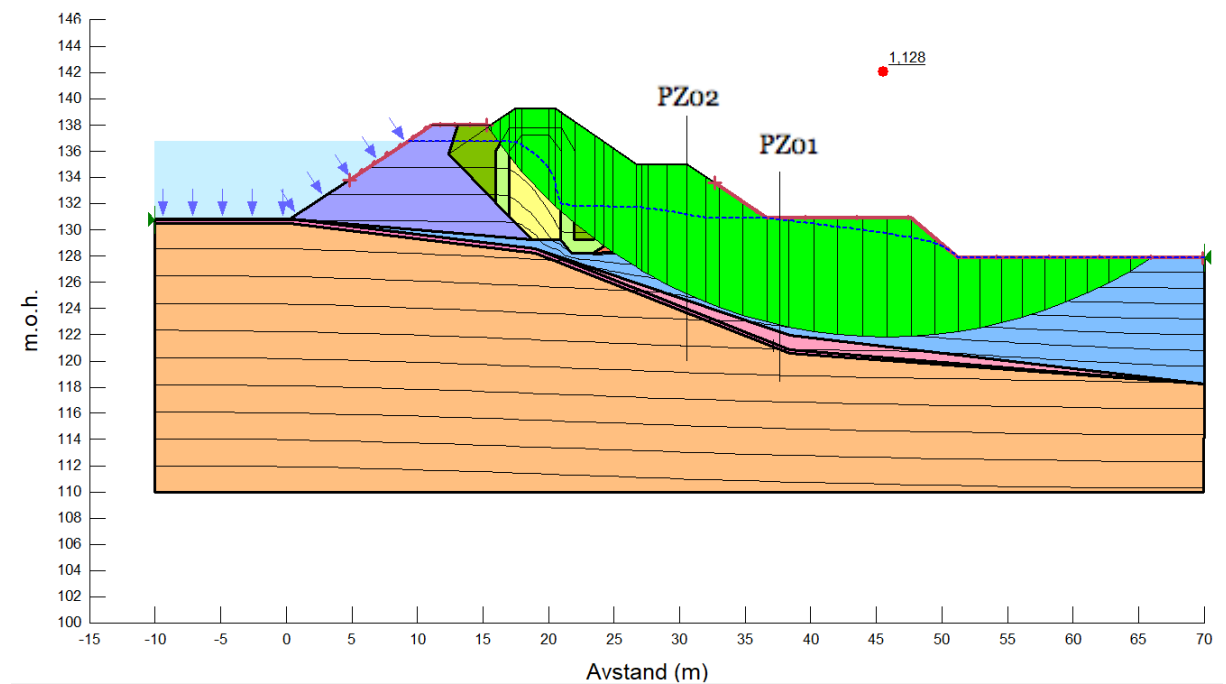
Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial =132 m)



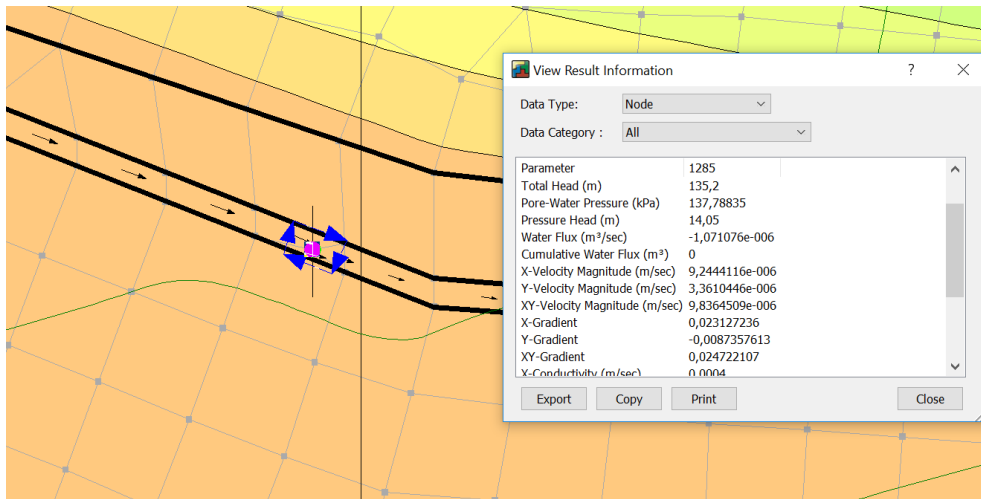
Forsøk nr.5 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 132 m)



Forsøk nr.6 total potensialet konturer (Total potensial = 135,2 m)

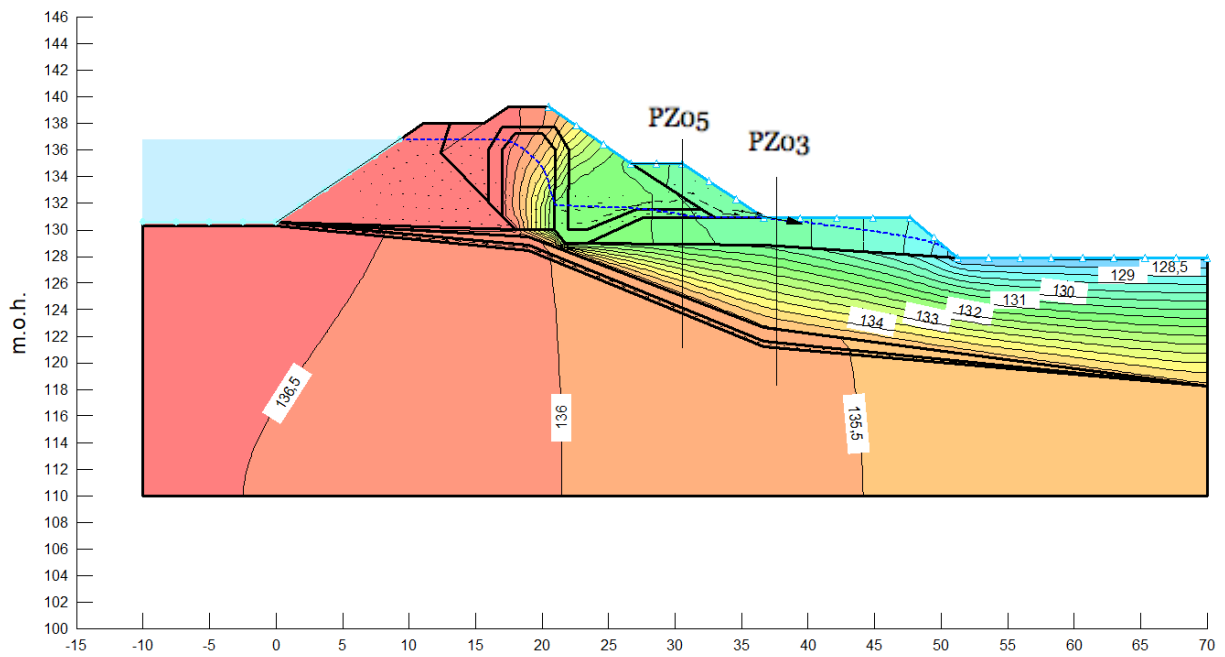


Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 135,2 m)

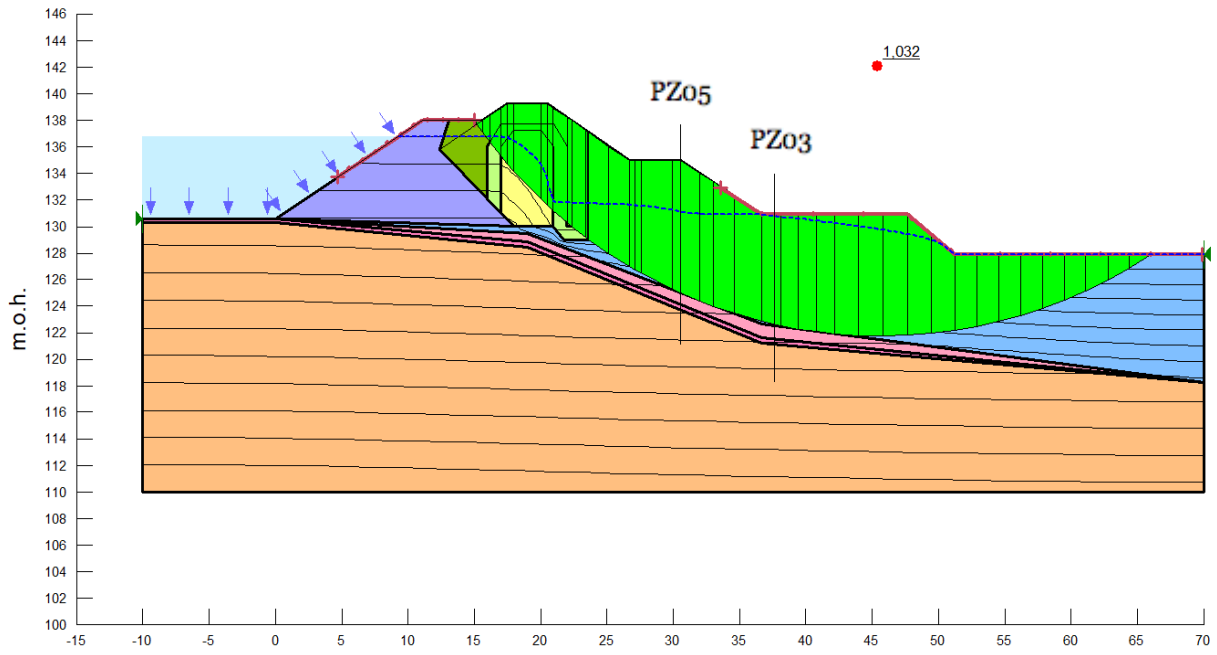


Forsøk nr.6 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 135,2 m)

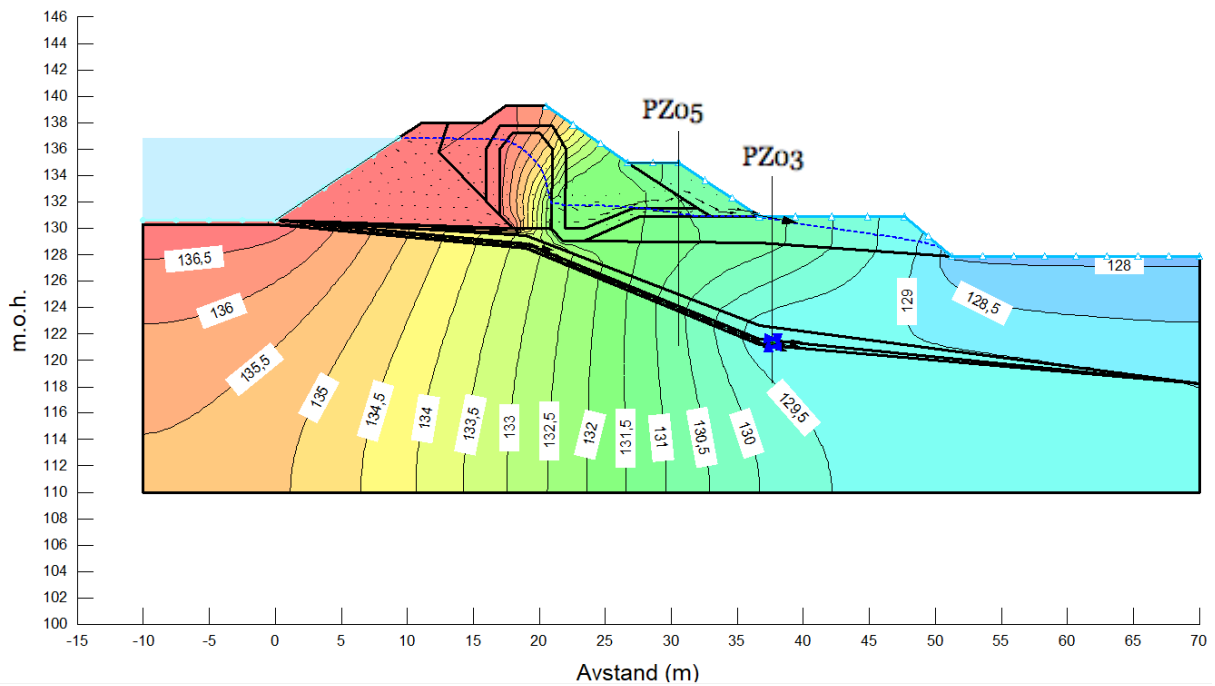
### Snitt PZ2019-03 og PZ2019-05



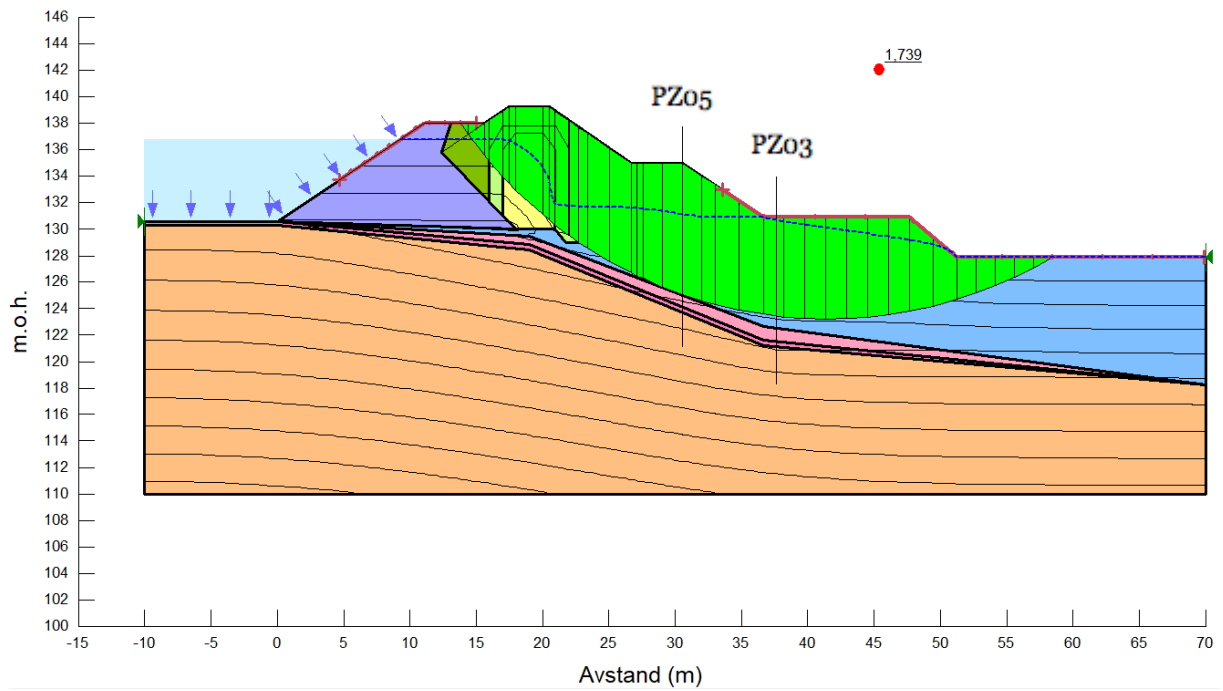
Forsøk nr.1 total potensialet konturer, uten avlastningsbrønn



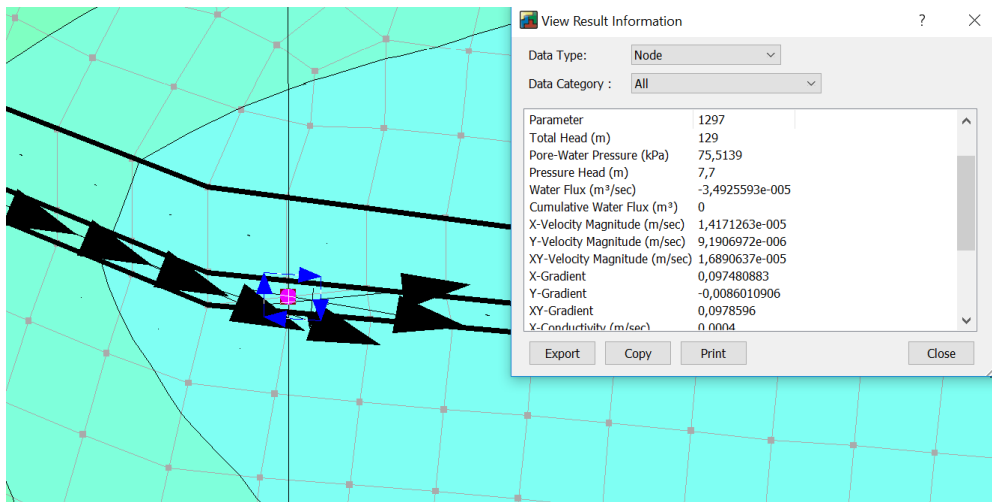
Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor, uten avlastningsbrønn



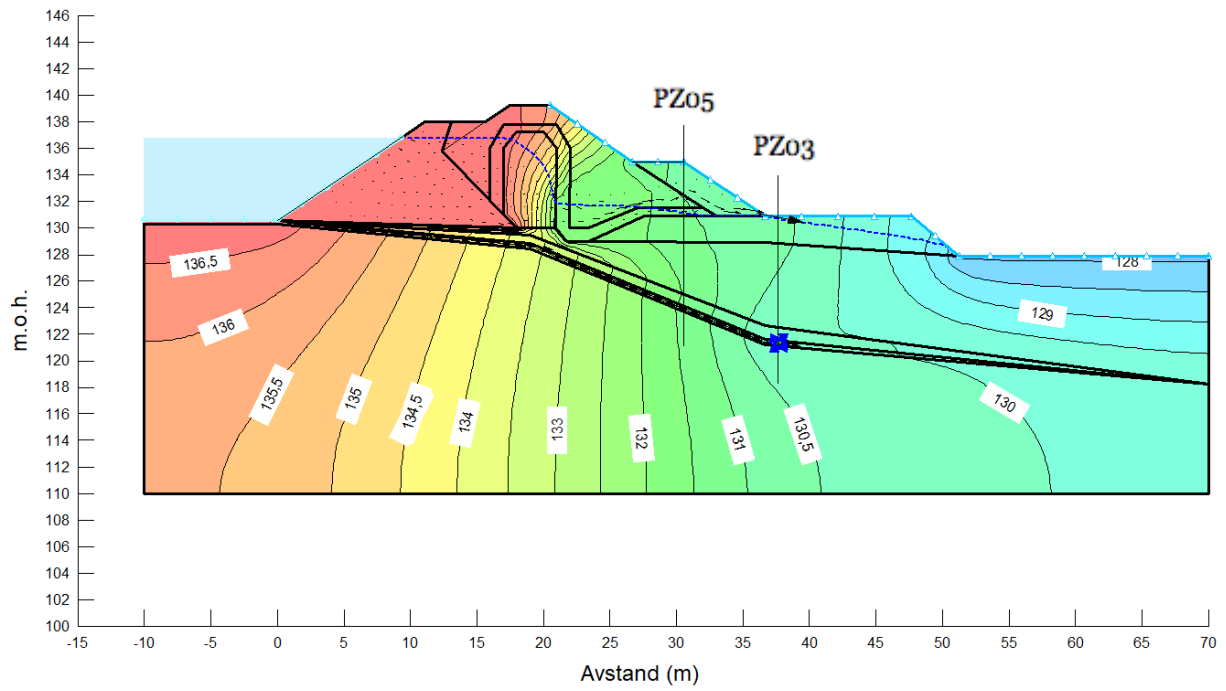
Forsøk nr.2 total potensialet konturer (Total potensial = 129 m)



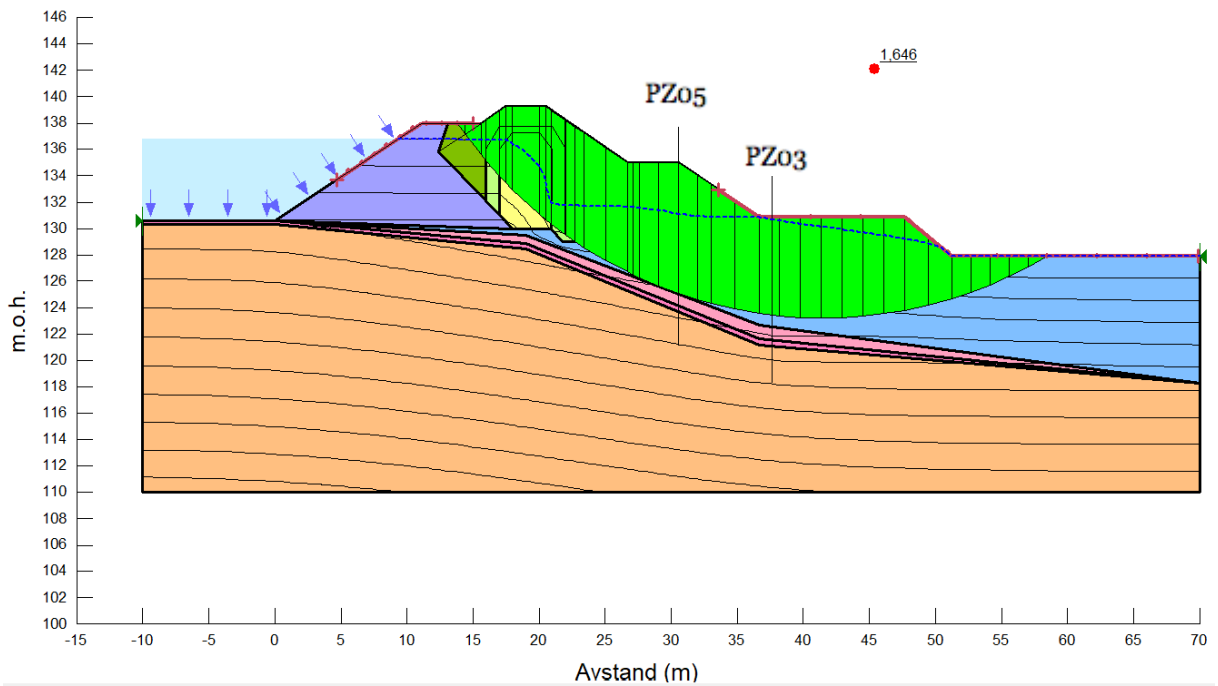
Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial =129 m)



Forsøk nr.2 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 129 m)

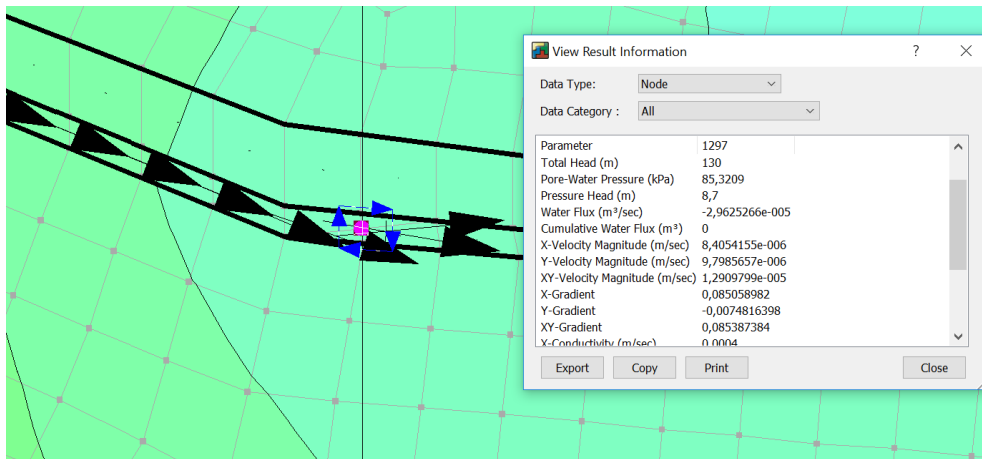


Forsøk nr.3 total potensialet konturer (Total potensial = 130 m)

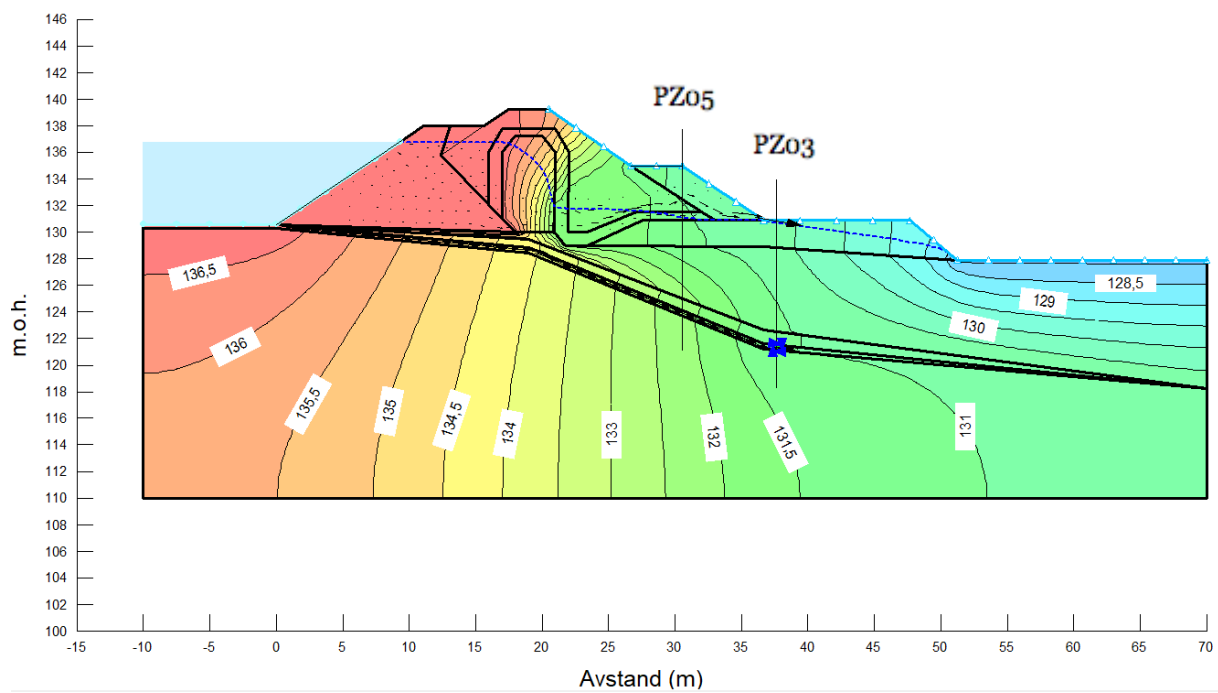


Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 130 m)

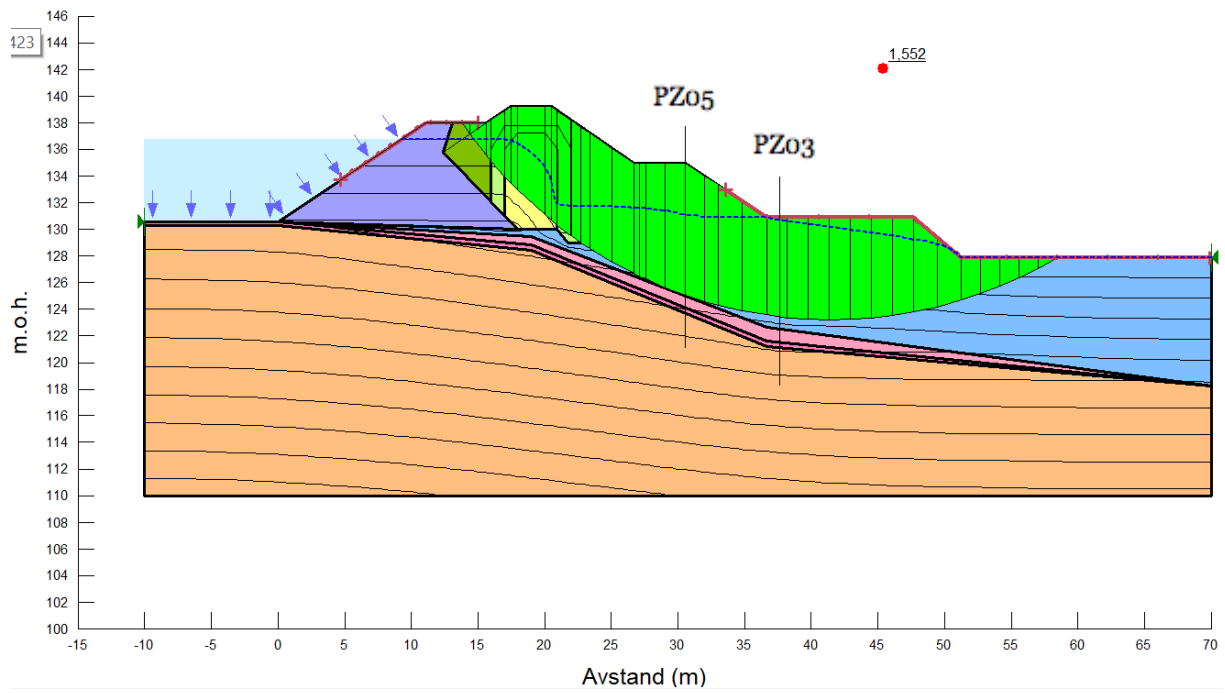




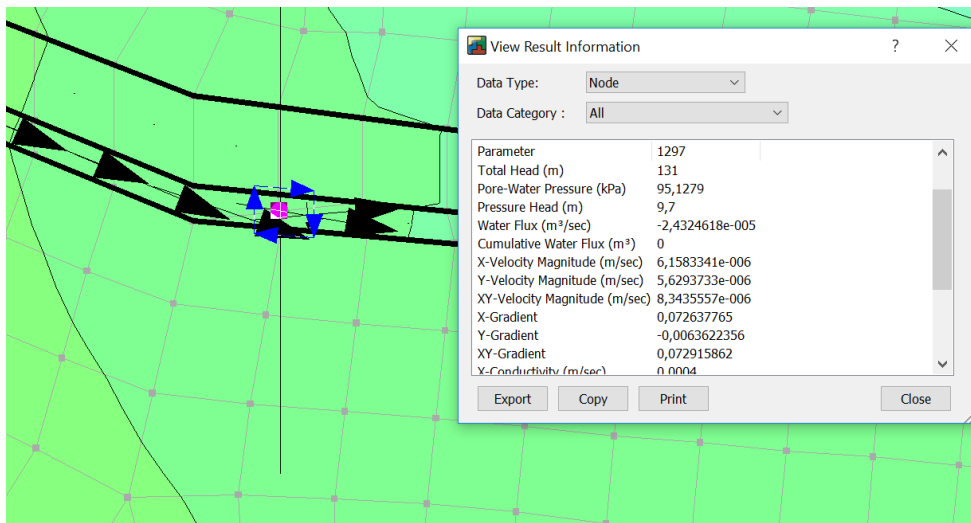
Forsøk nr.3 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 130 m)



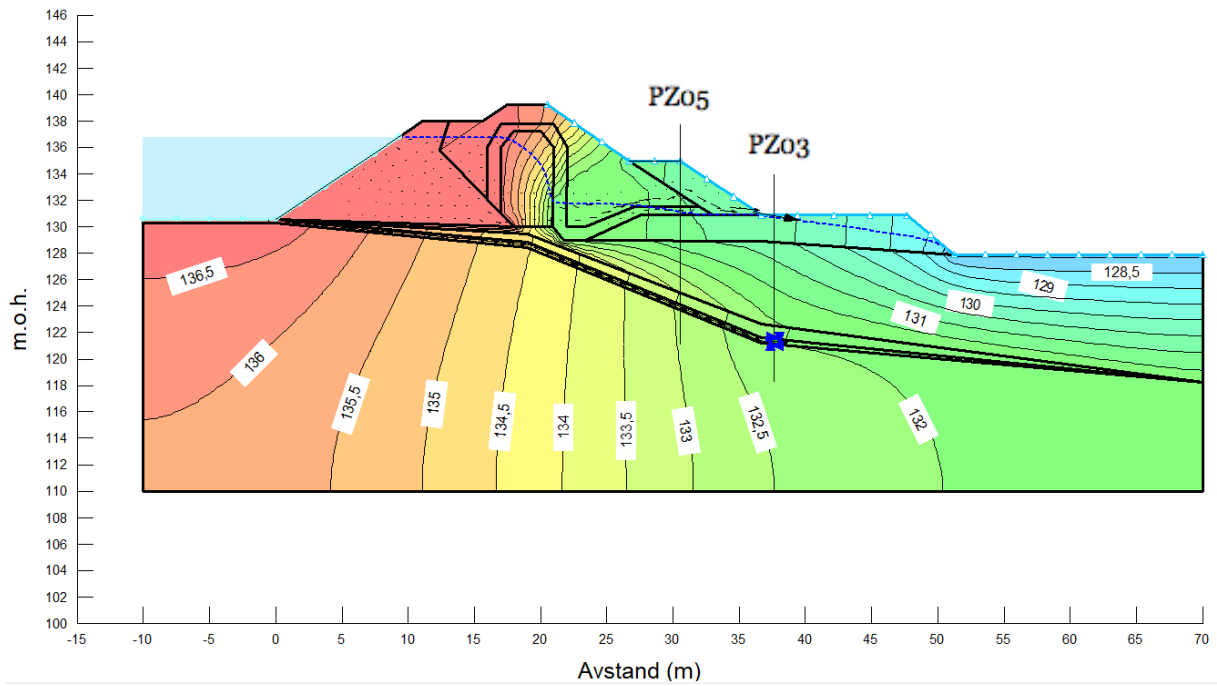
Forsøk nr.4 total potensialet konturer (Total potential = 131 m)



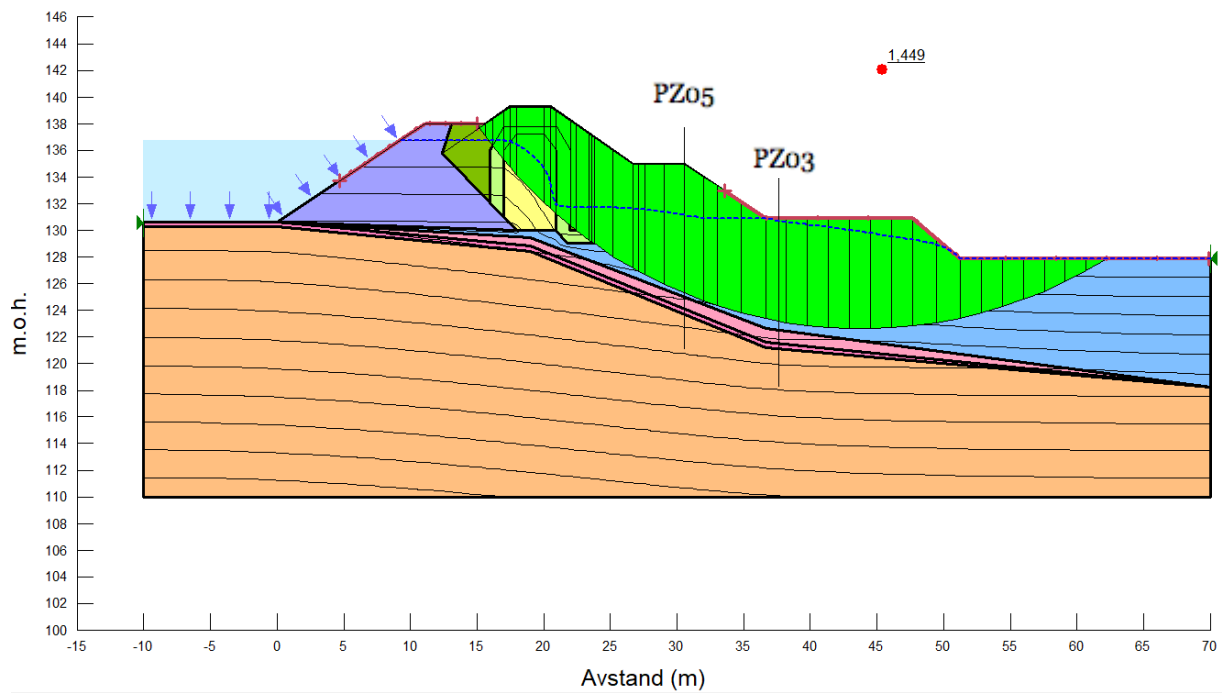
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potential = 131 m)



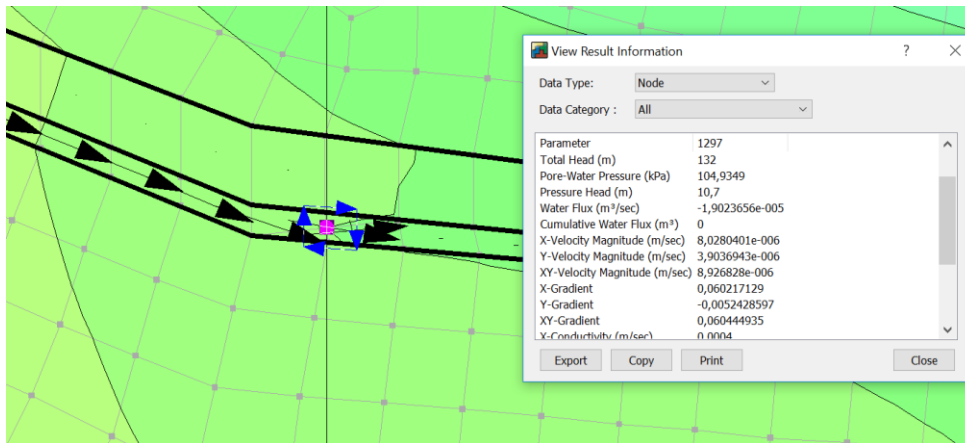
Forsøk nr.4 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 131 m)



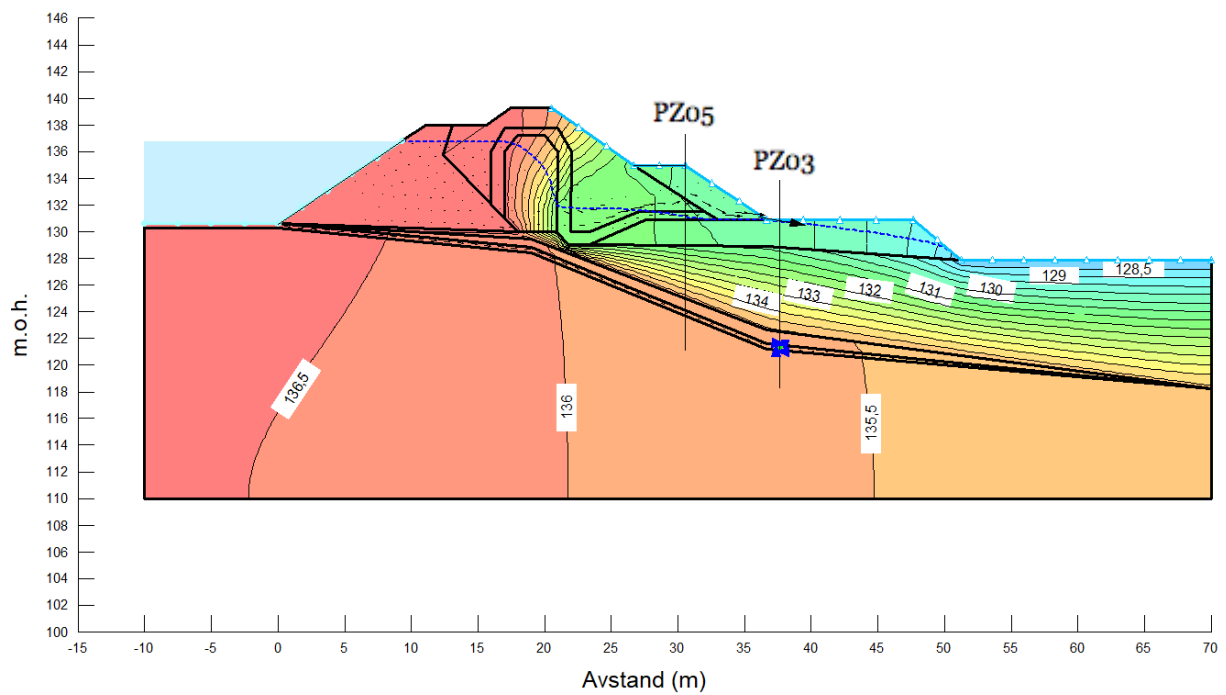
Forsøk nr.5 total potensialet konturer (Total potensial = 132 m)



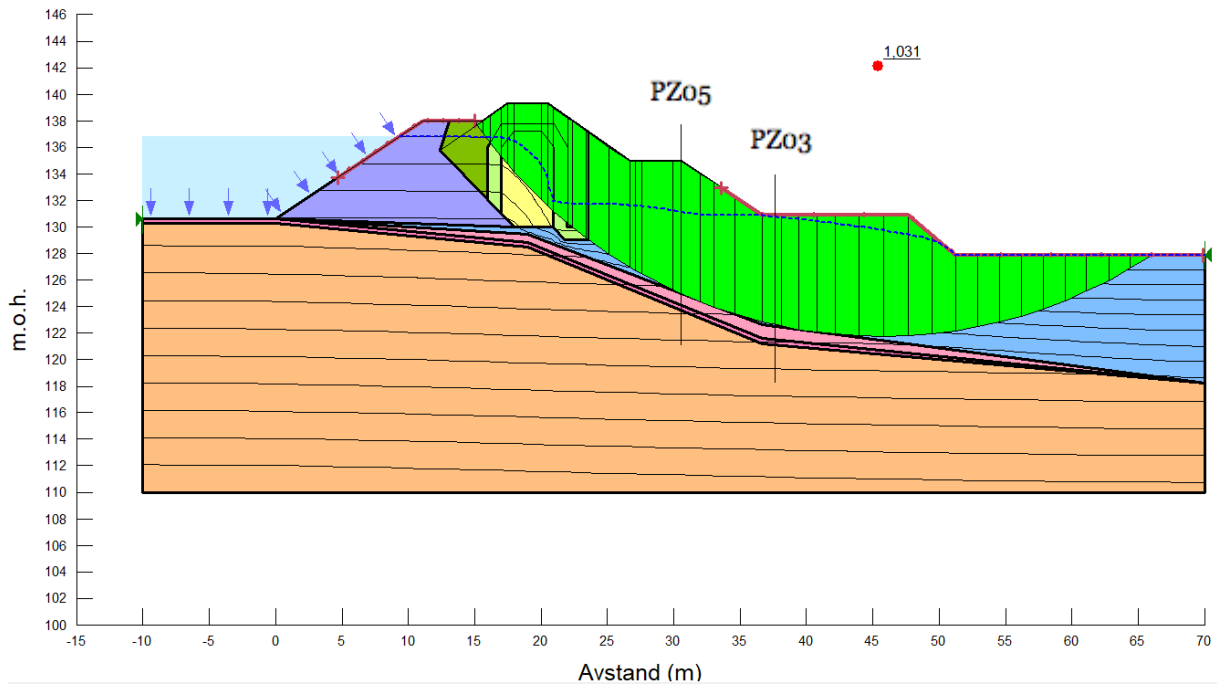
Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 132 m)



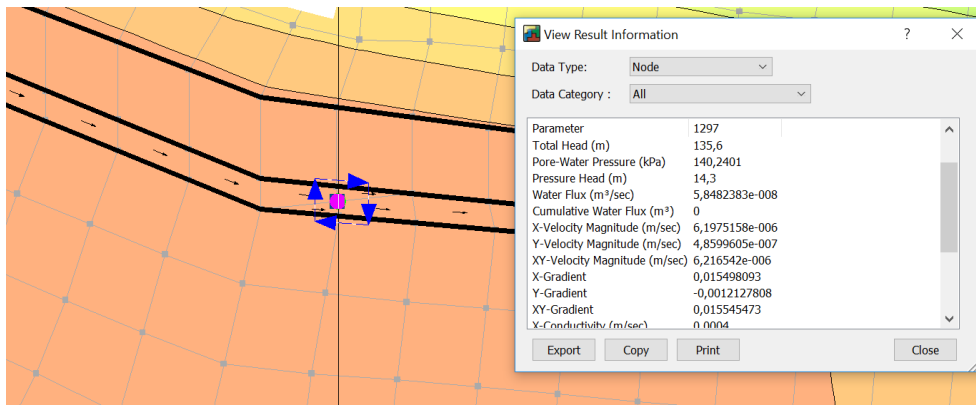
Forsøk nr.5 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 132 m)



Forsøk nr.6 total potensialet konturer (Total potential = 135,6m)

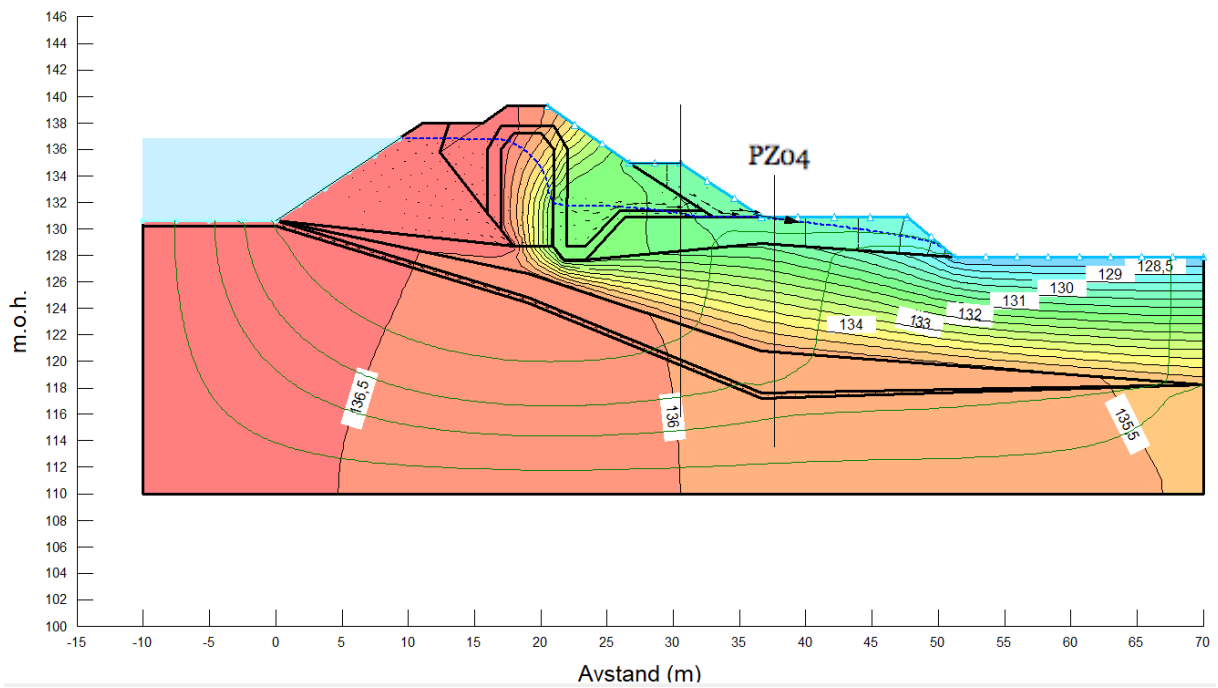


Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 135,6m)

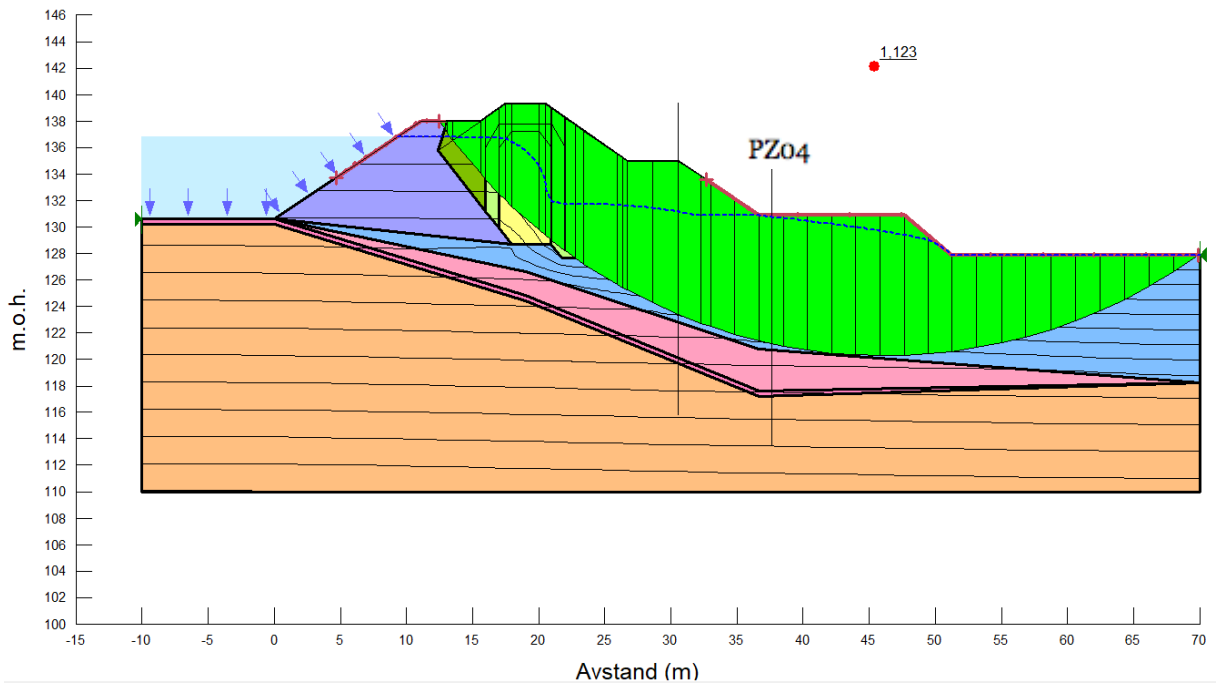


Forsøk nr.6 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 135,6m)

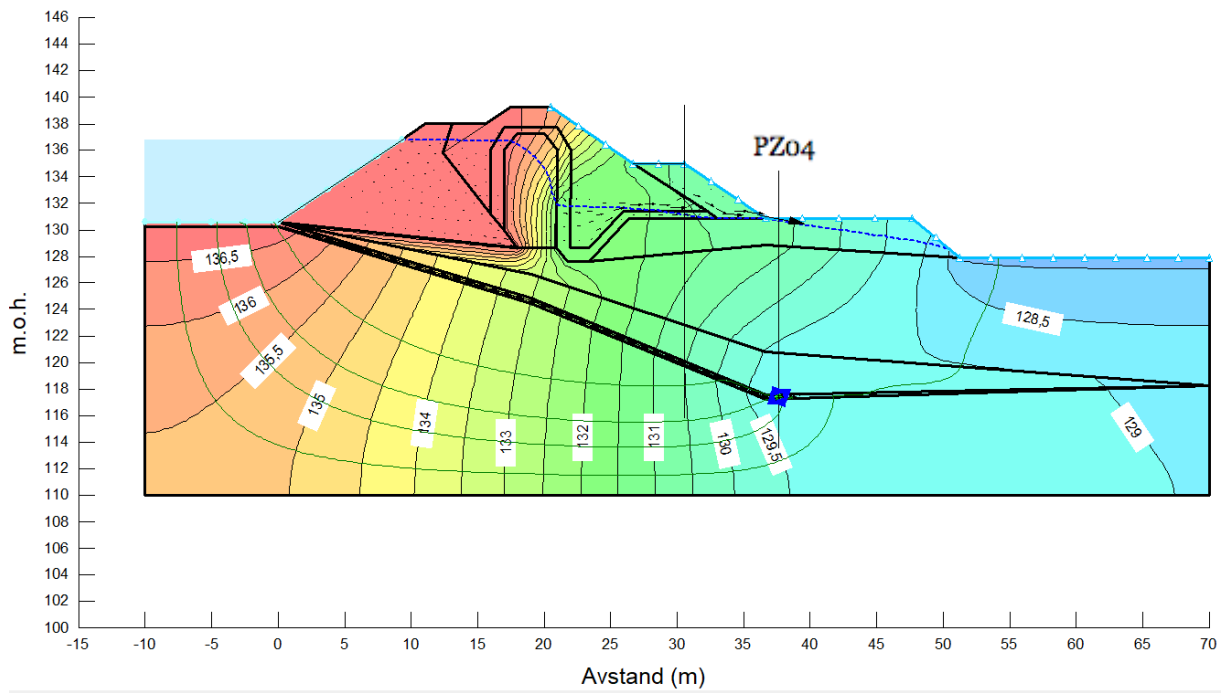
## Snitt PZ2019-04



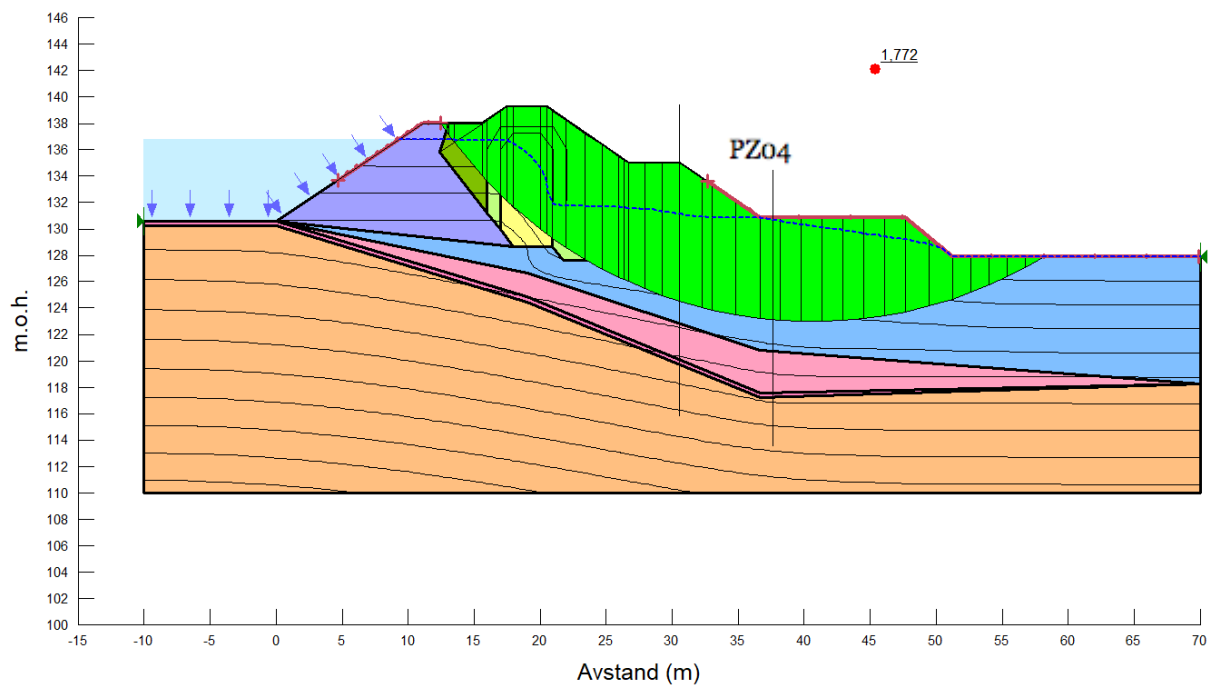
## Forsøk nr.1 total potensialet konturer, uten avlastningsbrønn



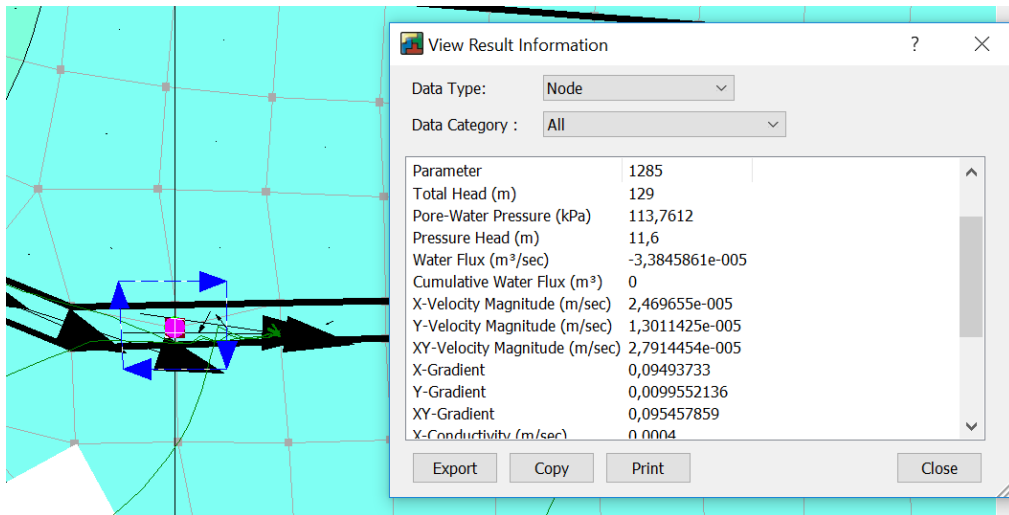
## Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor, uten avlastningsbrønn



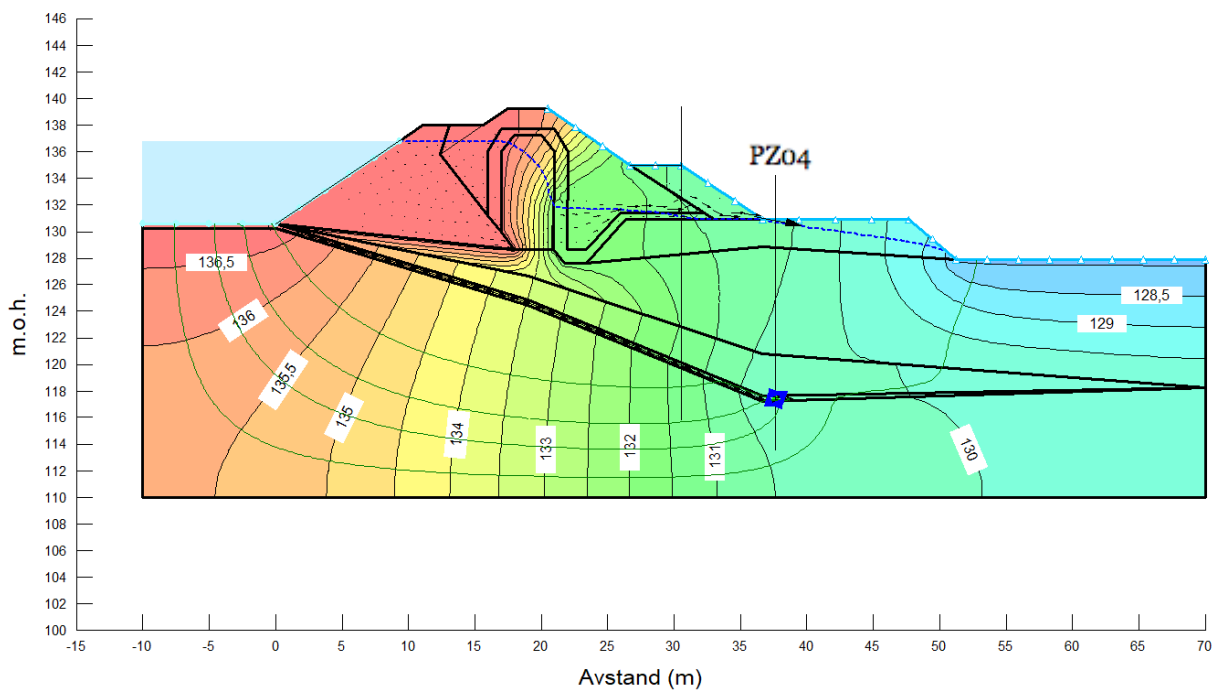
Forsøk nr.2 total potensialet konturer (Total potensial = 129 m)



Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial =129 m)

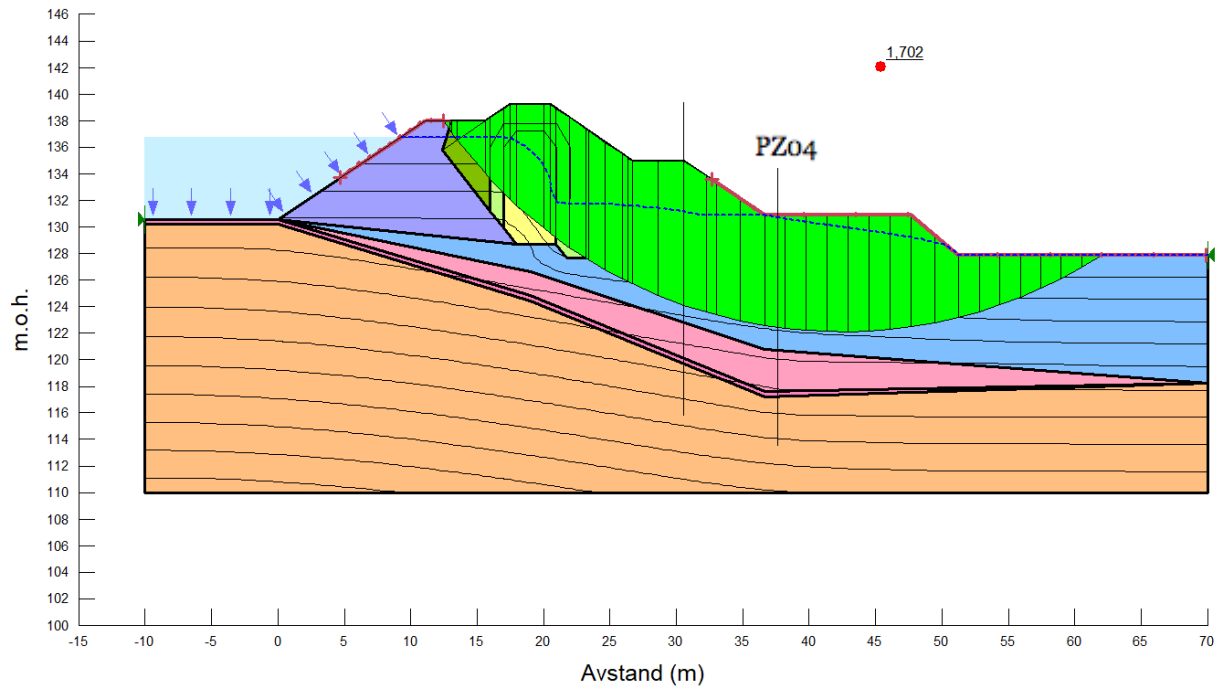


Forsøk nr.2 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 129 m)

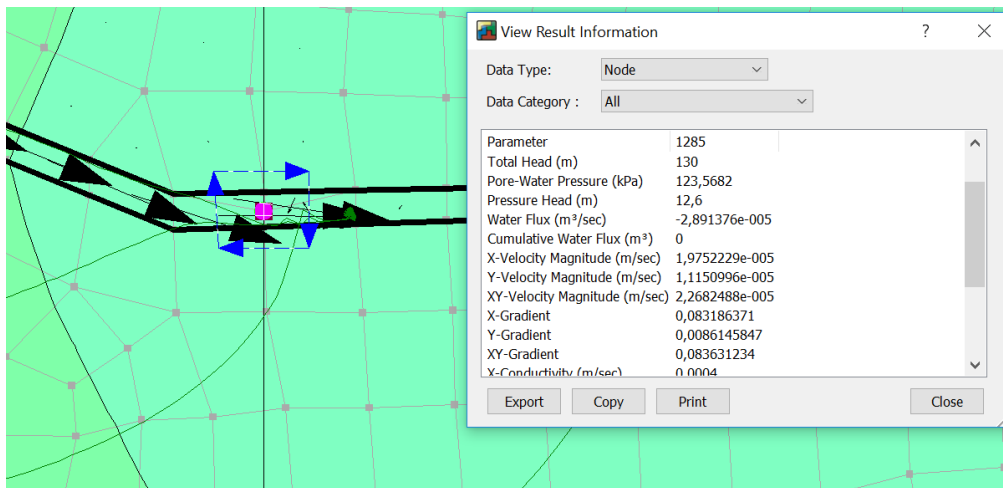


Forsøk nr.3 total potensialet konturer (Total potential = 130 m)

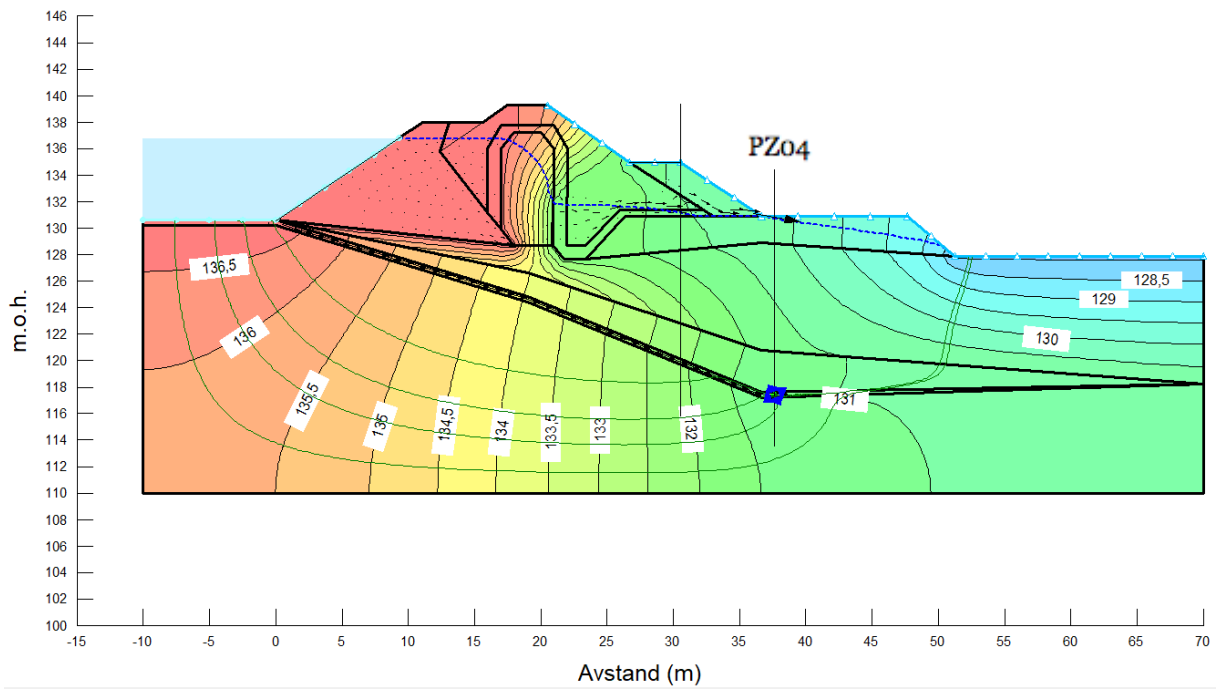




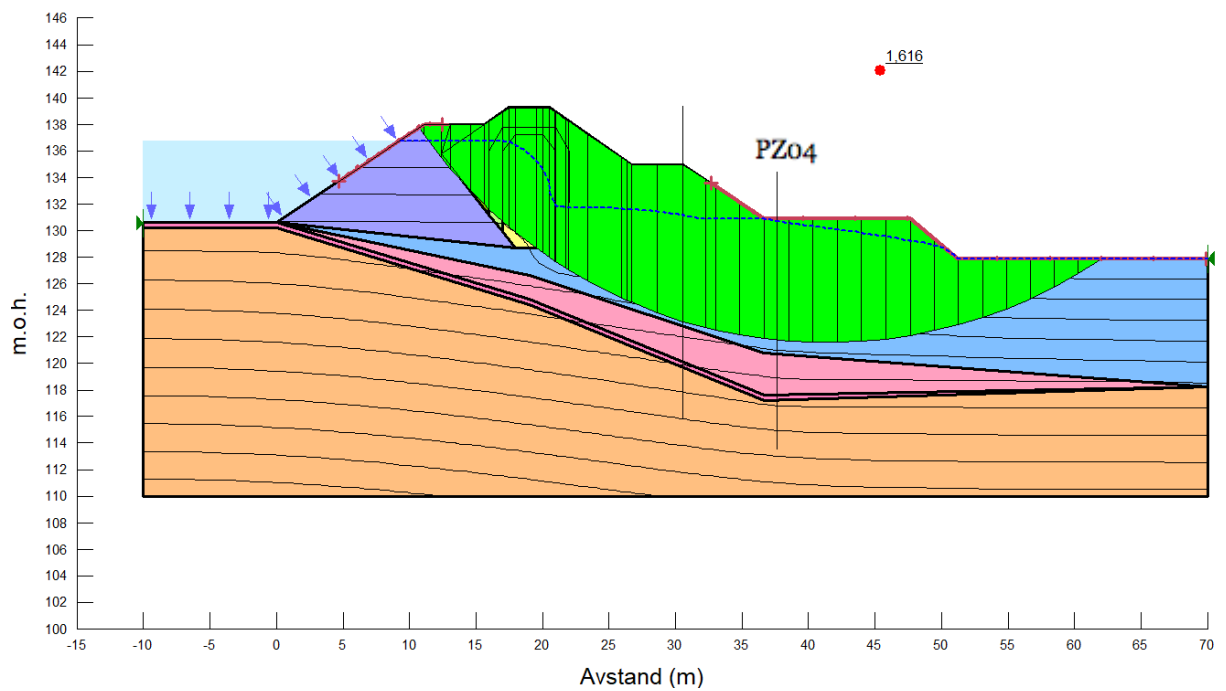
Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 130 m)



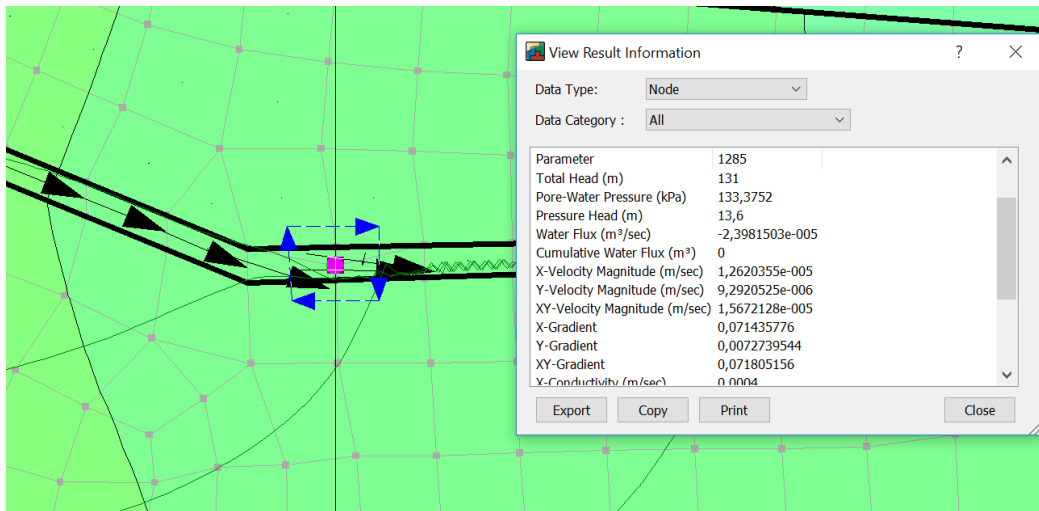
Forsøk nr.3 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 130 m)



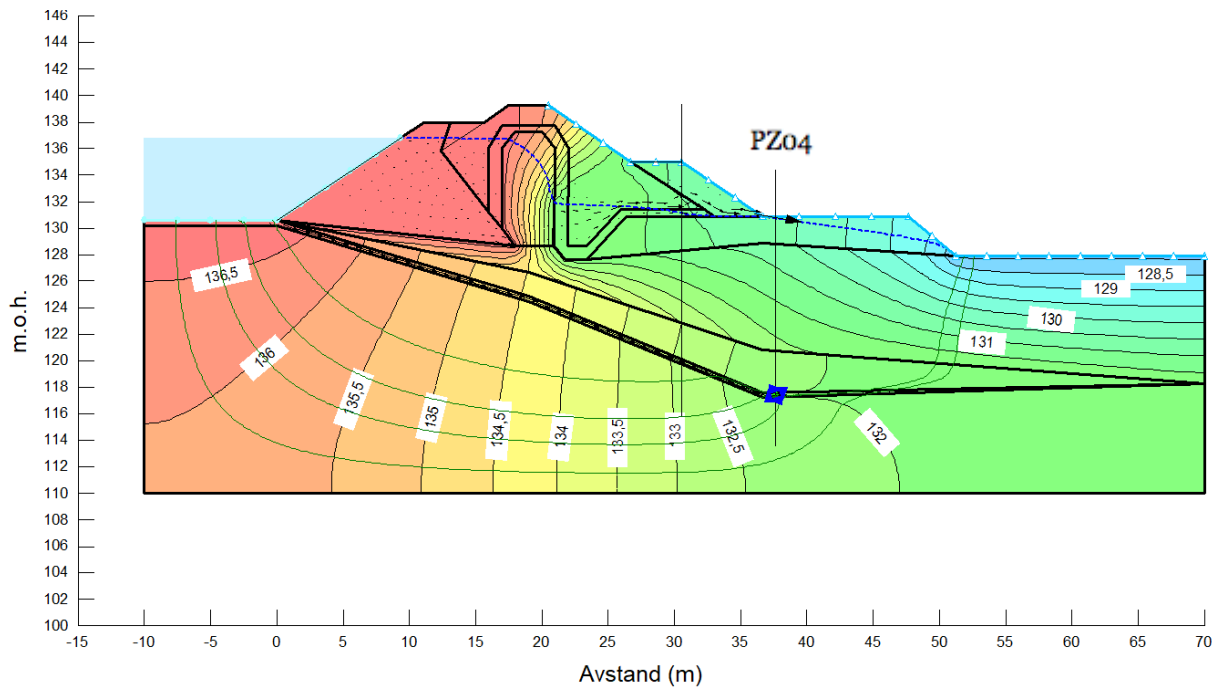
Forsøk nr.4 total potensialet konturer (Total potensial = 131 m)



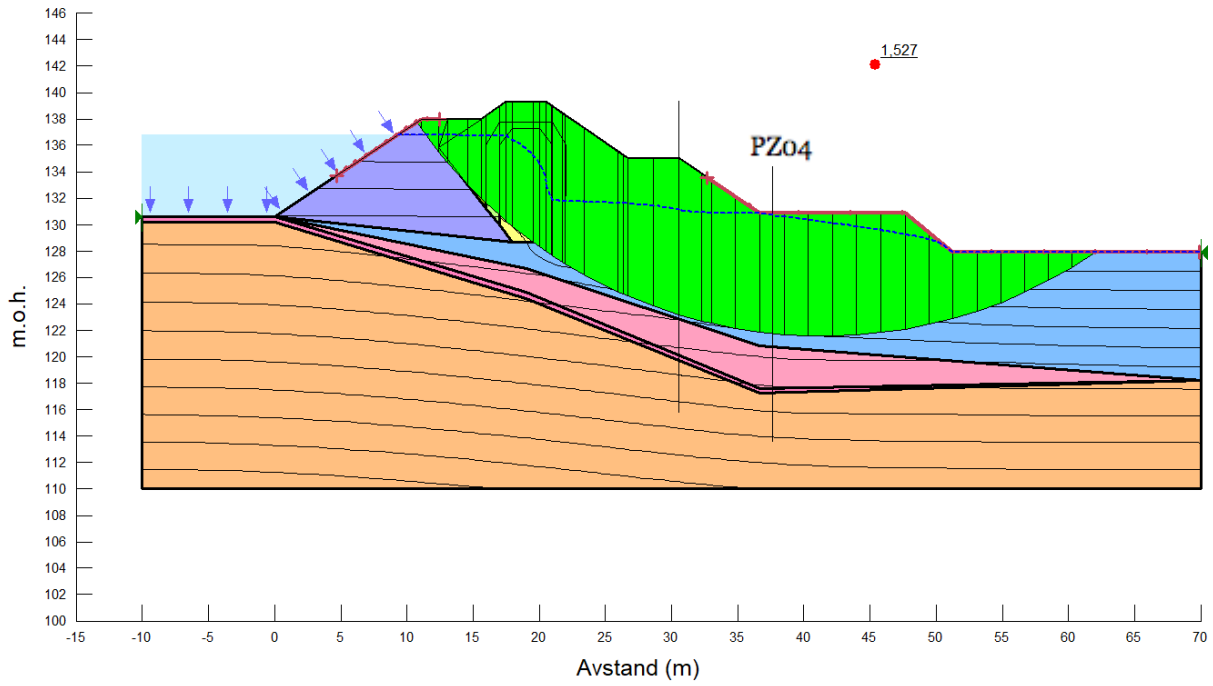
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 131 m)



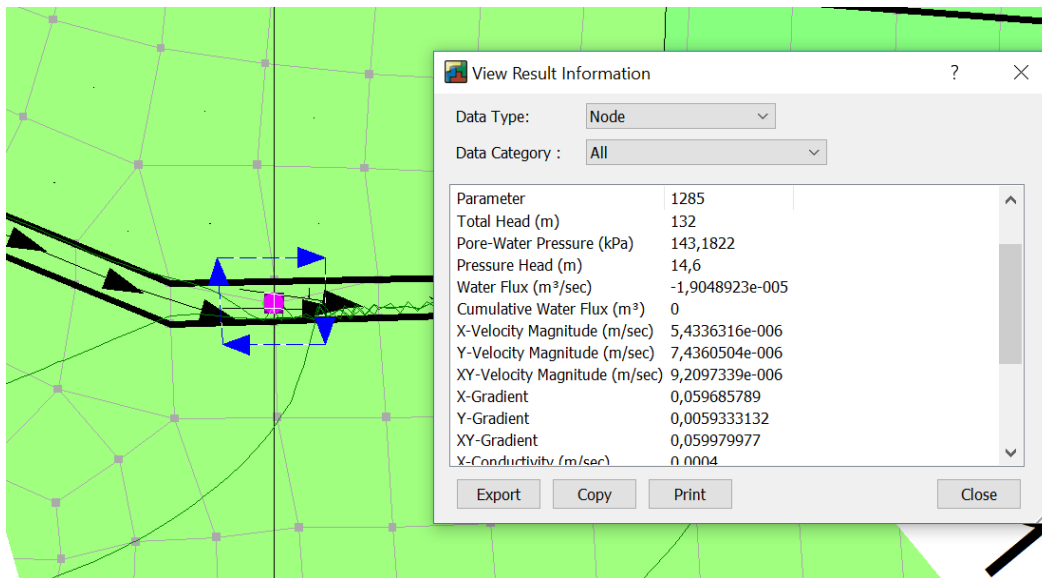
Forsøk nr.4 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 131 m)



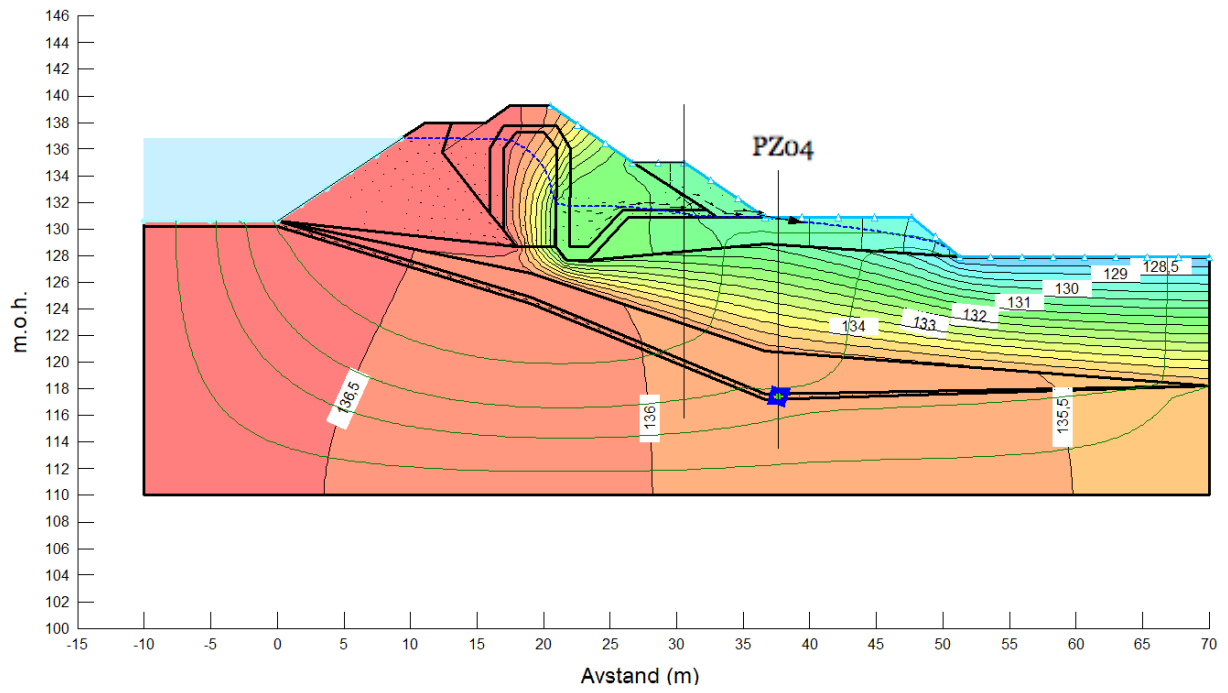
Forsøk nr.5 total potensialet konturer (Total potential = 132 m)



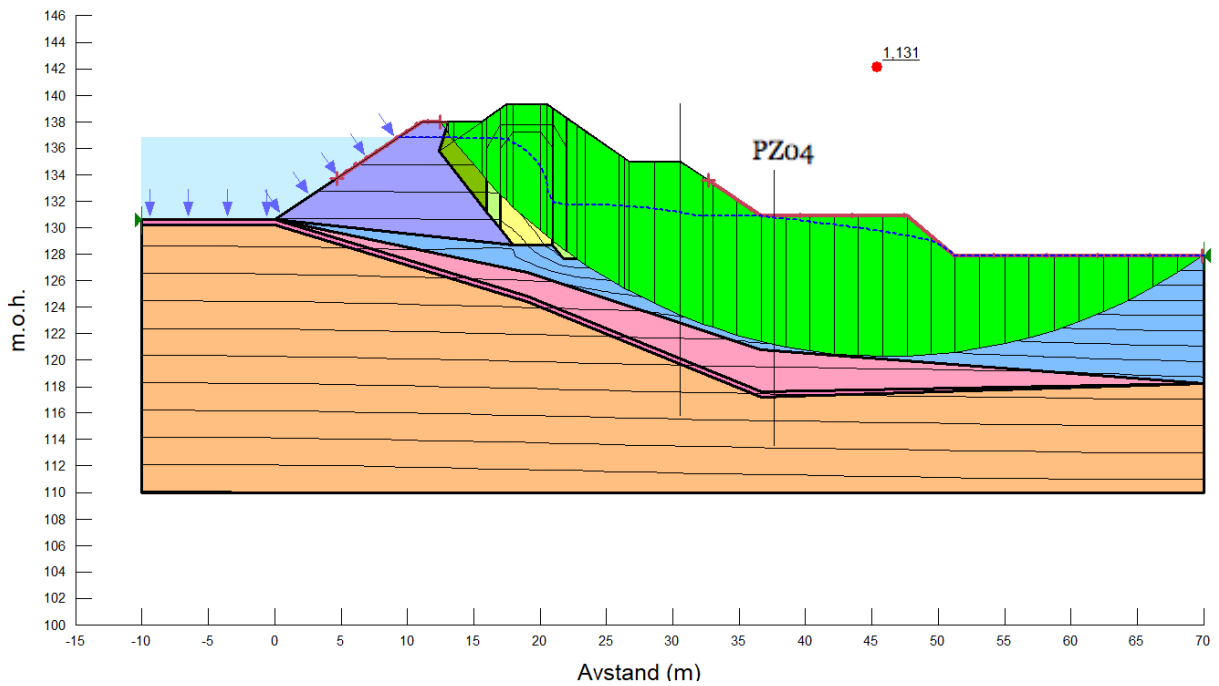
Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 132 m)



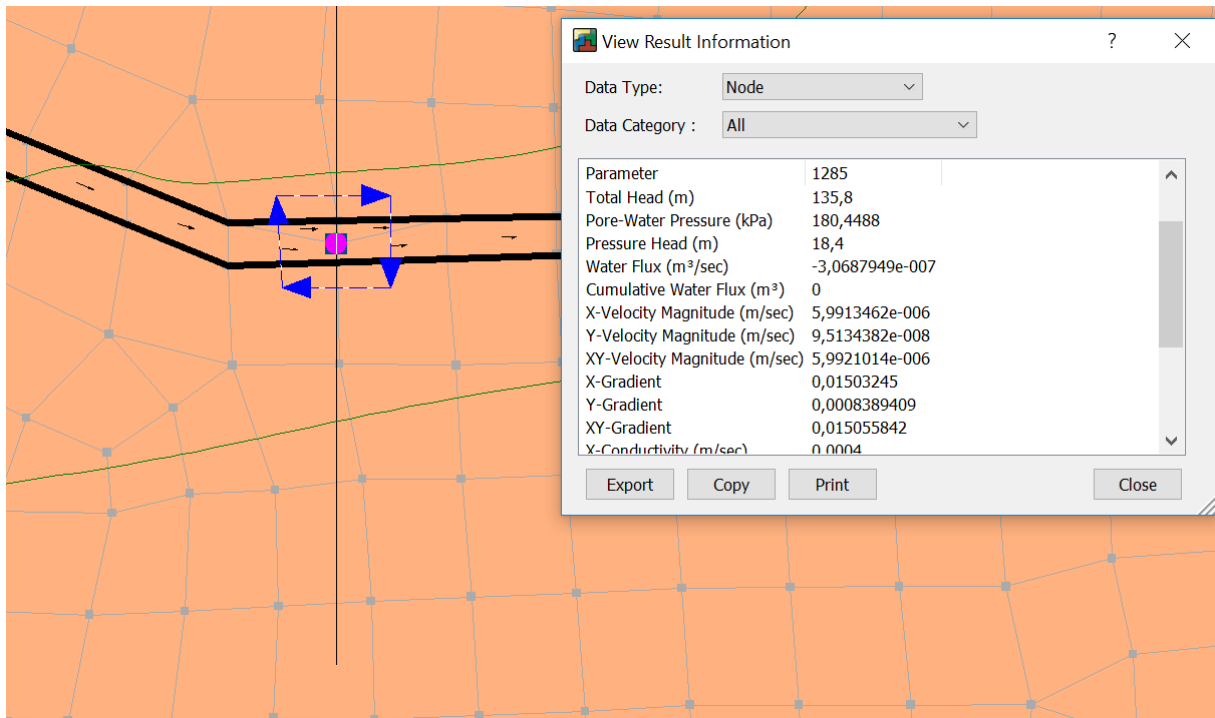
Forsøk nr.5 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 132 m)



Forsøk nr.6 total potensialet konturer (Total potensial = 135,8 m)

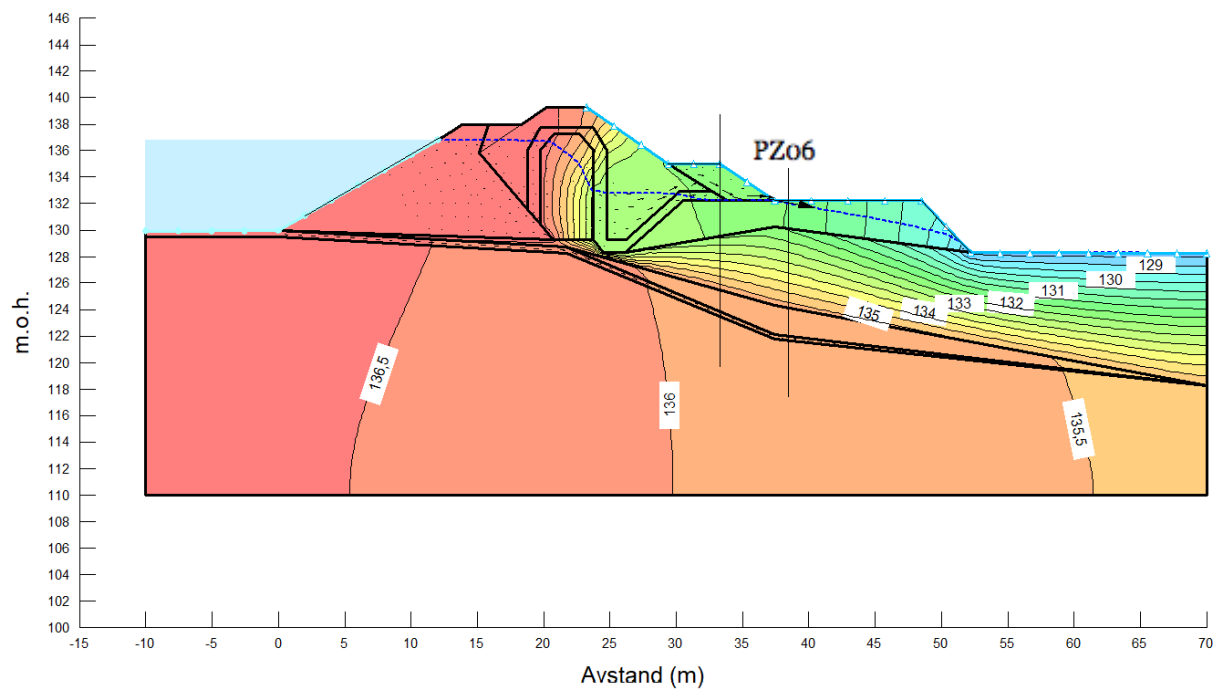


Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 135,8 m)

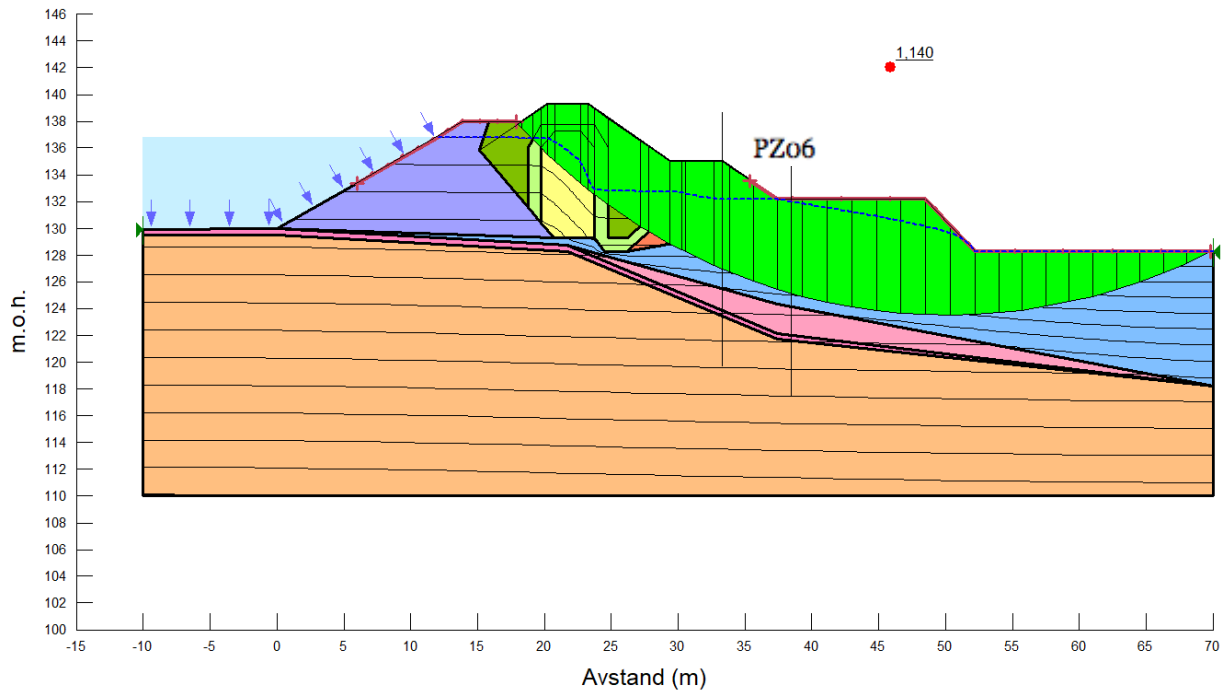


Forsøk nr.6 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 135,8 m)

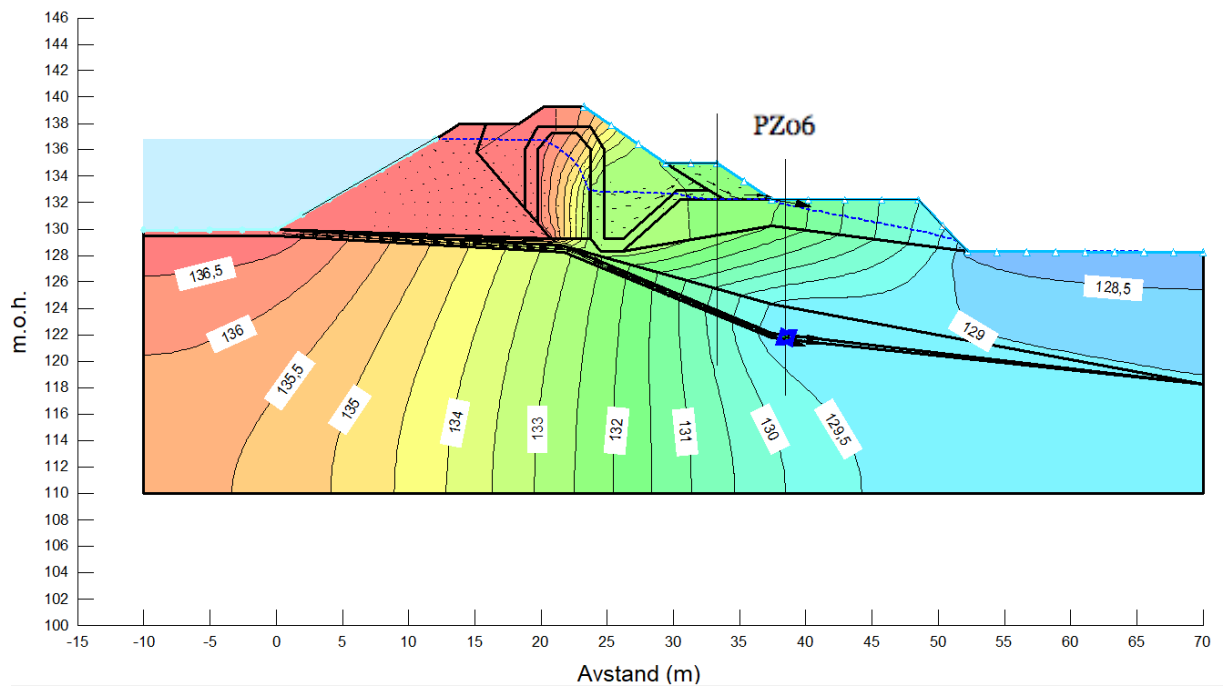
### Snitt PZ2019-06



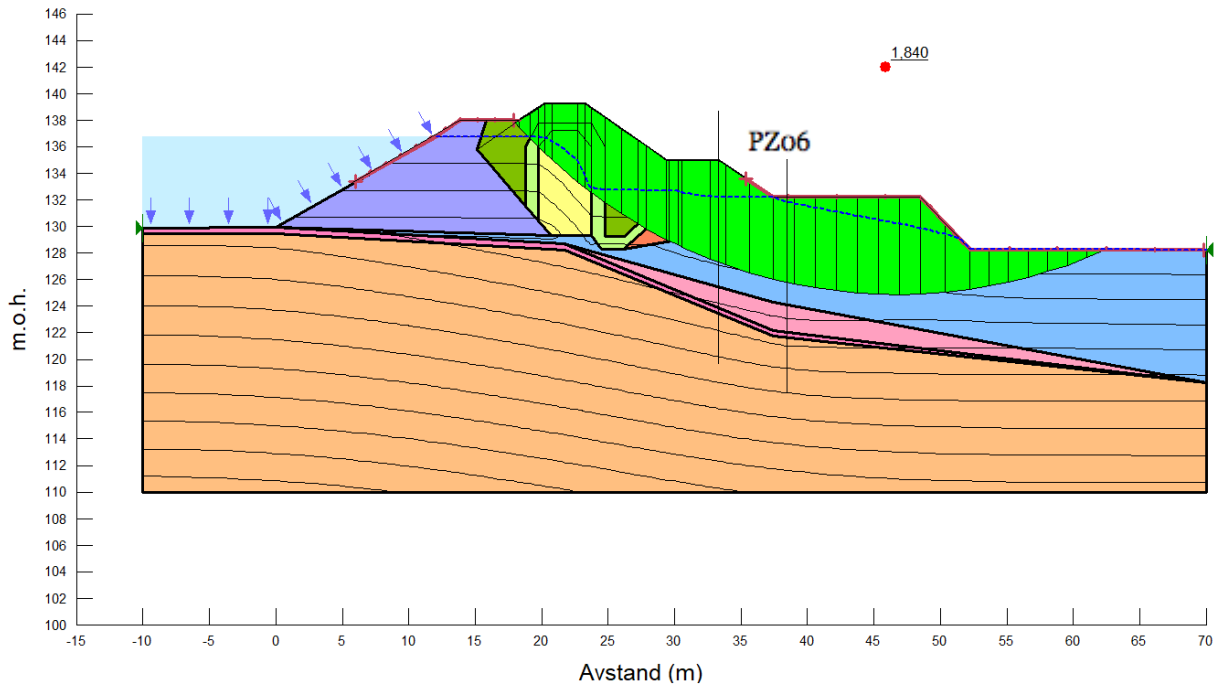
Forsøk nr.1 total potensialet konturer, uten avlastningsbrønn



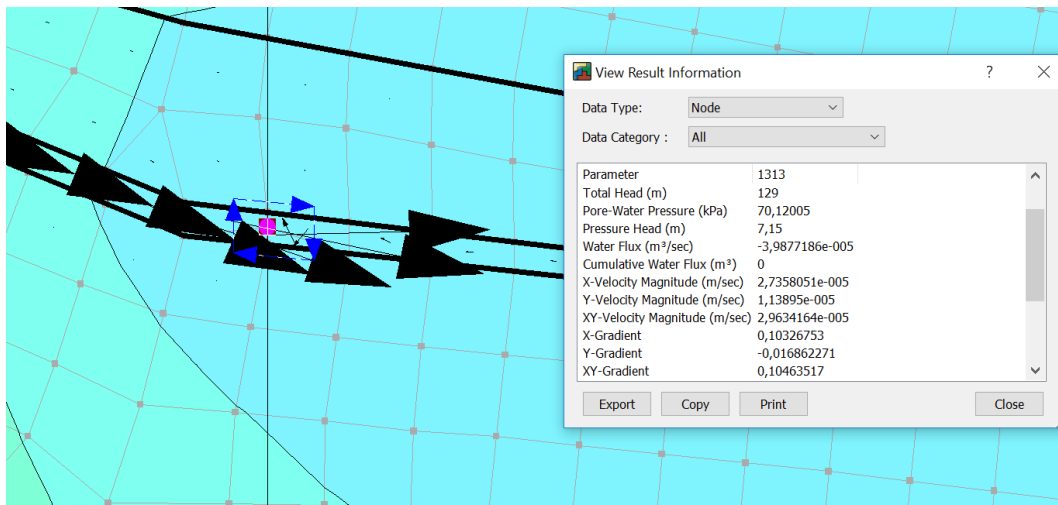
Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor, uten avlastningsbrønn



Forsøk nr.2 total potensialet konturer (Total potensial = 129 m)

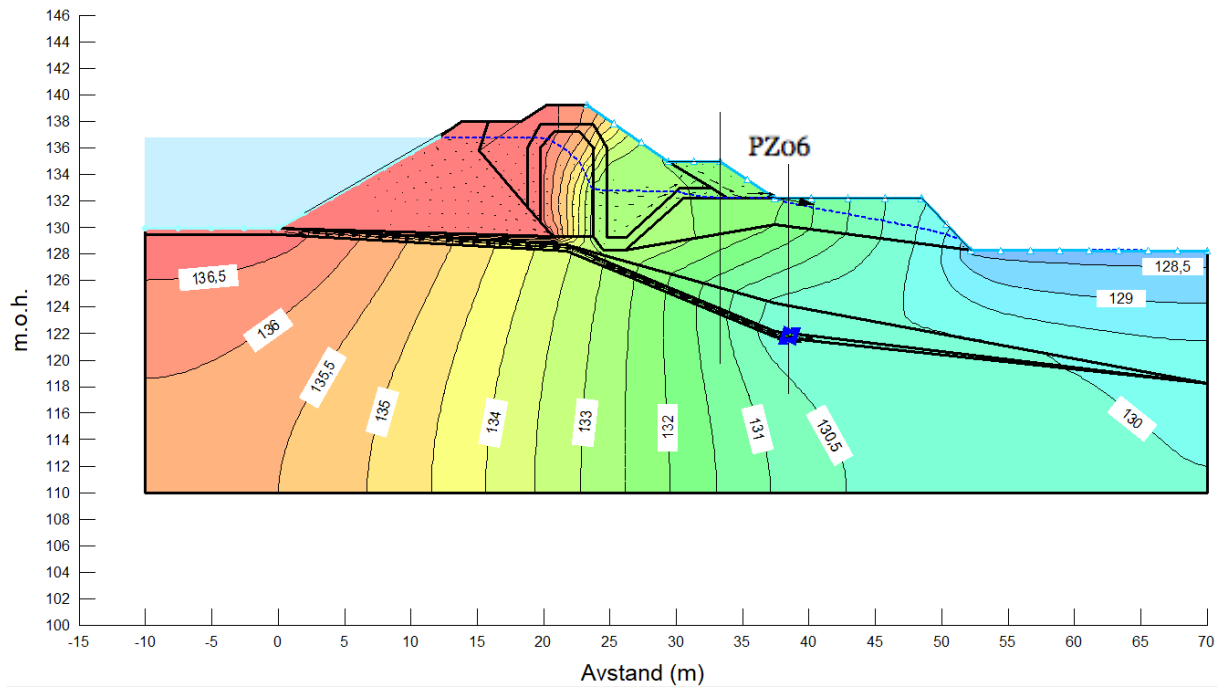


Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial =129 m)

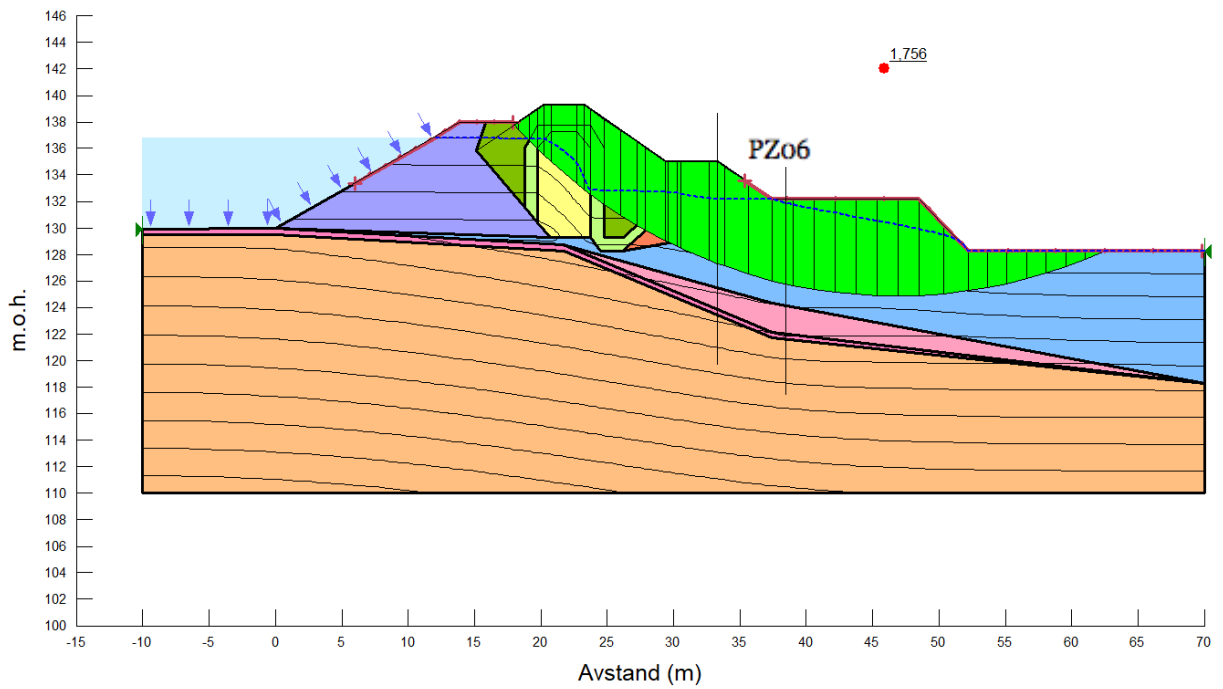


Forsøk nr.2 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 129 m)

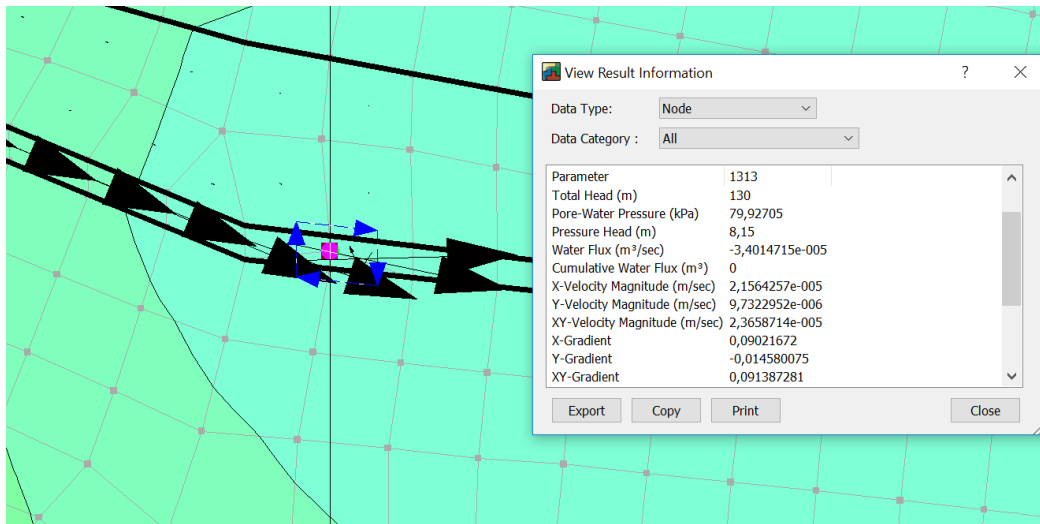




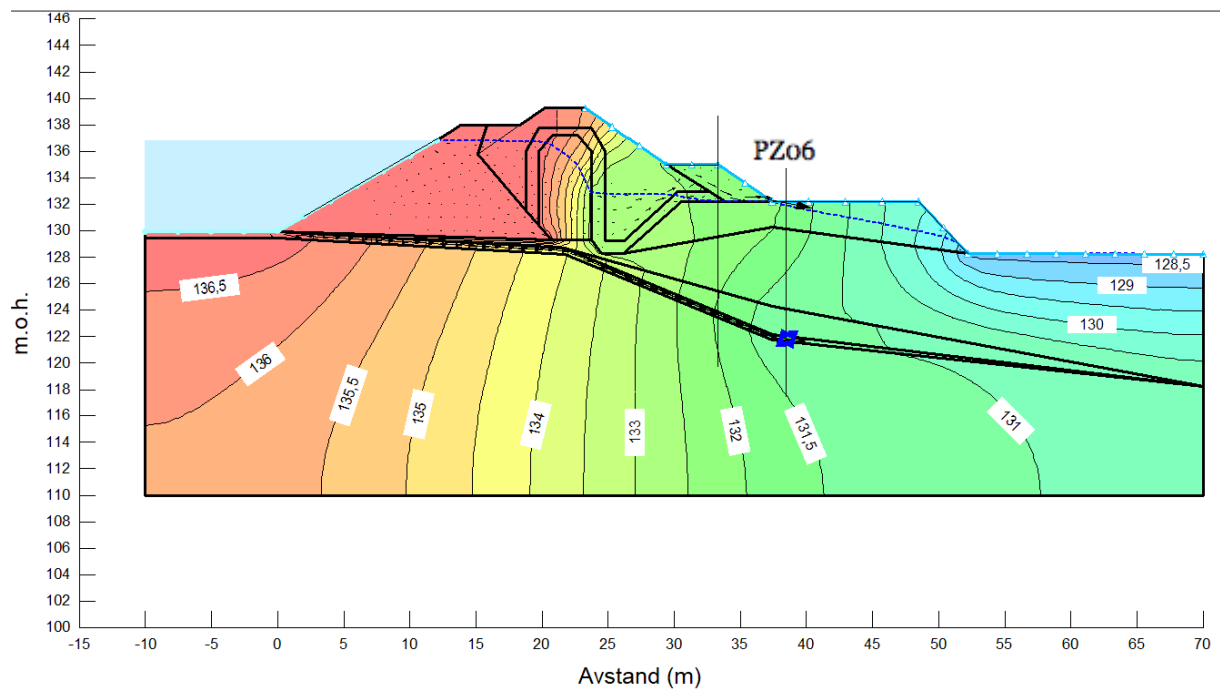
Forsøk nr.3 total potensialet konturer (Total potensial = 130 m)



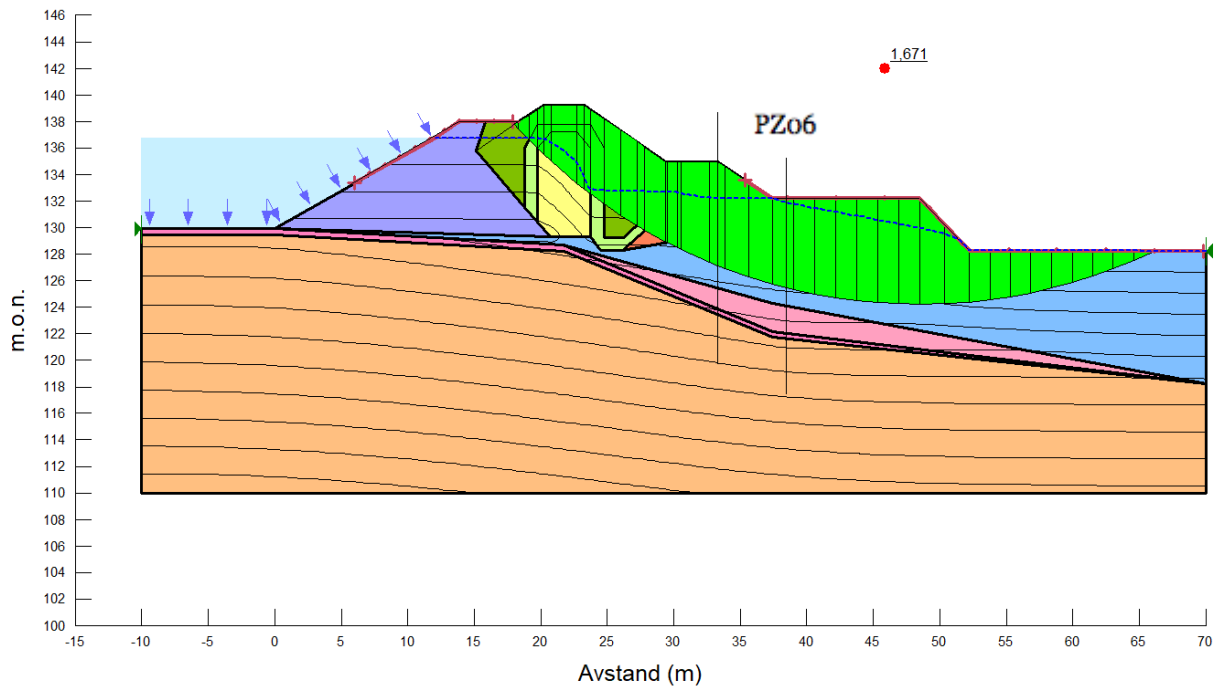
Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 130 m)



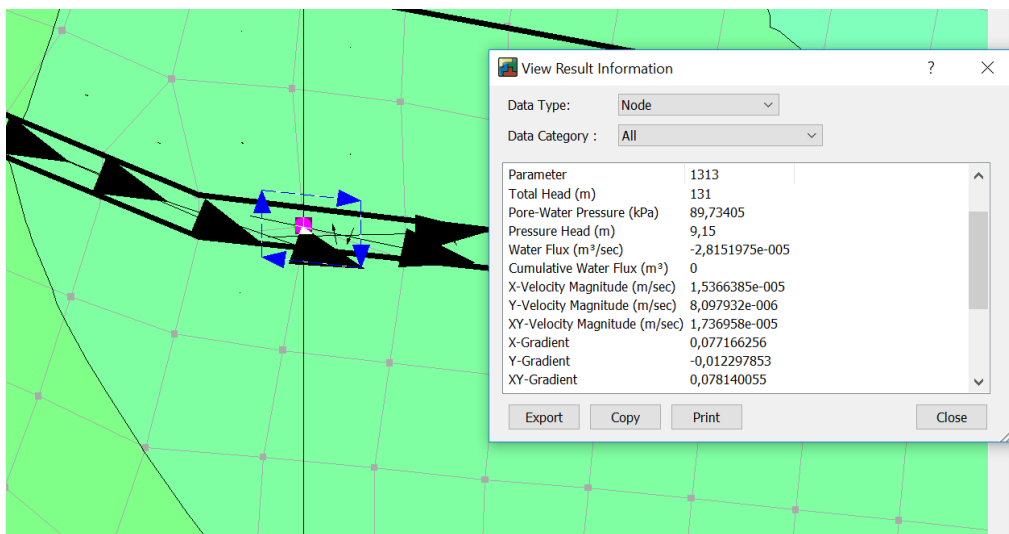
Forsøk nr.3 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 130 m)



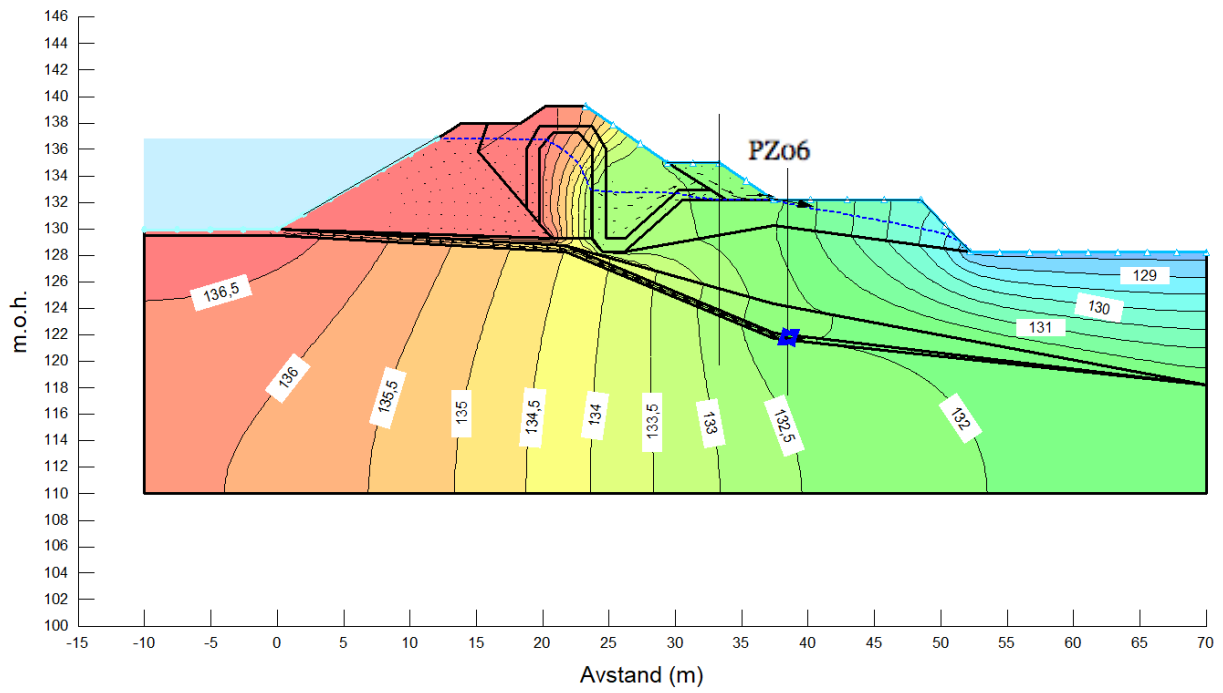
Forsøk nr.4 total potensialet konturer (Total potential = 131 m)



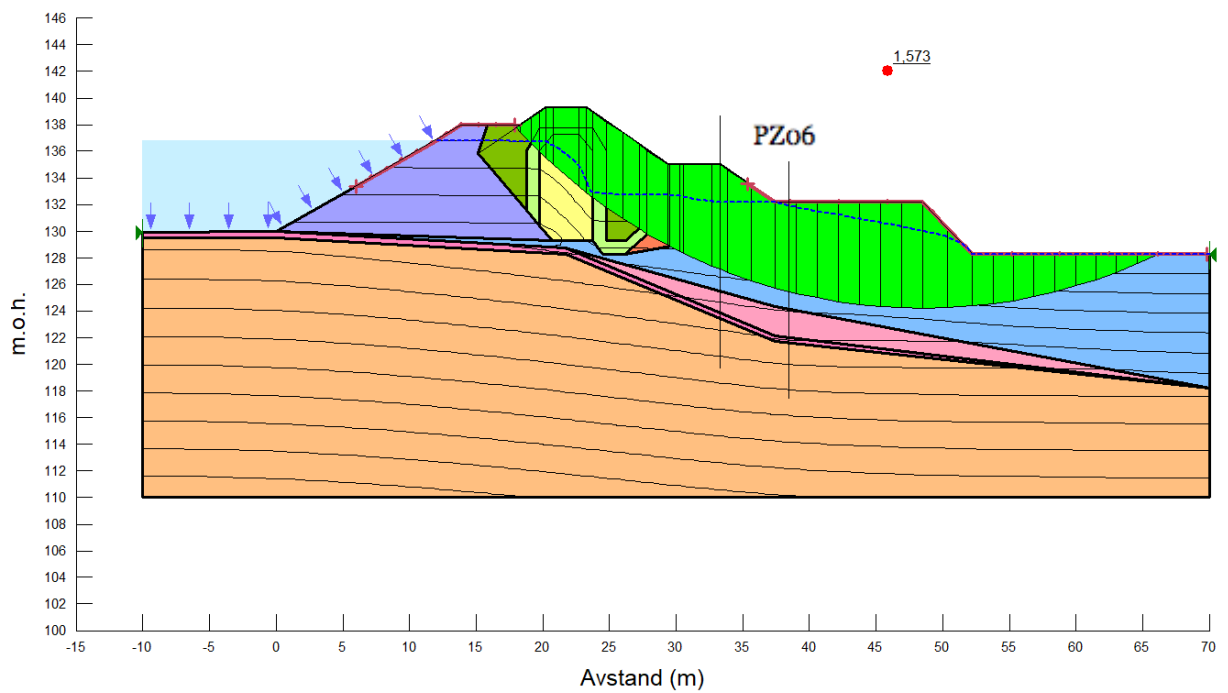
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 131 m)



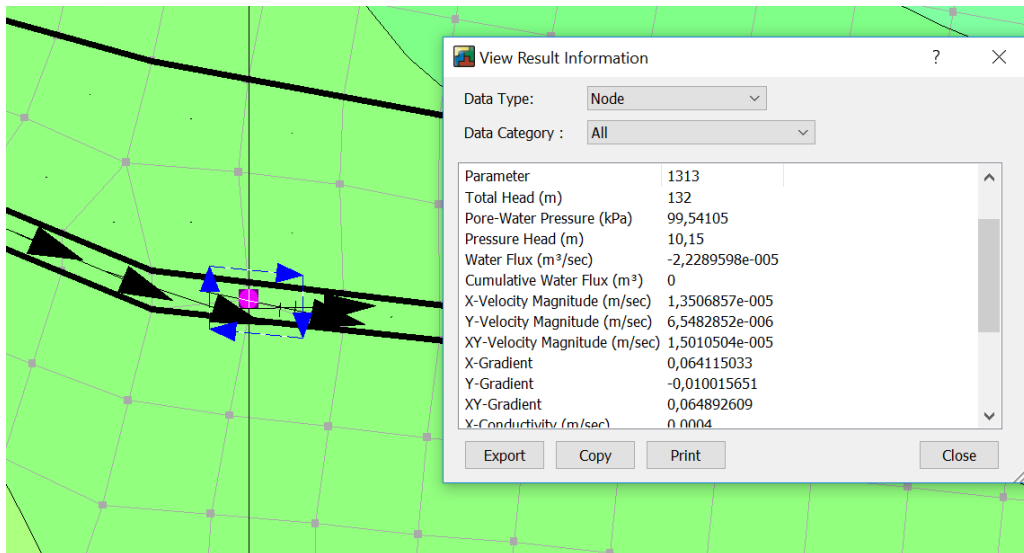
Forsøk nr.4 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 131 m)



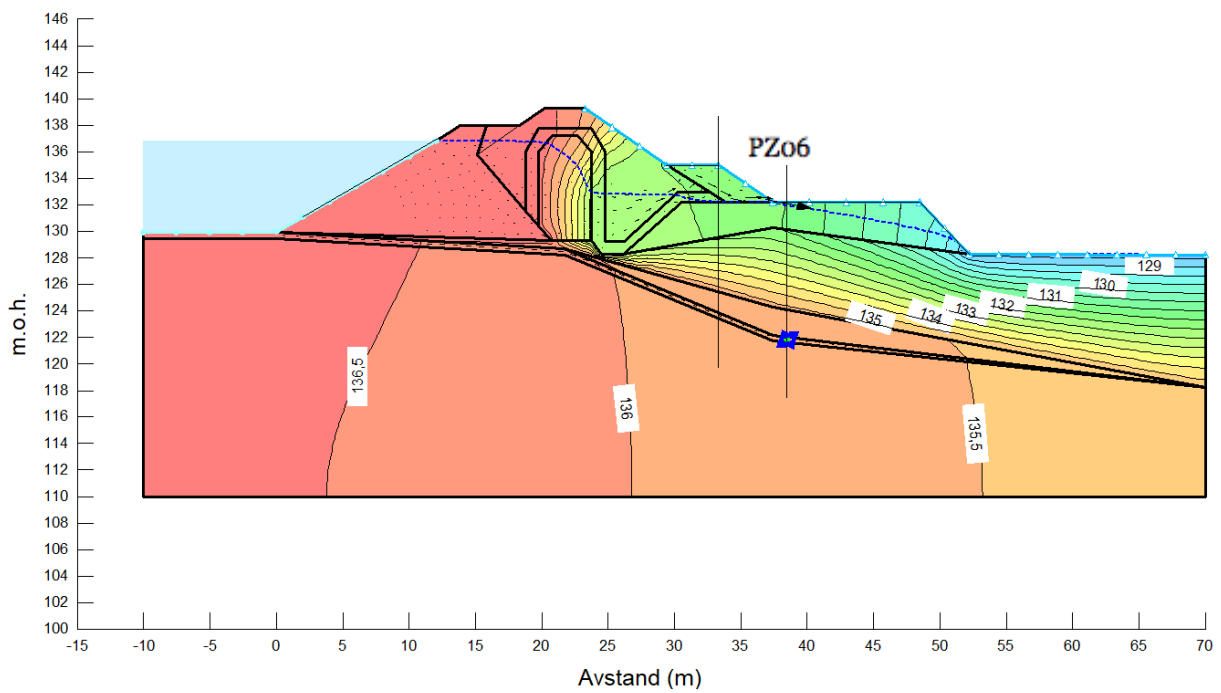
Forsøk nr.5 total potensialet konturer (Total potensial = 132 m)



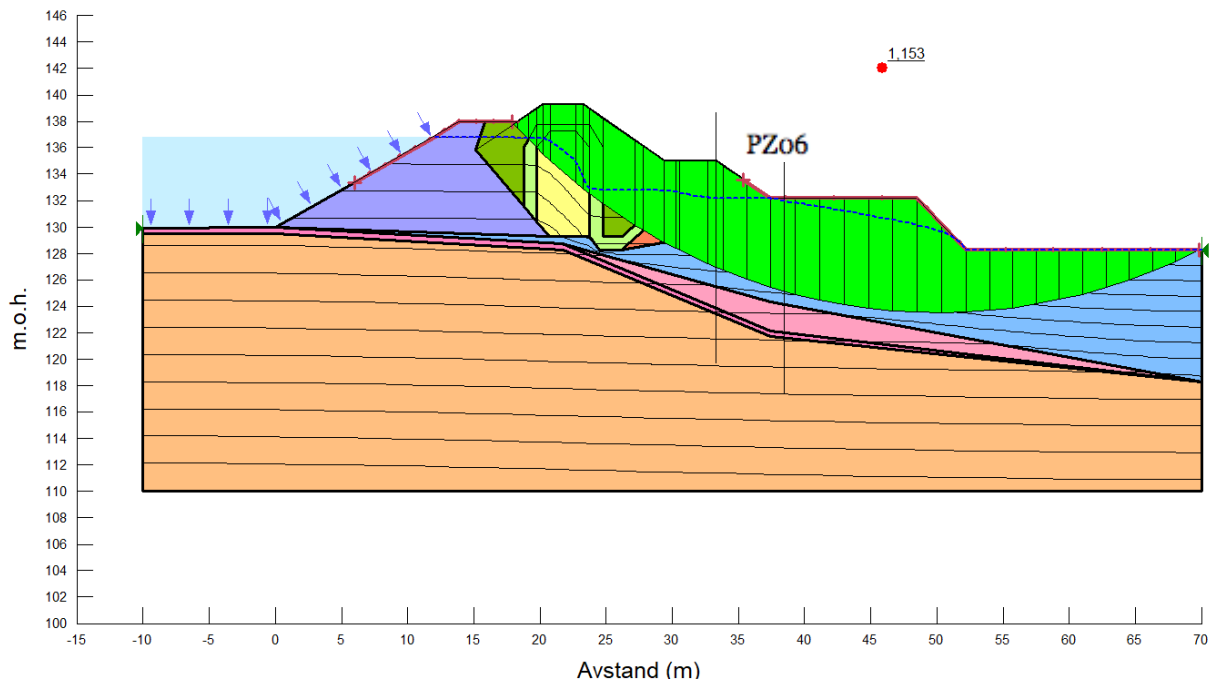
Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 132 m)



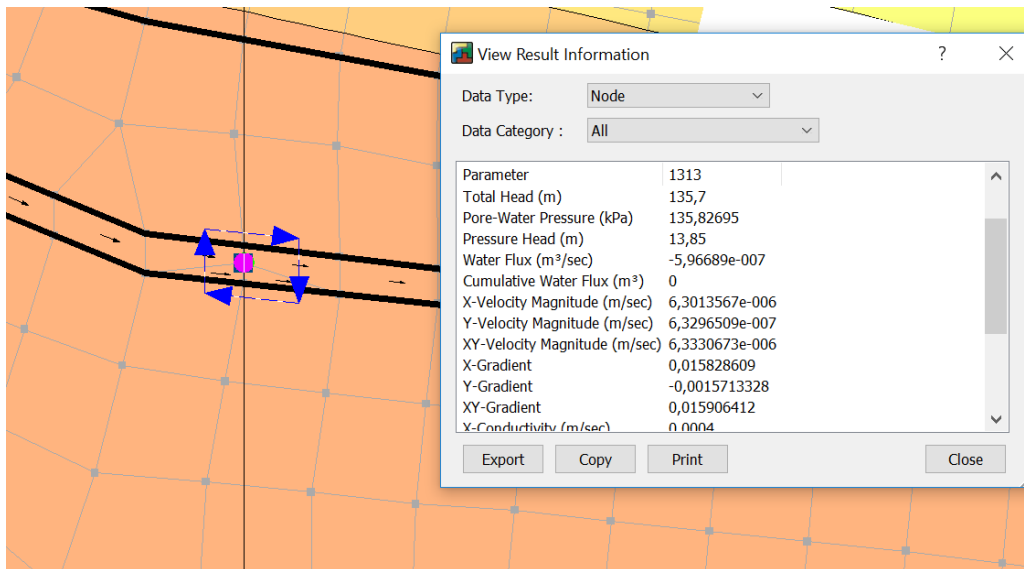
Forsøk nr.5 result information for pore-pressure and water flow (Total potential = 132 m)



Forsøk nr.6 total potensialet konturer (Total potential = 135,7m)

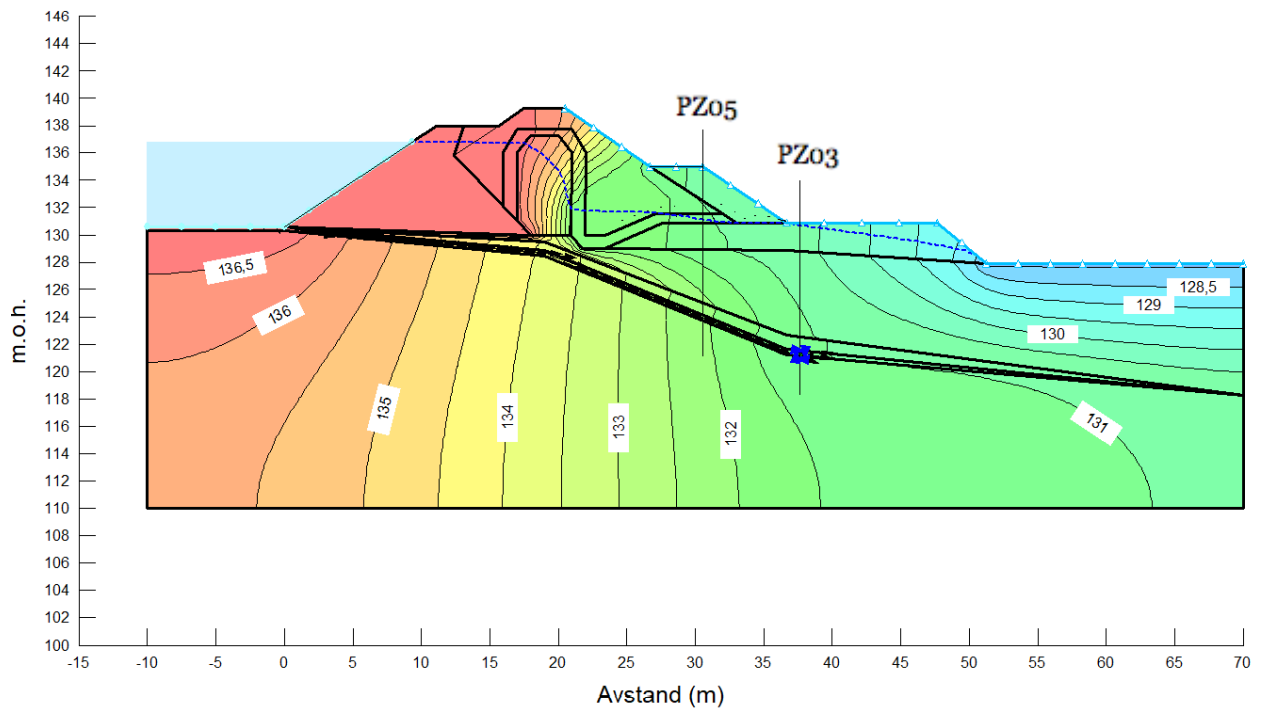


Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor (Total potensial = 135,7m)

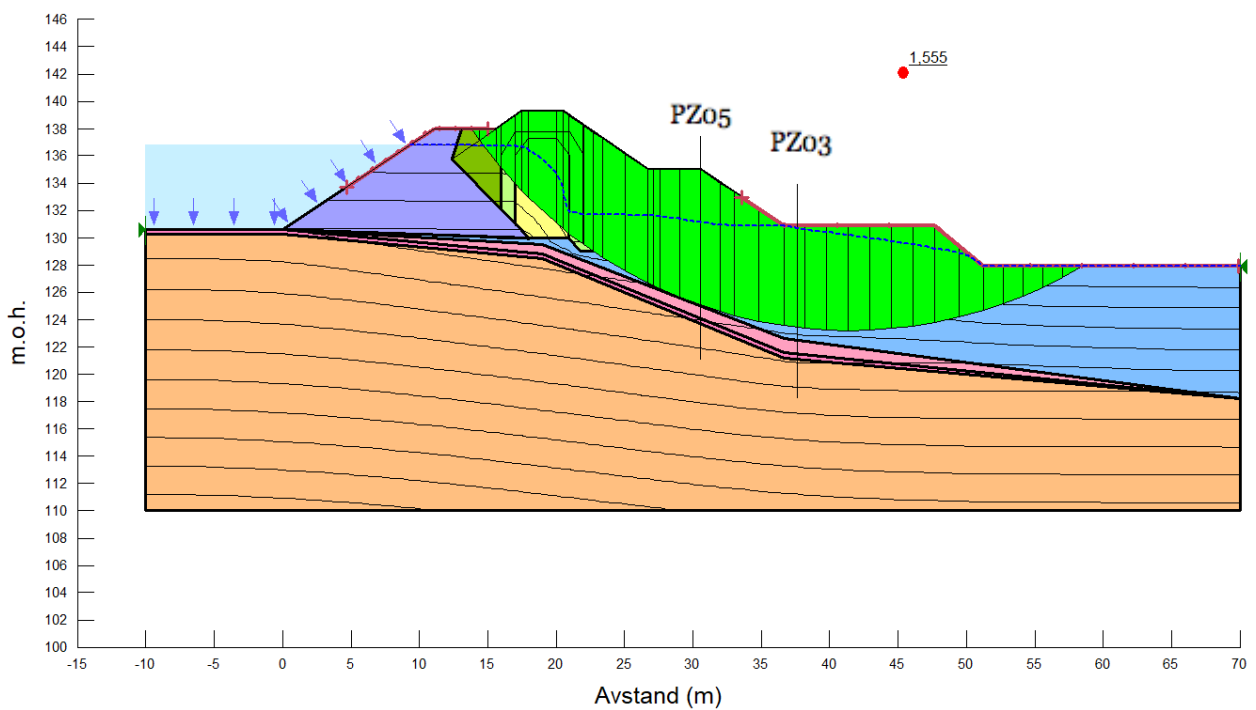


Forsøk nr.6 result information for pore-pressure and water flow (Total potensial = 135,7m)

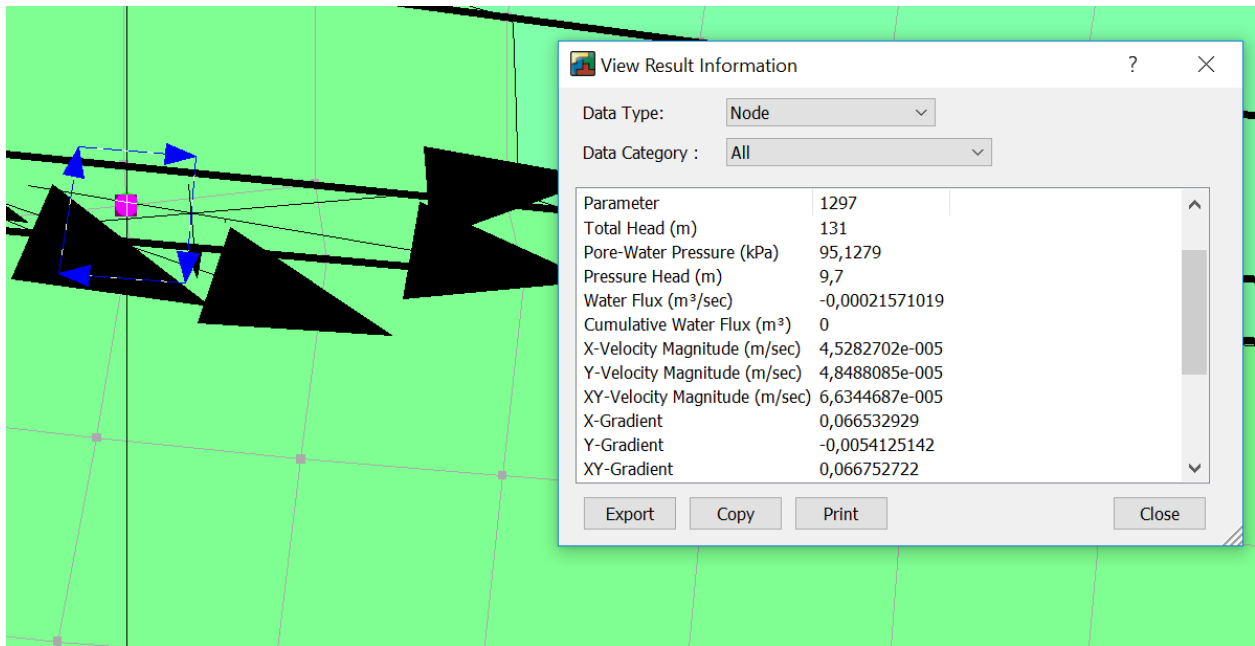
## Vedlegg J - Resultater fra sensitivitetsanalyse for Ksat, oppsprukket fjell, med installerte avlastningsbrønner av forskjellig kapasitet



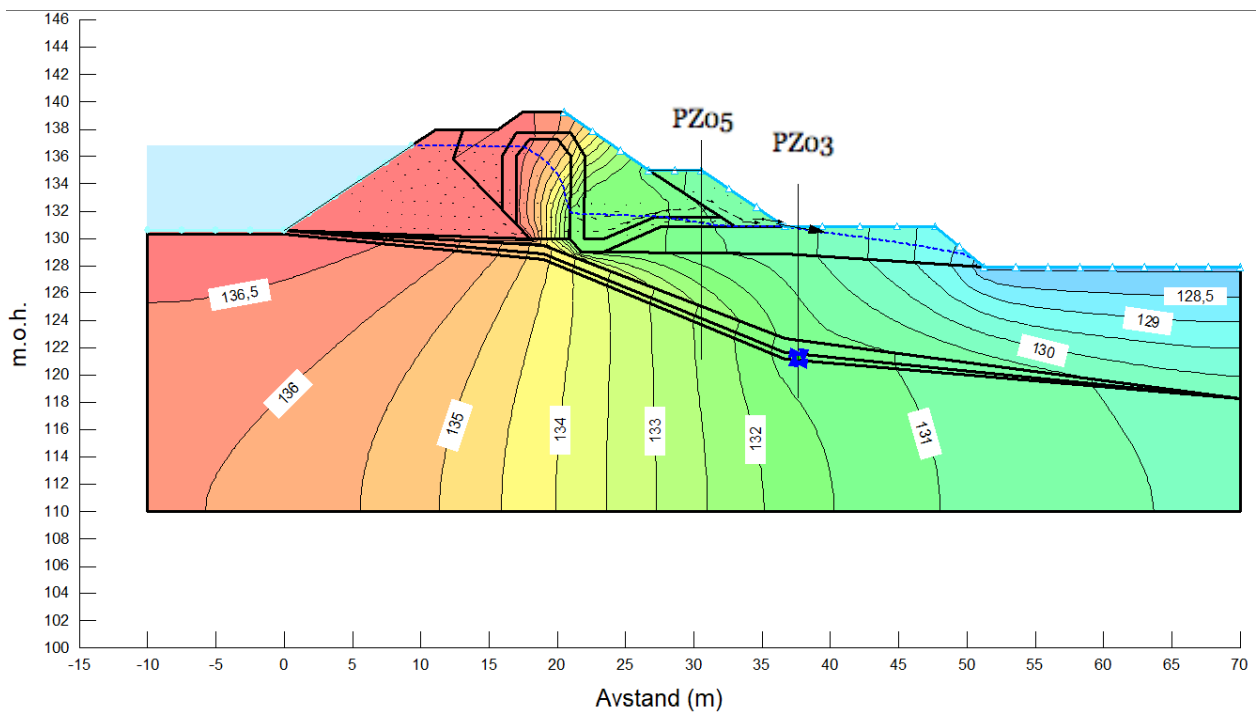
Forsøk nr.1 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potensial = 131)



Forsøk nr.1 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potensial = 131)

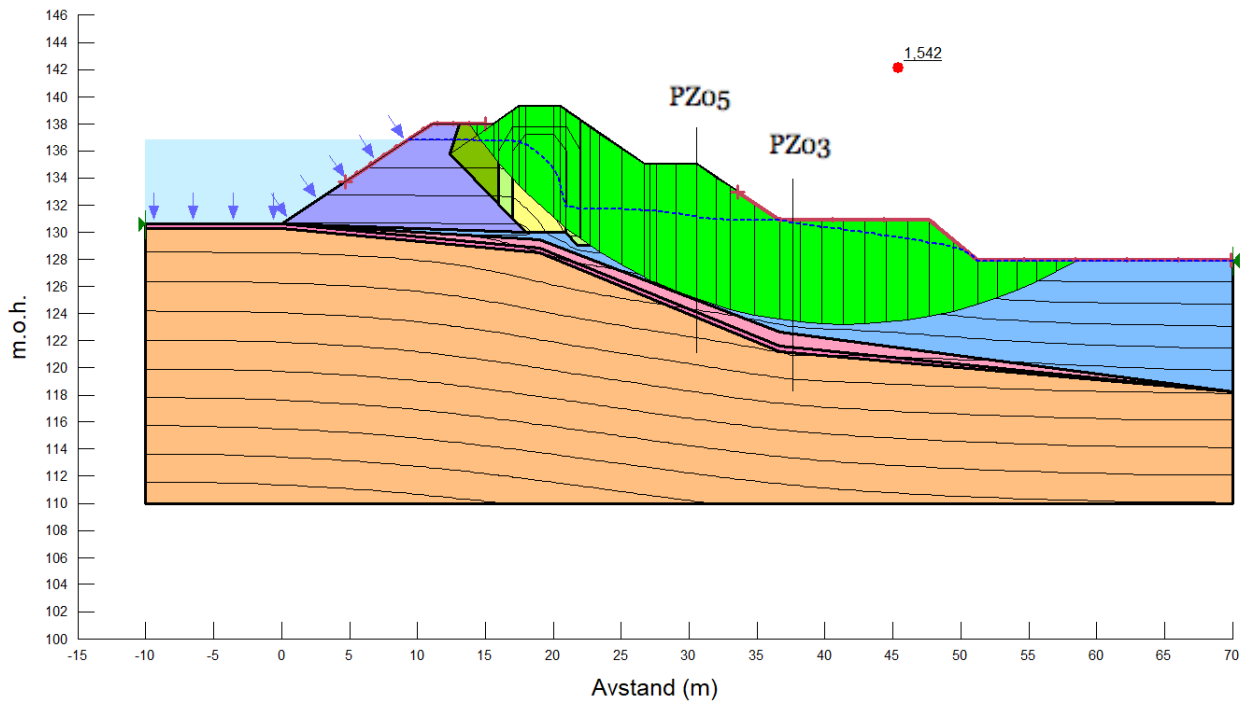


Forsøk nr.1 result information for pore-pressure and water flow ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potential = 131)

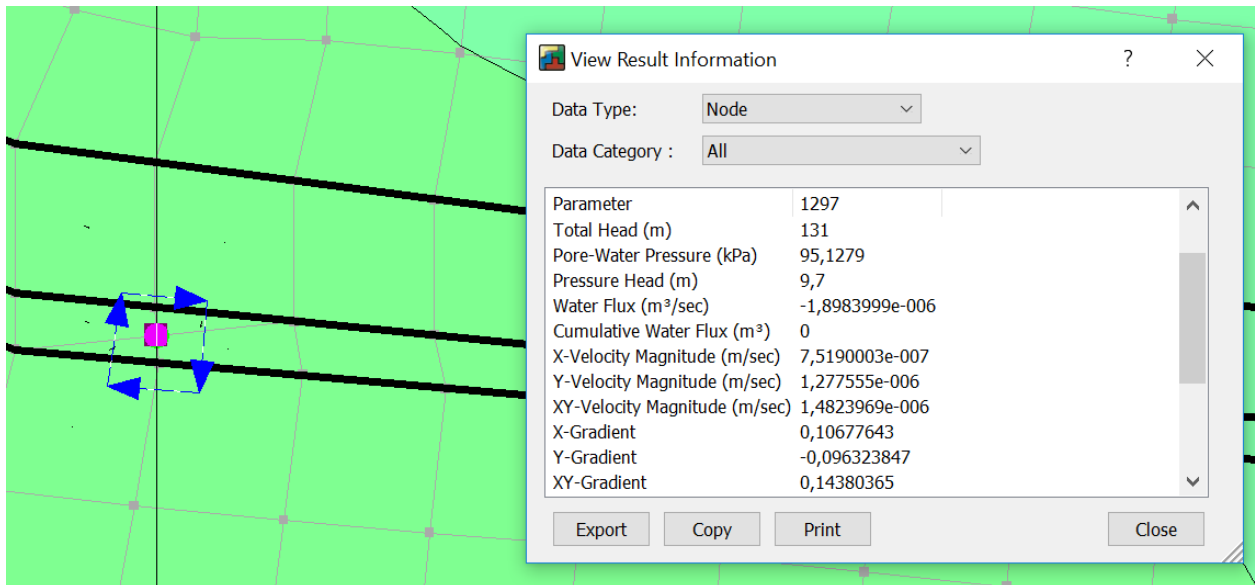


Forsøk nr.2 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$  og total potensial = 131)

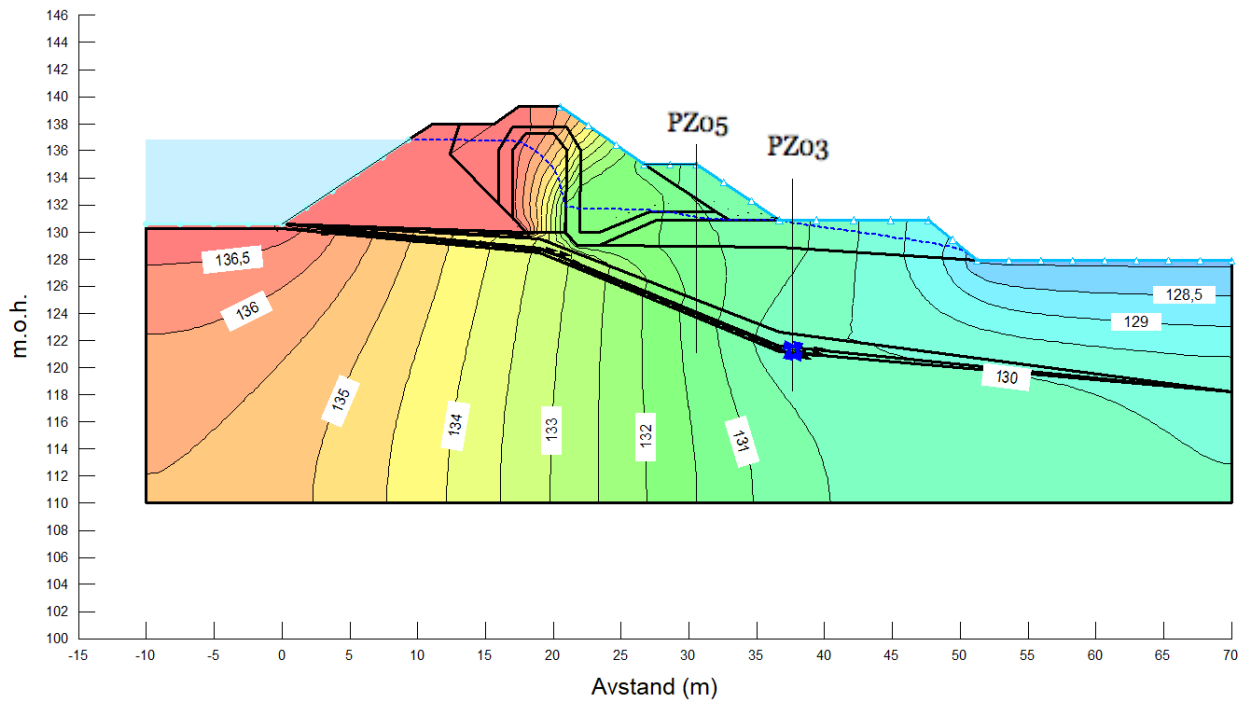




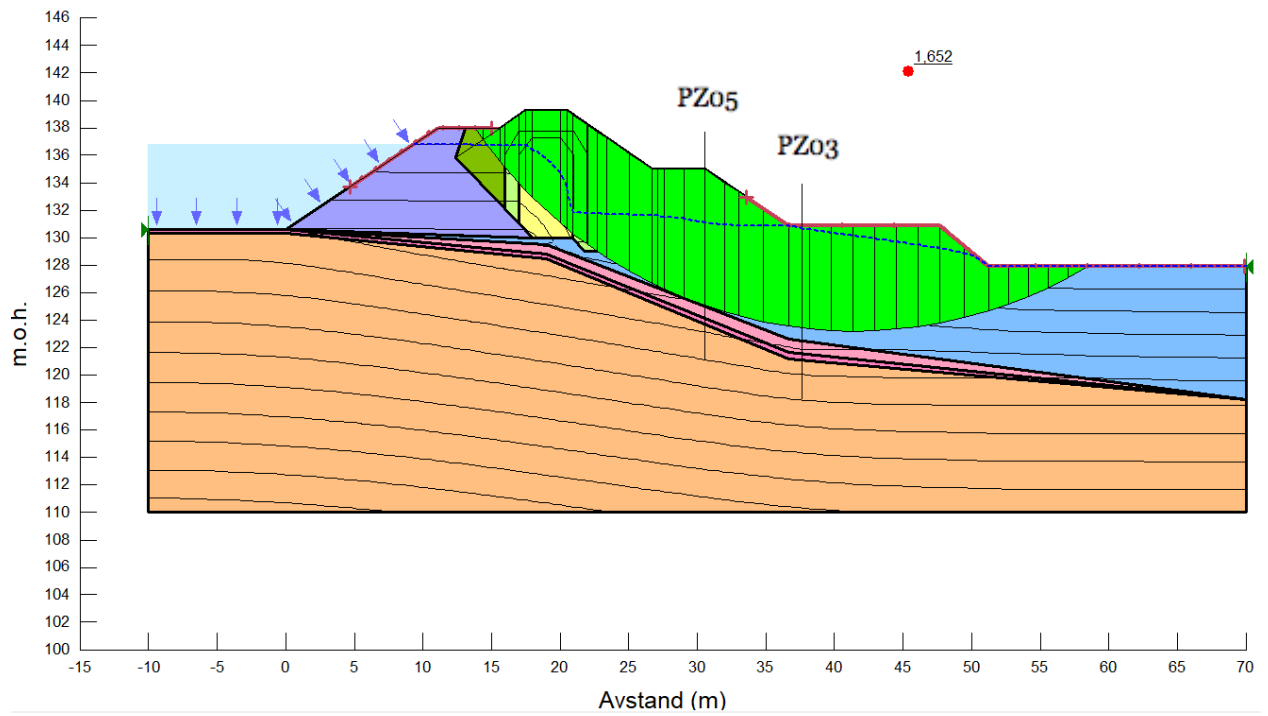
Forsøk nr.2 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potensial = 131)



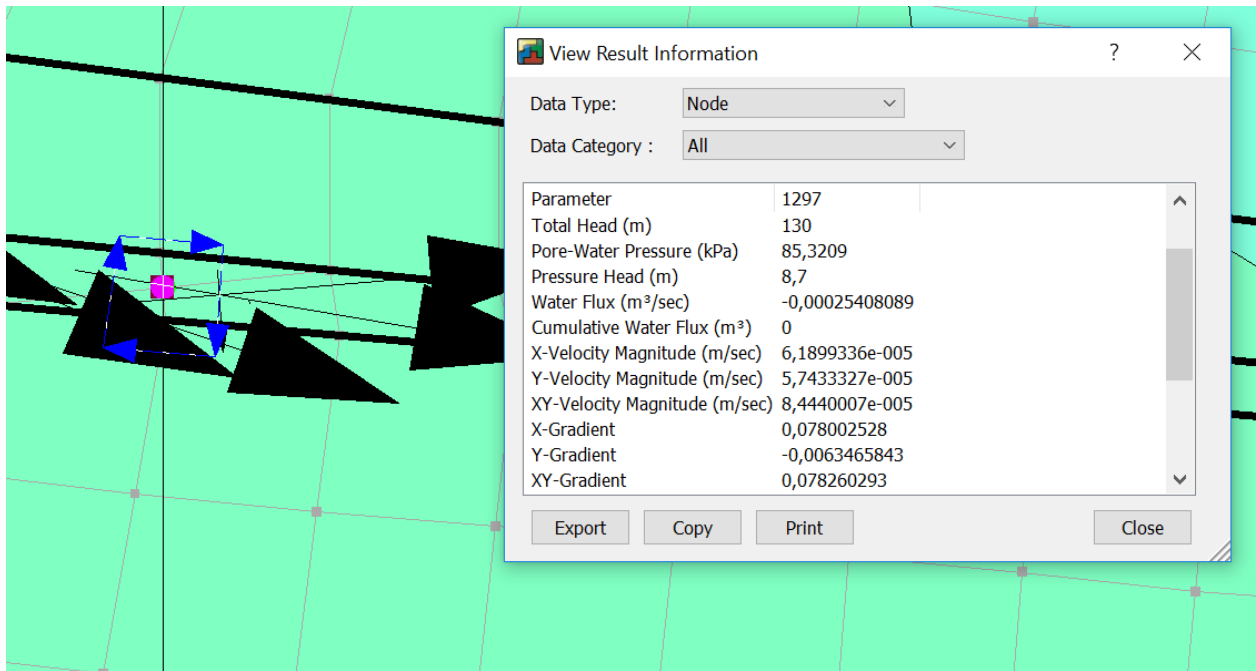
Forsøk nr.2 result information for pore-pressure and water flow ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potensial = 131)



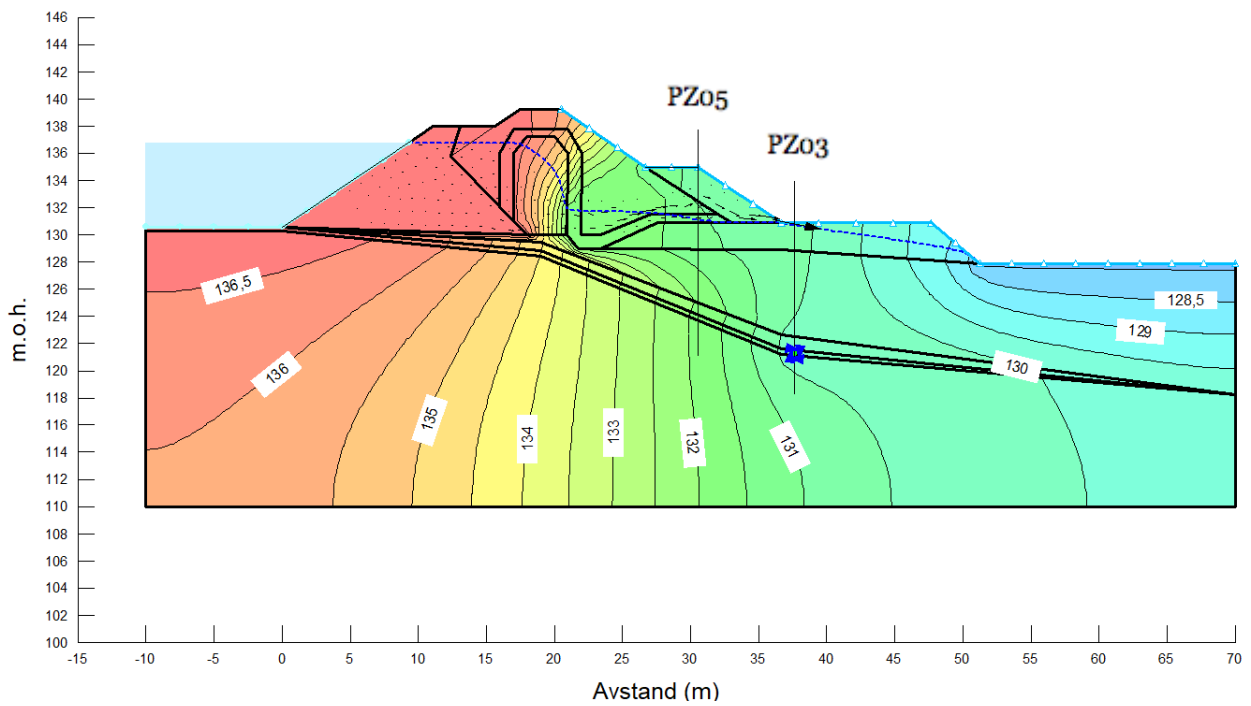
Forsøk nr.3 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potensial = 130)



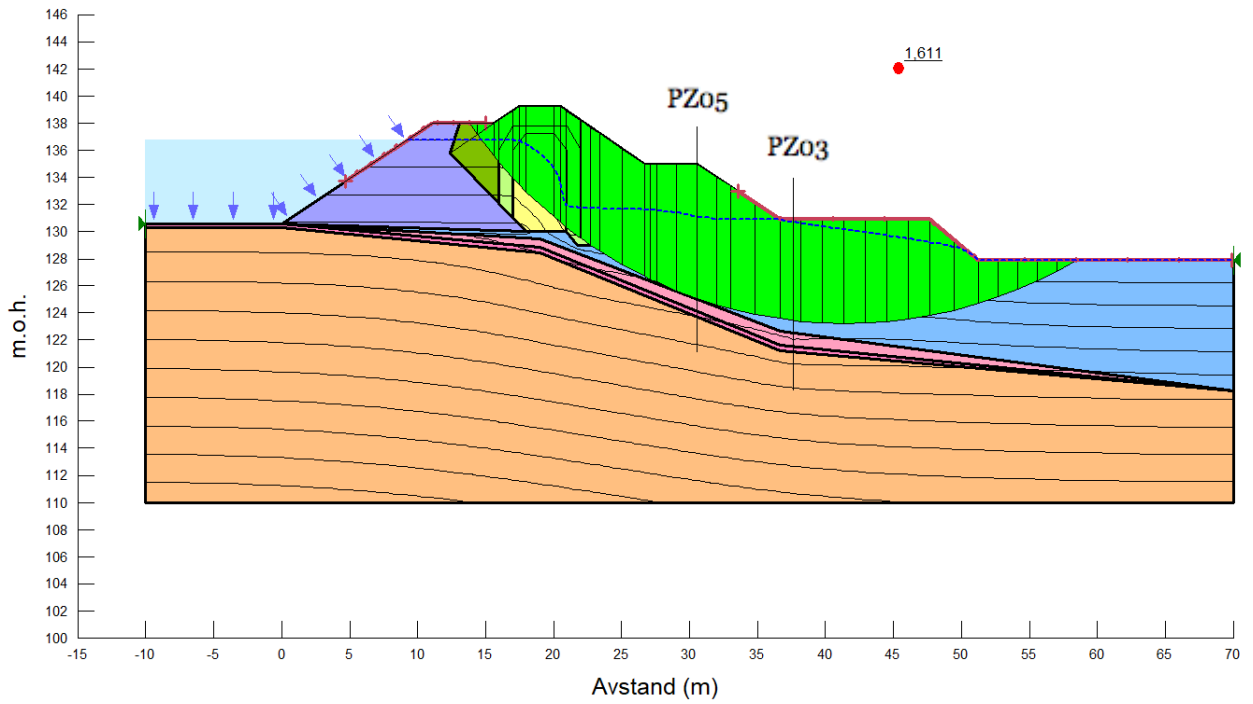
Forsøk nr.3 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potensial = 130)



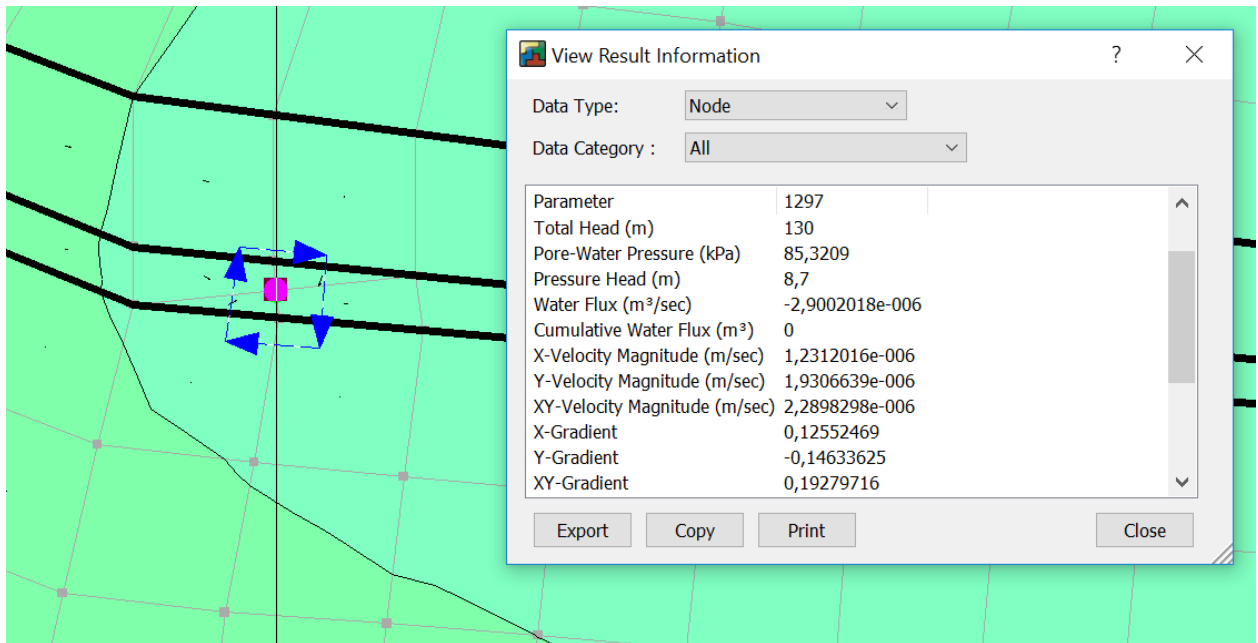
Forsøk nr.3 result information for pore-pressure and water flow ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potential = 130)



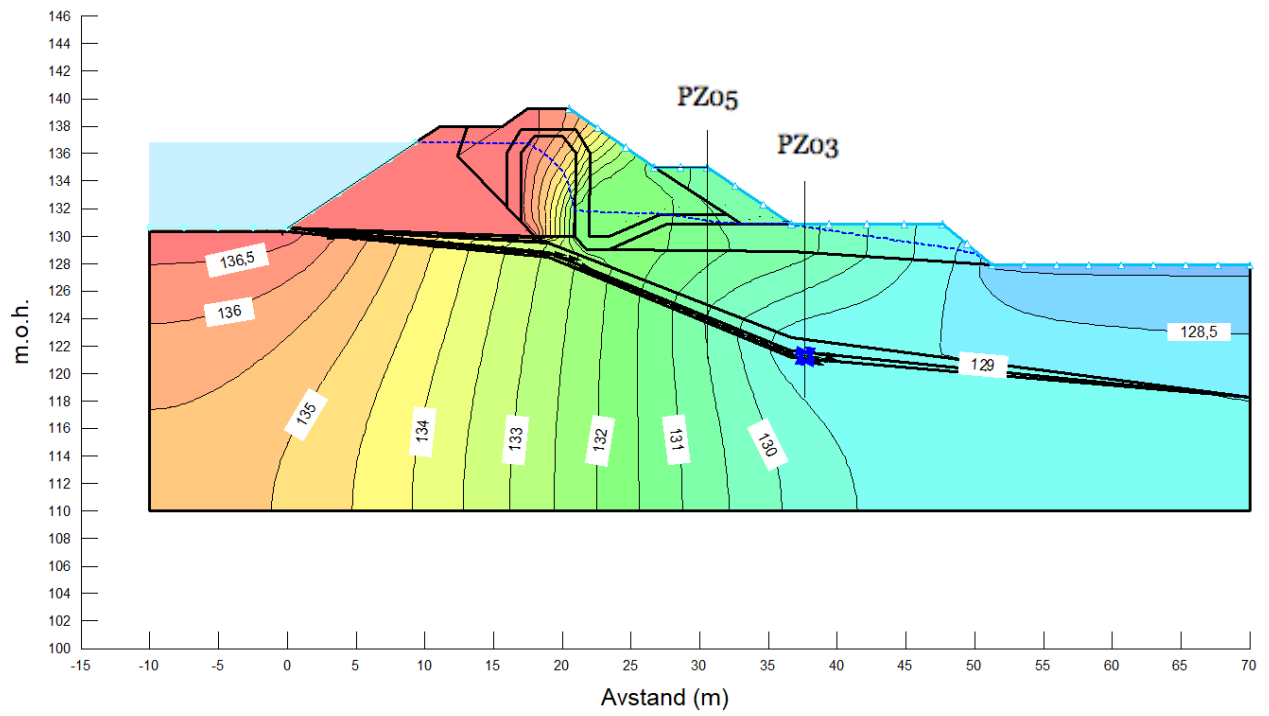
Forsøk nr.4 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potential = 130)



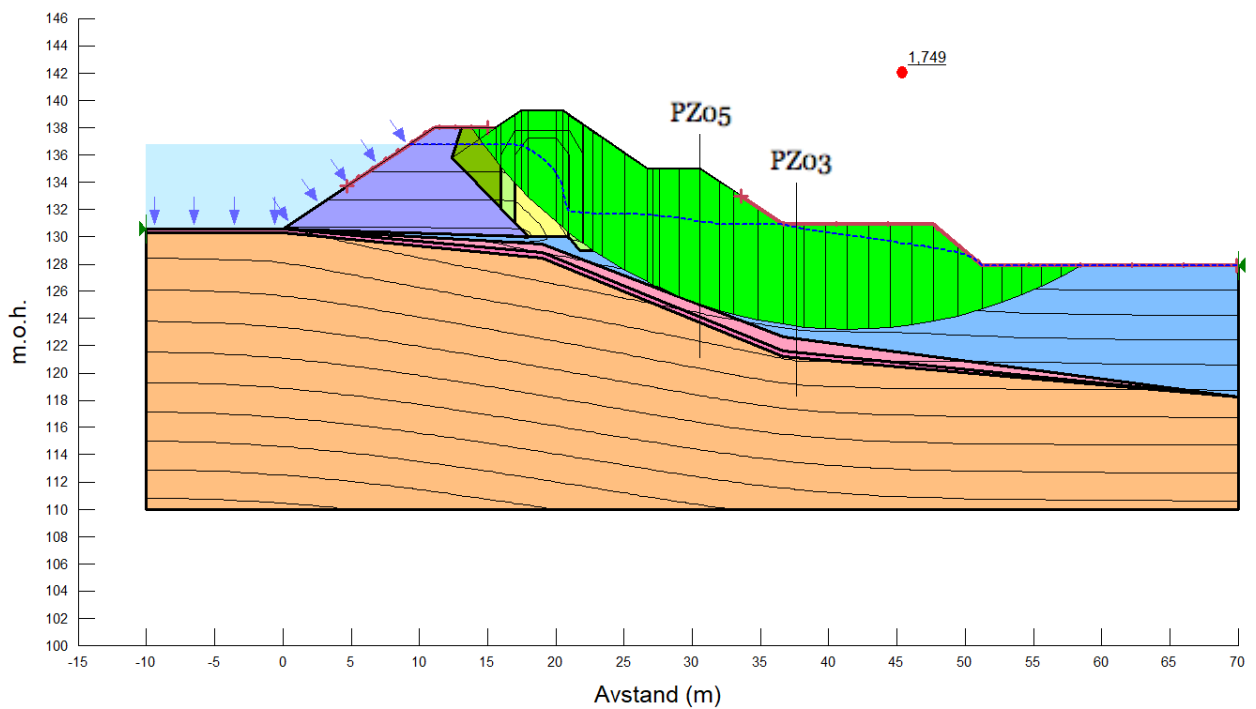
Forsøk nr.4 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potensial = 130)



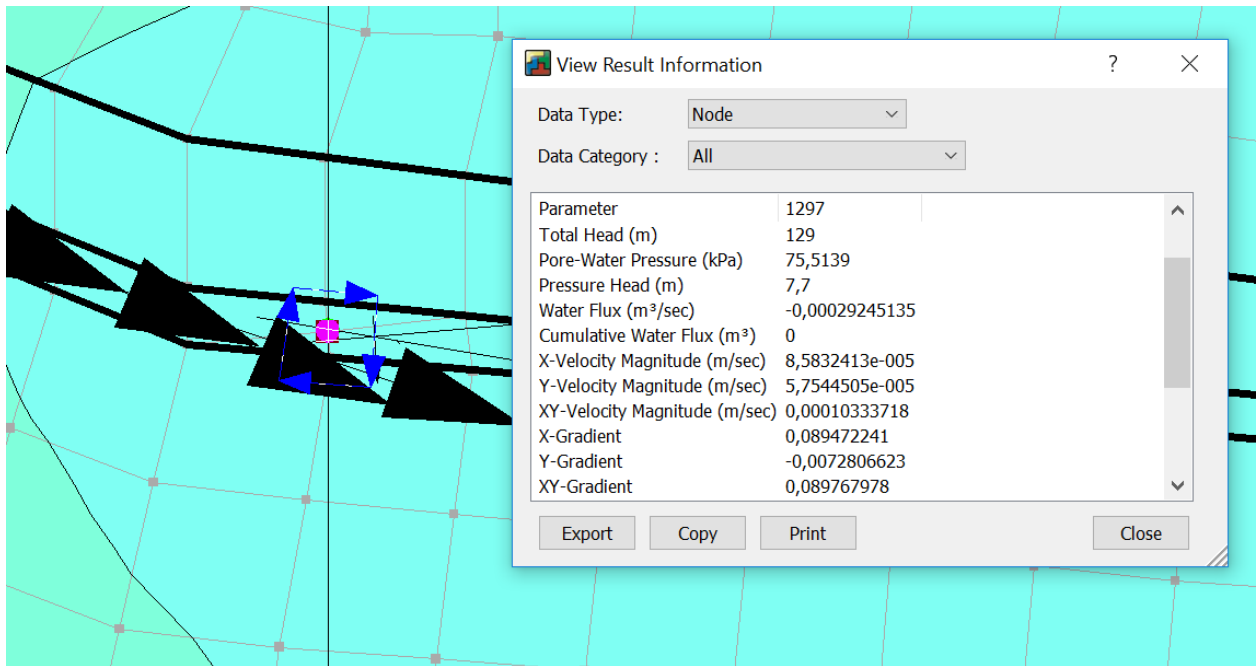
Forsøk nr.4 result information for pore-pressure and water flow ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potensial = 130)



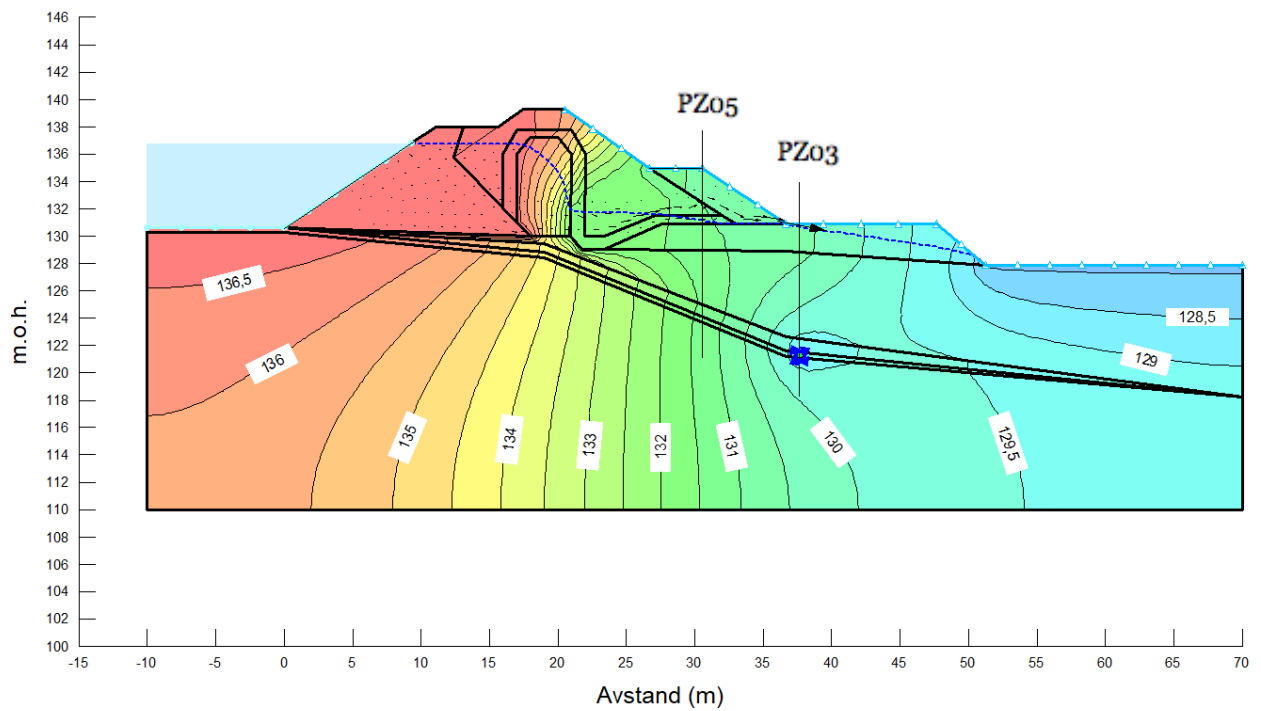
Forsøk nr.5 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potensial = 129)



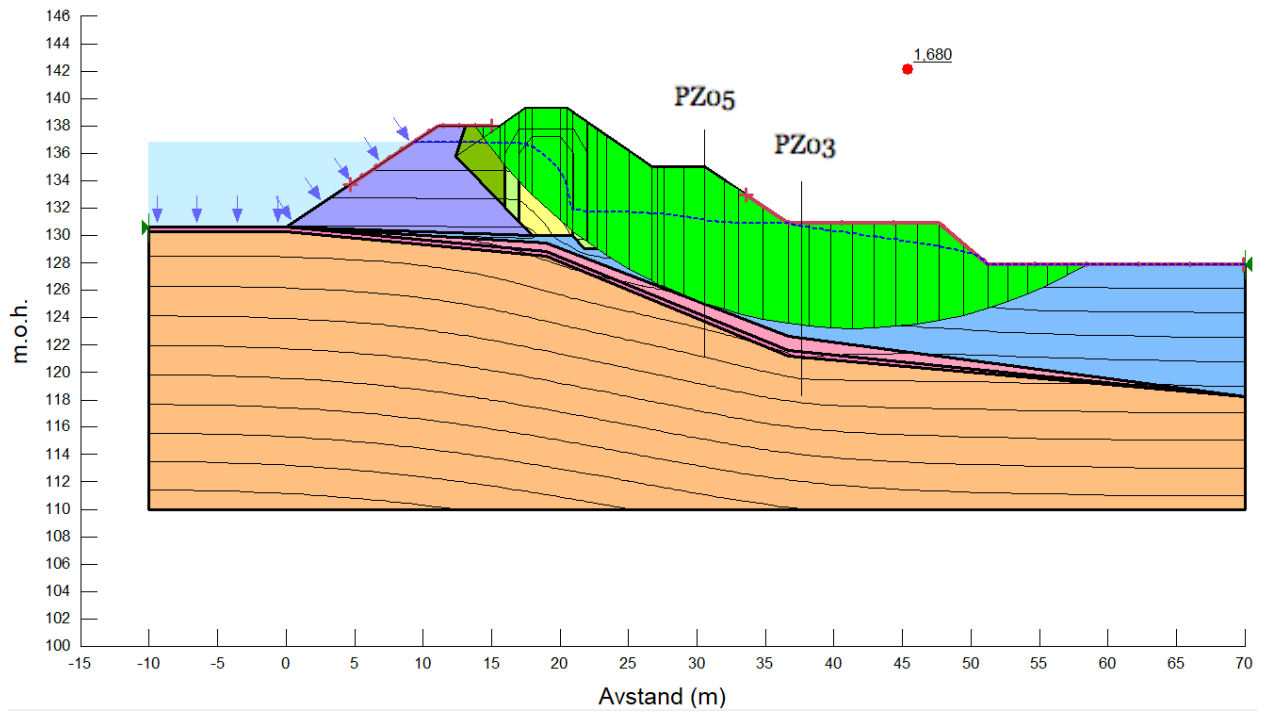
Forsøk nr.5 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potensial = 129)



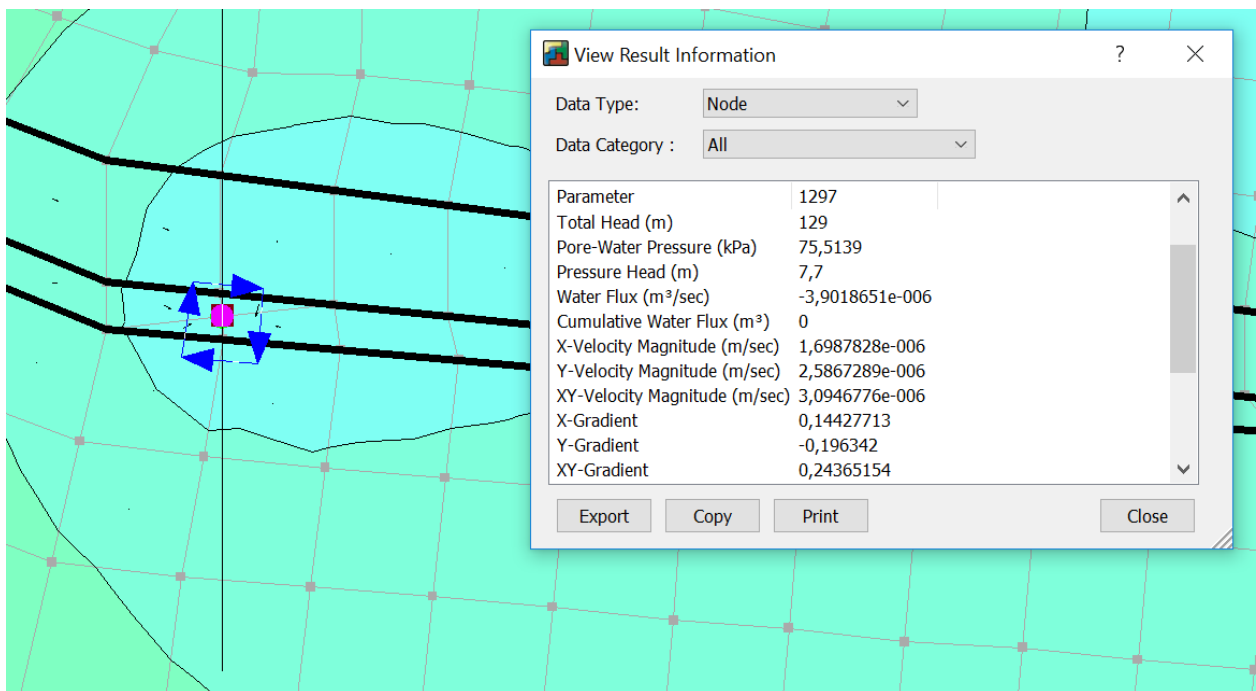
Forsøk nr.5 result information for pore-pressure and water flow ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-3}$ , Total potential = 129)



Forsøk nr.6 total potensialet konturer ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potential = 129)



Forsøk nr.6 kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potential = 129)



Forsøk nr.6 result information for pore-pressure and water flow ( $K_{sat} = 4 \times 10^{-6}$ , Total potential = 129)

## Vedlegg K – Ordliste \*

**Artesisk grunnvann (trykk)** - grunnvann som står under trykk, slik at det presses opp, og noen steder til og med strømmer ut på overflaten, når en brønn føres ned til grunnvann nivå.

**Avlastningsbrønn** - er en vertikal brønn på nedstrømsside av en dam som har til hensikt å samle og kontrollere vannsig gjennom og under dammen.

**DFV** - Dimensjonerende flomvannstand.

**Freatisk linje** - en linje som skiller mettet jordmasse fra umettet jordmasse.

**Fyllingsdam** - en dam av sprengstein eller jordmasse, med eller uten en tetningskjerne av f.eks. morenemasse eller asfalt.

**HRV** - Høyeste regulerte vannstand.

**Hydraulisk gradient** - Endringen i total hydraulisk trykkehøyde i den retningen den øker mest, helningsgraden på grunnvannspeilet.

**LRV** - Laveste regulerte vannstand.

**Permeabilitet** - er et mål for gjennomstrømmeligheten i materialet.

**Piezometer** - en slags trykkmåler, et instrument for å måle sammentrykbarheten i væsker.

**Piping** - tilbaketrukket erosjon.

**Poretrykk** - trykk i væske eller gass i porerom i undergrunnen. I hydrologisk sammenheng brukes begrepet oftest om grunnvann (porevannstrykk).

\* Kildene som er brukt i dette vedlegget finnes i oppgavens kildeliste under avsnittet Definisjoner.