

Poretrykk under betongdammer

Forfattere:

Thomas Konow, Å-Energi Vannkraft

Bjørn Nilsen, NTNU

Simon Bjønness, Dr.techn.Olav Olsen

REVISJONER

Rev.	Dato	Sign.	Kontr.	Godkj.
02	18.02.26	Simon Bjønness	Thomas Konow	Simon Bjønness
01	23.01.26	Simon Bjønness	Thomas Konow	Simon Bjønness
00	12.12.25	Thomas Konow, Bjørn Nilsen og Simon Bjønness	Thomas Konow, Bjørn Nilsen og Simon Bjønness	Simon Bjønness

ENDRINGSLOGG

Rev.	Referanse	Beskrivelse
02	-	Poretrykk under lamellhode-dammer er beskrevet bedre, bla med ny figur.
01	-	Skrivefeil i tabell 5 og 13 rettet
00	-	Endelig rapport, oversatt fra engelsk til norsk. Engelsk versjon har vært sendt til høring hos DSHP, dameiere, NVE, KTH og andre – engelsk versjon

PROSJEKTINFORMASJON

Kunde:	Fornybar Norge /DSHP
Kundens kontaktperson:	Navn: Torgeir Johnson E-post: torgeir.johnson@fornybarnorge.no

SAMMENDRAG OG HOVEDFUNN

Formålet med denne rapporten har vært å evaluere forutsetninger for poretrykk for beregning av stabilitet ved betongdammer i henhold til Damsikkerhetsforskriften (Energidepartementet, 2009).

Dette dokumentet er en oversettelse av den engelske rapporten med tittel «Pore pressure and concrete dams». Oversettelsen er i utgangspunktet basert på KI, og språkføringen enkelte steder kan bære preg av dette. Vedleggene i denne rapporten er på engelsk og innholdet identisk med innholdet i kapittel 6 i den engelske utgaven av rapporten, der dette ikke er skilt ut som vedlegg.

Kontroll av "Poretrykk" i forskriftene skiller mellom følgende beregninger:

- **Dam-stabilitet:** Gjelder for stabilitet i selve damkroppen og inkluderer kontaktsonen mellom betong og berggrunn. Forutsetningene for gravitasjonsdammer er gitt i NVEs retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), i følgende kapitler:
 - Gravitasjonsdammer – kapittel 2.2.1; "Internt poretrykk og drenering"
 - Lamell- og platedammer – kapittel 2.6.1; Underkapittelet "Velting der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift"
- **Fundament-stabilitet:** Gjelder stabilitetsberegning av berggrunnen under dammer, jf. NVEs retningslinje for betongdammer, (NVE, 2005), kapittel 3.7, "Fundamentering".

En sentral del av bakgrunnen for denne rapporten var å evaluere poretrykksmålinger for fem Norske platedammer med totalt 87 piezometre.

Beskrivelse i regelverket av forutsetninger for poretrykk under lamell- og platedammer, kan gi rom for misforståelser. Denne rapporten har derfor ekstra fokus på antagelser for poretrykk ved lamell- og platedammer.

Nedenfor følger hovedfunnene. For mer detaljer oppsummering av konklusjoner, henvises det til kapittel 7 (Konklusjon).

Lamell-/platedammer og poretrykk (inkludert kontaktsonen til berggrunn):

Evalueringer av målingene som er dokumentert i denne rapporten viser følgende:

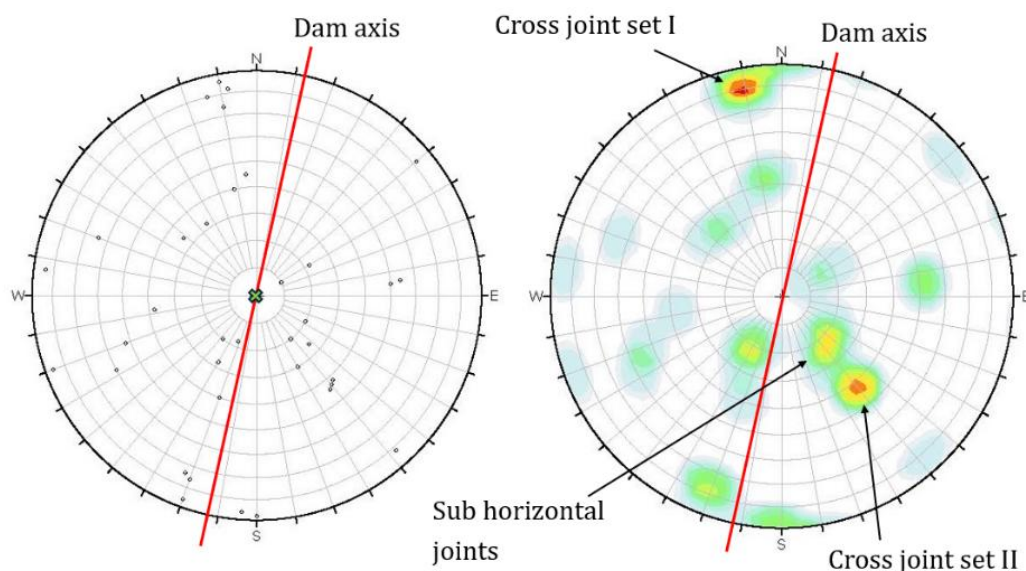
- Drenering på luftsiden av oppstrøms plate eliminerer fare for poretrykket under pilarene. For svært brede pilarer vil et drengalleri mellom oppstrøms plate og pilar gi tilstrekkelig drenering.
 - Det ble ikke målt poretrykk i noen av de 71 piezometrene som var installert under tynne pilarer eller «svært brede» pilar med oppstrøms drengalleri mot plata (dette gjelder dam B, C1, C2 og D).
 - «Svært brede» pilar omfatter dam C1, C2 og D, som har ca. 6 m brede pilarer med et oppstrøms drengalleri. Dam B har pilarer som er 2 m brede, men har ikke drengalleri mot oppstrøms plate.
- I tilfeller uten oppstrøms drengalleri er det indikasjoner på at poretrykk kan oppstå mot oppstrøms side av svært brede pilarer (>5-6 m brede), men det mangler tilstrekkelig

dokumentasjon for å kunne trekke endelige konklusjoner. Mulighet for oppdrift under «svært brede» pilarer vil under alle omstendigheter være stedsavhengig, og vil derfor variere med fundamentforhold og med dammens høyde og oppstrøms vanntrykk.

Generelt kan poretrykk bare forplante seg hvis det er en åpen sprekk (støpeskjøt) i dammen eller i kontaktsonen betong/berg, dvs. at det ikke er heft i sprekken. Dette er kun mulig hvis poretrykket overstiger heften i svakhetssonen, noe som fører til hydraulisk jekking. Bergbolter vil kunne bidra til å redusere faren for hydraulisk jekking i horisontale støpeskjøter og overgang betong/berg.

Fundament:

1. Stabilitetsberegninger for fundament bør baseres på en ingeniørgeologisk vurdering av bergmassen.
2. Stereografisk projeksjon (se Figur 1) og bergmasseklassifisering i henhold til RMR-systemet er funnet å være best egnet for ingeniørgeologisk karakterisering av damfundament
3. «Sprekkevannstrykk» som forårsaker oppdrift i fundamentet er hovedbekymring ved evaluering av fundamentstabilitet. Oppdrift kan oppstå når sprekker er orientert parallelt eller nesten parallelt med overflaten. Det finnes ikke "poretrykk" i fast, norsk berg av god kvalitet.
4. Økende dybde på bergsprekker reduserer ugunstig opptrykk i fundamentet, dvs. sprekker med liten avstand til bergoverflaten er de mest kritiske.
5. Drenasjeskjerm er den mest effektive metoden for å kontrollere poretrykk. Det er viktig at drenshullene i en drenasjeskjerm sjekkes og renses regelmessig, ettersom hullene kan tettes av partikler og mineraler fra bergarten.



Figur 1. Illustrasjon av stereografisk projeksjon. Inntegning av damaksen er viktig, ettersom orienteringen av sprekken i forhold til denne er avgjørende for å kunne identifisere kritiske sprekker

Instrumentering:

- Damsikkerhetsforskriften har ingen generelle krav for måling av poretrykk ved dammer fundamentert på berg av god kvalitet.
- Hvis piezometere vurderes, bør installasjonen baseres på en geologisk vurdering av fundamentet. Plassering, vinkling og dybde på borehull bør velges ut fra kartlegging av ingeniørgeolog. Tilfeldig instrumentering av berggrunn har liten verdi.
- Måling av poretrykk øker ikke sikkerheten ved dammen, men kan verifisere at dammens faktiske oppførsel stemmer med forventet oppførsel og antagelser for dimensjonering. Grunnet usikkerheter ved sensorer samt måledata, bør ikke beredskapsmessig varslings baseres på måleverdier fra piezometere.

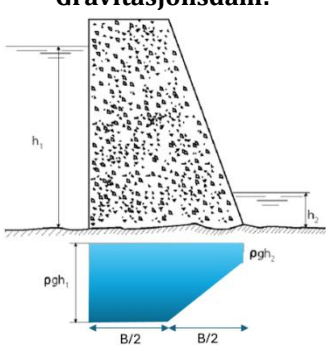
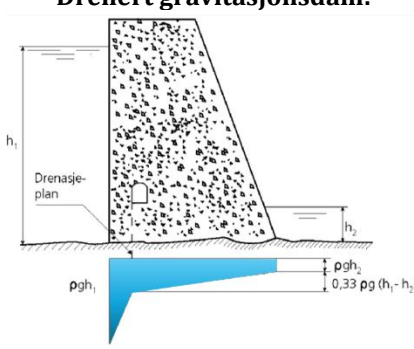
Norske forskrifter:

- Forutsetningene for poretrykk i forskriftene og veiledningene anses som et godt grunnlag for vurdering av stabilitet og er i samsvar med internasjonal praksis. Det anbefales imidlertid en bedre beskrivelse av antagelser for poretrykk under lamell- og platedammer.
- Vi anbefaler at definisjonene som brukes i forskriftene tas i bruk, f.eks. "lette platedammer" og "tunge platedammer." Bruk av andre begrep kan føre til misforståelser og kan potensielt ha store konsekvenser. Et eksempel på dette er begrepet "forsterkede platedammer" som i regelverket vil være definert som en tung platedam.

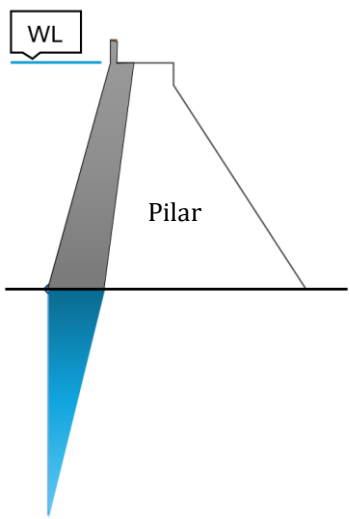
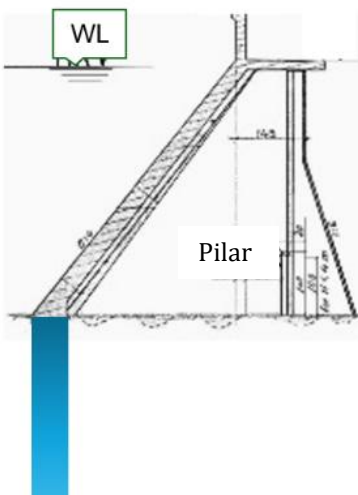
Generelle antagelser for poretrykk ved dimensjonering er gitt i kapittel 2.

Illustrasjon av poretrykk under gravitasjons- og lamelldammer er vist i etterfølgende figurer.

Tabell 1.1 Poretrykkfordeling for gravitasjonsdammer ifølge normal praksis i Norge.

Gravitasjonsdam:	Drenert gravitasjonsdam:
	
Lineært avtagende poretrykk antas i områder med trykkspenning i fundamentet, og fullt poretrykk i områder uten trykkspenning. Eksempelet viser maks. poretrykk i ulykkesgrense, der det er trykkspenning kun i nedstrøms halvdel av fundamentet.	Redusert poretrykk kan antas når dammen er drenert. I Norge er det også krav om at dimensjonerende situasjoner, kontrolleres i ulykkesgrense med poretrykk som for gravitasjonsdam uten drenasje (dvs. uten virksam drenasje).

Tabell 1.2 Poretrykkfordeling for ulike typer lamelldammer. Poretrykk under platedammer er basert på normal praksis i Norge. Poretrykk under lamellhodedammer er hentet fra internasjonal litteratur.

Lamellhodedam:	Platedam:
 Hver lamell består av lamellhode og pilar som er støpt sammen og utgjør én lamell. Dette innebærer at hele lamellen må løftes for at det skal utvikles et riss mellom fjell og betong. I en slik situasjon vil sikkerhet mot velting $< 1,0$. Ved høyere sikkerhet vil det være riktig å anta et linjert avtagende poretrykk under lamellhodet. På luftsiden av lamellhodet vil dammen være fritt drenert, og det kan derfor ikke oppstå poretrykk her.	 Platedammer, har en oppstrøms plate som er fritt opplagt på pilarene. Platen kan dermed løftes opp fra fundament og pilar, slik at det teoretisk kan være full poretrykk under platen. På luftsiden av plata vil dammen være fritt drenert, og det kan derfor ikke oppstå poretrykk her.

INNHold

Sammendrag og hovedfunn	2
Innhold	6
1 Innledning	8
1.1 Formål.....	8
1.2 Bakgrunn	8
1.3 Damtyper.....	8
1.3.1 Gravitasjonsdammer	8
1.3.2 Lamelldammer.....	10
1.3.3 Hvelvdammer	12
1.4 Definisjoner og akronymer.....	13
2 Poretrykk – teori og prinsipper	16
2.1 Antagelser for poretrykk etter regelverket i Norge	16
2.1.1 Sikkerhetskrav og poretrykk.....	16
2.1.2 Gravitasjonsdammer	17
2.1.3 Gravitasjonsdammer med drenering.....	18
2.1.4 Tørrmurte dammer.....	20
2.1.5 Platedammer.....	21
2.1.6 Lamelhodedammer.....	22
2.1.7 Bergfundament	23
2.2 Teori: Poretrykk i overgang mot fjell (og i damkroppen)	23
2.2.1 Poretrykk og gravitasjonsdammer	25
2.2.2 Poretrykk og lamell-/platedammer	25
2.3 Teori: Bergfundamenter	27
2.3.1 Sprekkevanntrykk.....	27
2.3.2 Effekten av bergspenninger	29
2.3.3 Hydraulisk jekking	30
2.3.4 Hydraulisk splitting	31
2.4 Tiltak for å redusere poretrykk.....	33
2.4.1 Drenering	33
2.4.2 Krav til drenasje - NVEs retningslinje.....	36
2.4.3 Injeksjon og tiltak på fundament	36
2.5 Praksis i andre land	38
2.5.1 Europa	38
2.5.2 Sverige – Lamelldammer.....	41
2.5.3 USA (FERC)	42
3 Instrumentering og overvåkning.....	44
3.1 Overvåkningens formål.....	44
3.2 Krav fra NVE.....	44
3.3 Erfaring fra poretrykksmåling	45
3.3.1 Installasjon av piezometere	46
3.3.2 Feilkilder.....	46
4 Ingeniørgeologi og bergmekanikk	47

4.1	Porøsitet og permeabilitet i berg og bergmasser	47
4.2	Viktige sprekkeparametre	50
4.3	Ingeniørgeologisk kartlegging	53
4.4	Bergmasseklassifisering	57
4.5	Mekaniske egenskaper for berg og bergmasse	60
4.6	In-situ målinger	63
5	Litteraturstudie	65
5.1	Litteratursøk i databaser	65
5.1.1	NTNU database	65
5.1.2	ISRM-databasen	67
5.2	Lamelldammer og poretrykk – spesielle referanser	67
5.2.1	Storbritannia, Hydraulic structures, 4th edition (P. Novak, 2007)	67
5.2.2	Brazil; Itaipú Lamelldam	68
5.2.3	Sweden; Storfinnforsen Lamellhode-dam	70
5.3	Andre referanser	72
5.3.1	Malpasset dam	72
5.3.2	ICOLD European Working Group on Uplift Pressure	74
5.3.3	Studie utført av EPRI (USA)	74
6	Vurdering av poretrykksmålinger i 5 dammer	76
6.1	Overordnet beskrivelse av dammene	76
6.2	Kartlegging av berggrunnen – sammendrag	77
6.3	Instrumentering - overordnet beskrivelse	78
7	Konklusjon	83
7.1	Poretrykk og dimensjoneringsforutsetninger	83
7.1.1	Damstabilitet og poretrykk	83
7.1.2	Fundament og poretrykk i berg (fundamentstabilitet)	85
7.2	Ingeniørgeologisk kartlegging	86
7.3	Instrumentering	88
7.3.1	Instrumentering generelt	88
7.3.2	Prøvetakning og datalagring	88
7.3.3	Måleverdier fra dammene i denne rapporten	89
7.4	Norske forskrifter	90
8	Referanser	91

Vedlegg – Feltundersøkelse av 5 dammer med poretrykksmålinger

- Vedlegg A – Dam A
- Vedlegg B – Dam B
- Vedlegg C – Dam C1 og C2
- Vedlegg D – Dam D

1 INNLEDNING

1.1 Formål

Formålet med denne rapporten er å undersøke hvordan data fra installerte poretrykksmålere ved fem Norske damanlegg stemmer overens med kravene til poretrykk under betongdammer i NVEs regelverk. Kontaktsonen mellom betong og berg, samt fundamentet under dammen er vurdert.

1.2 Bakgrunn

Poretrykk er normalt en betydelig last for gravitasjonsdammer, men for platedammer har det vært vanlig praksis å anta betydelig redusert poretrykk. NVEs forskrifter gir tydelige forutsetninger for poretrykk i gravitasjonsdammer, jf. NVE-retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 2.2.1. Poretrykksforutsetninger for platedammer er angitt i samme veiledning, kapittel 2.6.1 under overskriften “Velting der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift”, som gjelder for platedammer.

Forutsetninger for poretrykk i fundamentet er gitt i NVEs retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 3.7, “Fundamentering”, der antagelser for poretrykk skal baseres på en faglig vurdering av berget under dammen.

1.3 Damtyper

Lastoverføring og poretrykksforutsetninger er avhengig av damtype. Definisjon av damtyper er derfor nødvendig for å forstå antakelser om poretrykk.

Følgende damtyper er spesielt relevante for denne rapporten (ICOLD, 1994) (NVE, 2005) (SNL, 2023):

- **Gravitasjonsdammer**, inkludert hovedtypene:
 - Gravitasjonsdammer i betong
 - Murdammer.
- **Lamelldammer**, inkludert hovedtypene:
 - Platedammer
 - Flerbuedammer
 - Lamelldammer (engelsk; Solid Head Buttress dam = Lamellhodedam)

I tillegg kommer hvelvdammer, som ikke er direkte relevante for denne rapporten.

Detaljert beskrivelse av de forskjellige damtypene er gitt i det følgende. (Barton, 1988) (ICOLD, 1994)

1.3.1 Gravitasjonsdammer

Denne damtypen omfatter betong- og murdammer der konstruksjonens stabilitet er avhengig av vekten til dammen. Massive betongdammer har normalt et tilnærmet trekantet tverrsnitt med en vertikal vannside, mens bredden mot fundament er omtrent 0,7–0,9 ganger damhøyden. Internasjonalt brukes i økende grad RCC (Roller Compacted Concrete) for gravitasjonsdammer, men det finnes per i dag ingen RCC-dammer i Norge.

For massive betongdammer utgjør poretrykk normalt en betydelig belastning ved stabilitetskontroll.

Noen dammer har imidlertid drenering, og eventuelt et dreneringsgalleri mot oppstrøms side, slik at et redusert poretrykk kan forutsettes.

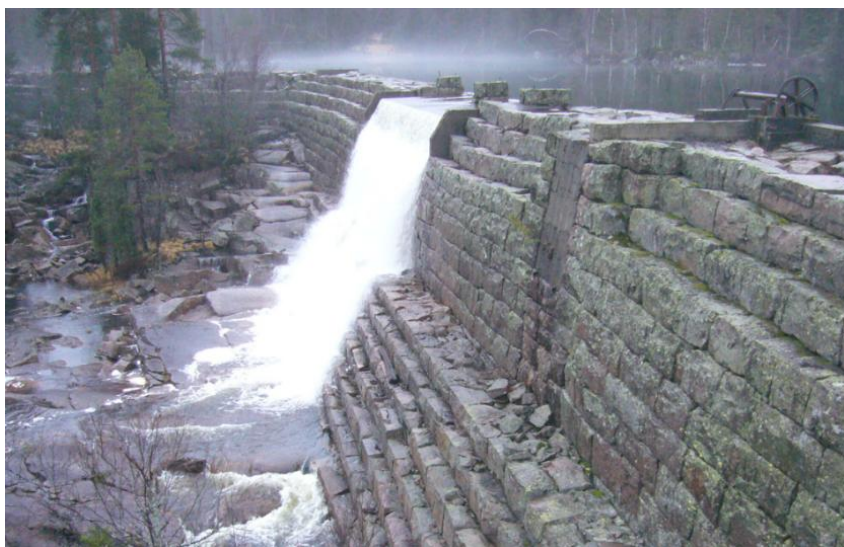
Murdammer er en type gravitasjonsdam der hele tverrsnittet består av steinblokker. Man skiller her mellom:

1. Tørrmur (steinblokker uten mørtel i fugene)
2. Mur med stein lagt i mørtel (steinfuger med mørtel gjennom hele tverrsnittet)

Murdammer med stein lagt i mørtel er ikke drenert og antagelser for poretrykk er tilsvarende som for gravitasjonsdammer i betong. Tørrmurte dammer har en drenert damkropp, mens tettingen på oppstrøms side ofte består av mørtel i steinfugene, betongplate eller løsmassefylling (morene, leire og torv). For tørrmurte dammer kan et redusert poretrykk legges til grunn ved stabilitetskontroll.



Figur 2 Betong gravitasjonsdam (photo: T.Konow).



Figur 3 Tørrmurt dam (photo: T.Konow)

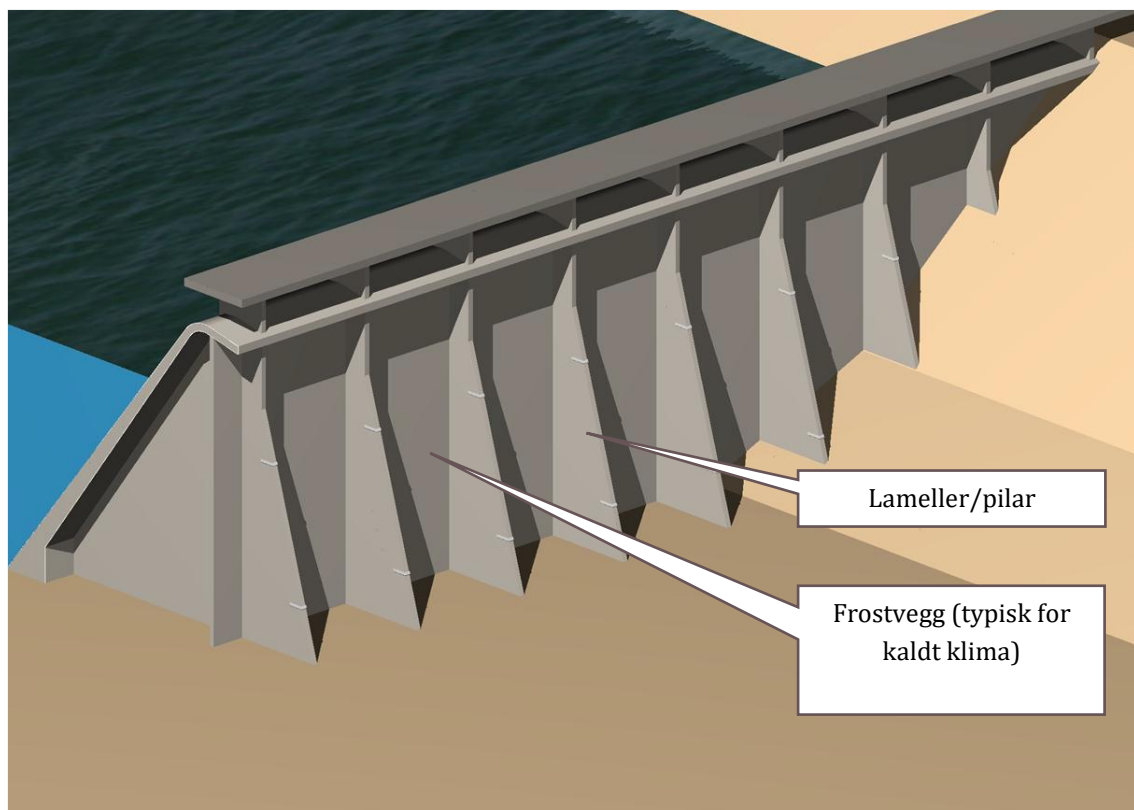
1.3.2 Lamelldammer

Lamelldammer omfatter flere hovedtyper :

- Platedammer
- Lamellhodedammer
- Flerbuedammer

Damtypen er sammensatt av:

- Oppstrøms plate, hvelv eller lamellhode som vanntrykket virker mot.
- Nedstrøms pilar, normalt en vegg normalt på oppstrøms tetning. Ved lamellhode dammer, er pilar og oppstrøms lamellhode støpt sammen. Ved platedammer er det en bevegesesfuge mellom plate og pilar



Figur 4 Illustrasjon av hovedelementene i en platedam. Internasjonalt har platedammer vanligvis blitt designet for høyder mellom 20 og 200 meter, men den typiske damhøyden er rundt 50 meter.

Flerbuedammer og platedammer har en vanntett oppstrøms plate som støttes opp av en rekke pilarer på nedstrøms side. Oppstrøms plate er skråstilt og bidrar til stabiliteten av dammen. Kraften fra vanntrykket overføres til fundamentet gjennom pilarene. Pilarene har normalt en fast avstand på 5 m langs damaksen ved tradisjonelle platedammer. For flerbuedammer, er avstanden mellom pilarene mye større.

Lamellhodedammer består av flere frittstående lameller, der pilar og lamellhode er et element uten fuger. Hver enkelt lamell er dermed et enkeltstående element som er stabil uten bidrag fra tilstøtende lamell. Hver lamell har et lamellhode mot vannsiden, og har en dilatasjonsfuge mot tilstøtende

lamellhode slik at dette blir et kontinuerlig tetningsplan mot vannsiden. Lamellhodedammer har normalt en mer vertikal oppstrøms side, slik at vekten av hver lamell bidrar til stabilitet av dammen (og ikke vanntrykket som for flerbue- og platedammer).

Redusert poretrykk er en av fordelene med lamelldammer, da området mellom pilarene kan betraktes som drenert. Redusert poretrykk bidrar til bedre stabilitet, slik at vekten på dammen kan reduseres. Dette gir besparelser, da volumet av betong i dammen kan reduseres, sammenlignet med en gravitasjonsdam.

Damsikkerhetsforskriften, § 5-11 (Energidepartementet, 2009), skiller mellom:

- Lette lamelldammer og platedammer (f.eks. dam A i kapittel 6)
- Tunge lamelldammer (f.eks. dam B, C and D i kapittel 6)

I henhold til regelverket er det kun tunge lamelldammer som kan bygges i konsekvensklasse 3 og 4. I de senere årene har flere platedammer i konsekvensklasse 3 og 4 blitt rehabilitert, typisk ved å fylle deler av konstruksjonene med betong, og slik at de kan defineres som tunge lamelldammer. Dam B, C og D beskrevet i kapittel 6 er eksempler på platedammer i klasse 3 og 4, som er ombygget til tunge lamelldammer. Ettersom dammene fremdeles har en skråstilt oppstrøms betongplate som oppstrøms tetning, vil de fremdeles defineres som platedammer.

I Norge er det om lag 290 platedammer, og dette utgjør om lag 10 % av dammene i Norge. De norske platedammene har vanligvis en høyde mellom 10 og 20 m, mens de høyeste er rundt 30 m høye. Platedammer er arbeidskrevende å bygge, og var konkurransedyktig i Norge frem til 1980-tallet, da det generelle lønnsnivået økte. I Norge er det noen få lamellhodedammer, hvorav Svartavatn som eies av Bergen kommune er den høyeste. Dammen sto ferdig i 2014 og er cirka 30 meter høy. Det finnes ingen flerbuedammer i Norge.

Lamelldammer er ikke en dominerende damtype. Internasjonalt er lamellhode- og flerbuedammer normalt benyttet for damhøyder på ca. 30 og 200 meter.



Figur 5 Lamellhodedam, Dam Svartediket (photo: T.Konow).



Figur 6 Oppstrøms side av en flerbuedam (Photo: National Park Service, US)



Figur 7 Platedam. Dam Svartevatn (photo: NVE/Karen Marie Straume)

1.3.3 Hvelvdammer

Hvelvdammer er bygget som en buet vegg i smale daler, slik at vanntrykket overføres til landkarene på begge sider. Disse dammene er ikke avhengig av vekten til dammen, og kan derfor ha slankere tverrsnitt enn gravitasjonsdammer.

Poretrykk må vurderes spesielt for hver dam, og utformingen må ta hensyn til nødvendig behandling, gysing og drenering i berggrunn ved vederlagene.

I Norge finnes det ingen generelle krav til poretrykk for hvelvdammer, så denne rapporten fokuserer i liten grad på disse. Problemstillingen med poretrykk i fundamentet til hvelvdammer er underlagt de samme fysiske lovene som andre fundamenter, og flere av studiene som det refereres til i denne rapporten omhandler også hvelvdammer. Poretrykk for denne damtypen likevel ikke behandlet i denne rapporten.

1.4 Definisjoner og akronymer

Nedenfor følger en alfabetisk ordnet liste over de viktigste definisjonene og forkortelsene brukt i denne rapporten:

- **ALS (Accident Limit State): Ulykkesgrensetilstand**
- **B (fundament-bredde):** Avstanden mellom nedstrøms tå til oppstrøms hel i grensesnittet mellom dam og berg/fundament.
- **Boksdrenasje:** Horisontal drenering installert direkte på berggrunnen, for å drenere overgangen mellom berg og betong. Drensgalleri som ligger på fjell, vil ha samme effekt som boksdrenasje. Boksdrenasje er vanskeligere tilgjengelig for inspeksjon sammenlignet med et drensgalleri.
- **Tverrsprekker:** Bergsprekker som krysser hovedstrukturen i bergarten (skifrihet, foliasjon m.v.).
- **Damtå:** Nedstrøms side av dammen i overgangen mot fundament.
- **Damhel:** Oppstrøms side av dammen i overgangen mot fundament.
- **Drenasjeskjerm:** Borehull i berggrunnen med jevne mellomrom langs damaksen, typisk vertikale med inspeksjonsgalleri i toppen (se kap. 4.4).
- **Damakse:** Akse parallelt med damkrona.
- **DMR (Dam Mass Rating):** Klassifiseringssystem for bergmasser foreslått for vurdering av damfundament (Romana, 2003).
- **DQC (Data Quality Cycle):** Rammeverk for sikring av målekvalitet gjennom planlegging, installasjon, drift og databehandling (Ljunggren et al., 2023).
- **DSHP (Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv):** Et prosjekt organisert av Fornybar Norge som tar sikte på å utvikle damsikkerhet fra et samfunnsperspektiv gjennom kunnskap og innovasjon.
- **EPRI (Electric Power Research Institute):** Forskningsinstitutt i California, spesialisert på elkraftforskning.
- **FERC (Federal Energy Regulatory Commission):** Amerikansk reguleringsmyndighet for vannkraftprosjekter og dammer.
- **Foliasjon:** Hovedstrukturen i skifrige bergarter som glimmerskifer og fyllitt.
- **Fullt utstøpt installasjon:** Metode for piezometerinstallasjon der borehullet fylles helt med homogen injeksjonsmasse, slik at flere membrantrykkgivere kan installeres i samme hull.
- **GSI (Geological Strength Index):** Klassifiseringssystem for bergmasser hovedsakelig utviklet for å gi inngangsdata for numeriske analyser.
- **ISRM:** International Society for Rock Mechanics.

- **Grenseverdi:** I henhold til norske damforskrifter (§ 7-4) er dette et terskelnivå som utløser beredskapsplan. Grenseverdier krever kontinuerlig overvåkning med sensorer som utløser alarm ved overskridelse av grenseverdier.
- **Lamellhode dam:** Se kapittel 1.3
- **NBG (Norsk Bergmekanikkgruppe):** Norsk avdeling av ISRM (se ovenfor).
- **NGF (Norsk Geoteknisk Forening):** Norsk geoteknisk forening.
- **NGF (Norsk Geologisk Forening):** Norsk Geologisk Forening.
- **NGI (Norges Geotekniske Institutt):** Norsk geoteknisk institutt.
- **NGU (Norges Geologiske Undersøkelse):** Norges Geologiske Undersøkelser..
- **NVE (Norges vassdrags- og energidirektorat):** Offentlig direktorat som regulerer vassdrag og vannkraft i Norge.
- **Oppdrift:** Vanntrykk under en betongdam som medfører opptrykk/løft. Begrepet benyttes i NVEs retningslinje for betongdammer.
- **Piezometer:** Instrument for måling av poretrykk i jord eller berg.
- **Poretrykk:** Vanntrykket i porene (hullrommene) mellom partikler i jord eller berg. I denne rapporten benyttes «poretrykk» også om sprekkvannstrykk og oppdrift, ettersom «poretrykk» er et allment benyttet begrep i NVEs regelverket.
- **Q-System:** Klassifiseringssystem for bergmasser, benyttet i hovedsak for å vurdere bergmassekvalitet og stabilitet i underjordiske konstruksjoner (Barton, Lien & Lunde, 1974; NGI, 2015).
- **Responstid:** Tiden det tar for et piezometer å reagere på en endring i poretrykk.
- **RMR (Rock Mass Rating):** System for klassifisering av bergmasser for vurdering av bergkvalitet, utarbeidet av Bieniawski (1973).
- **SF (Sikkerhetsfaktor):** Forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter ved kontroll av stabilitet for en dam.
- **Sprekkvannstrykk:** Vanntrykk i bergsprekker. I bergsprekker er permeabiliteten langt større enn i intakt berg, slik at vanntrykket konsentreres i sprekkene. Hvis sprekkene ligger parallelt med fundamentflaten, kan dette medføre jekking/oppløft.
- **Terskelverdi:** En parameterverdi som ved overskridelse indikerer en endring ved dammen som krever oppfølging, men som ikke utgjør umiddelbar risiko. Overskridelse av en terskelverdi kan gi krav om nærmere undersøkelse eller endring av overvåkning. Terskelverdier trenger ikke å overvåkes kontinuerlig, men kan sjekkes periodisk. Se «Grenseverdi».
- **UCS (Uniaxial Compressive Strength):** Trykkfasthet i bergprøve under enaksialt trykk uten lateral spenning.
- **ULS (Ultimate Limit State/Bruddgrensetilstand):** Grensetilstand der konstruksjonen når maksimal bæringsevne før sammenbrudd.

- **USACE (US Army Corps of Engineers):** Den Amerikansk hærens ingeniørkorps og en av de største dameierne i USA.
- **USBR (US Bureau of Reclamation):** Amerikansk føderalt byrå og en av de største dameierne i USA.

2 PORETRYKK – TEORI OG PRINSIPPER

Forutsetningene for “Poretrykk” i norske forskrifter skiller mellom oppdrift til bruk ved (i) Konstruksjonens stabilitet og (ii) Fundamentets stabilitet:

1. **Konstruksjonens stabilitet:** Gjelder “poretrykk” antatt for stabilitetsberegninger av (i) damkroppen og (ii) overgangssonen mellom betong og fundament.
 - Designanvisninger for gravitasjonsdammer finnes i NVE-veiledning for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 2.2.1.
 - Designanvisninger for Lamelldammer finnes i samme veiledning, kapittel 2.6.1 under overskriften “Velting der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift”.
2. **Fundamentstabilitet inkludert berggrunn:** Gjelder “sprekkevannstrykk” i sprekker i berggrunn. Vanntrykket i disse sprekke kan gi oppdrift hvis sprekke ligger parallelt med dammens grunnflate.
 - Antagelser for poretrykk i berg er gitt i NVEs retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 3.7, “Fundamentering”.

I denne rapporten brukes “poretrykk” som en samlebetegnelse som omfatter “sprekkevannstrykk” og “oppdrift”, da «poretrykk» er et etablert begrep i det norske dammiljøet. Poretrykk defineres som produktet av vannets massetetthet og vannsøylen på et gitt punkt i det aktuelle mediet eller massene.

2.1 Antagelser for poretrykk etter regelverket i Norge

2.1.1 Sikkerhetskrav og poretrykk

Det er ulike sikkerhetskrav for gravitasjonsdammer og platedammer. Gravitasjonsdammer omfatter betonggravitasjonsdammer og murdammer. Hovedforskjellene ligger i poretrykkfordeling og krav til sikkerhetsmargin for velting.

Tabell 2 Sikkerhetskrav for norske dammer (Damsikkerhetsforskriften, Tabell 5-11.1)

Sikkerhetskrav for norske dammer	Velting		Glidning	
	Gravitasjonsdam resultant ¹	Platedam SF ²	Gravitasjonsdam SF ³	Platedam SF ³
Bruddgrensetilstand (ULS)	$1/3B^3$	1,4	1,5	1,4
Ulykkesgrensetilstand (ALS)	$1/6B^4$	1,3	1,1	1,1

Risiko for oppbygging av poretrykk er hovedfaktor for forståelse av de forskjellige kravene.

Gravitasjonsdammer: Sikkerheten mot velting beregnes ved å finne virkningspunktet til resultantkraften. Plasseringen av resultanten gir trykkspenningsfordelingen langs fundamentet, og dermed kan poretrykkfordelingen identifiseres. Generelt antas det fullt poretrykk i deler av

¹ Resultant: Sikkerhetskravet er definert ved avstanden fra kraftresultantens virkningspunkt til nedstrøms tå. Se også definisjon av «B» i kapittel 1.4

² SF = Se definisjon i kapittel 1.4

³ B = Se definisjon i kapittel 1.4

fundamentet uten trykkspenning, mens poretrykket er lineært avtagende mot nedstrøms tå i områdene med trykkspenning i fundamentet (se figurer i etterfølgende kapittel).

Lamelldammer: Disse demningene dreneres fritt på nedstrøms side, og farlig oppbygging av poretrykk kan ikke forekomme under dammen. Resultantkraftens posisjon er derfor ikke kritisk for denne damtypen, og beregning av poretrykkfordeling er ikke nødvendig. Dette antas også å være grunnen til at en lavere sikkerhetsfaktor for glidning kan brukes for denne damtypen.

2.1.2 Gravitasjonsdammer

Poretrykk er en stor destabiliserende last for gravitasjonsdammer

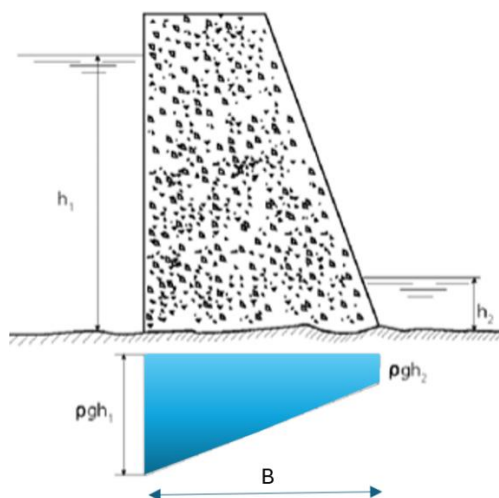
Forutsetninger for poretrykk er gitt i (NVE, 2005), kapittel 2.2.1, der følgende er beskrevet:

1. Fullt oppstrøms poretrykk bør antas i alle deler av tverrsnittet der det ikke er beregningsmessige trykkspenninger.
2. I deler av dammen med trykkspenninger, antas poretrykket å avta lineært mot nedstrøms side.

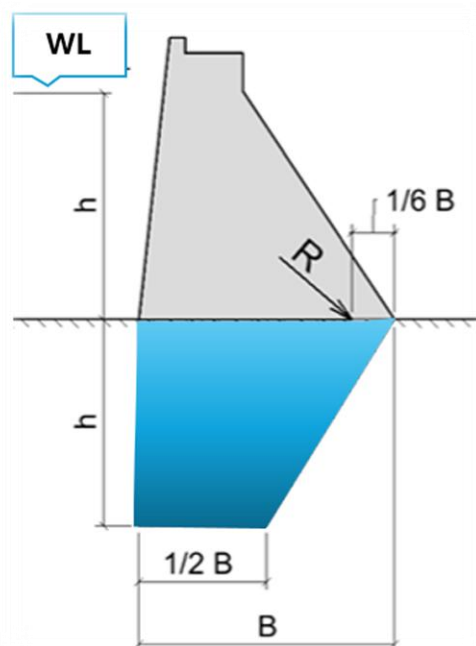
Kohesjon i tverrsnittet er vanligvis ikke inkludert. Kohesjon kan inkluderes hvis det er dokumentert, men dette er veldig vanskelig. I praksis er kohesjon ikke inkludert.

I områder uten trykkspenning skal det ikke forutsettes strekkspenninger eller heft. Dermed kan fullt oppstrøms poretrykk utvikles i områdene uten trykk. Dette er en konservativ tilnærming, da heft ikke vil bli brutt med mindre strekkspenningen er større enn strekkapasiteten. Dette vil ikke skje før tverrsnittet begynner å bevege seg, det vil si når kraftresultanten er nær nedstrøms damtå.

Stabilitetskrav i bruddgrensetilstand forutsetter trykkspenning i hele fundamentet, og medfører et lineært avtagende poretrykk i stabilitetsberegningene. I ulykkesgrensetilstand skal resultantkraften være minst $B/6$ oppstrøms damtåen, som innebærer at det ikke er trykkspenning i oppstrøms halvdel av fundamentet. I denne delen av fundamentet antas det fullt poretrykk. Poretrykkfordelingen er illustrert i figurene nedenfor. (B er bredden av dammen mot fundament).



Figur 8. Bruddgrensetilstand: Antatt poretrykksfordeling for gravitasjonsdammer med trykkspenning i hele tverrsnittet, fra (NVE, 2005).



Figur 9 Ulykkesgrensetilstand: Poretrykksfordeling for dam med trykkspenning under nedstrøms halvdel, altså med resultanten plassert $B/6$ fra nedstrøms tå. Her antas det en åpen sprekk uten heft under fundamentet der det ikke er trykkspenning (oppstrøms halvdel).

2.1.3 Gravitasjonsdammer med drenering

I henhold til veiledningen, kapittel 2.2.1, kan det for gravitasjonsdammer med drenering antas følgende poretrykk:

Bruddgrensetilstand (ULS)

- Fullt oppstrøms poretrykk i alle deler av tverrsnittet der det ikke er trykkspenninger.
- Poretrykket i drensplanet beregnes ved hjelp av formelen:
 - $p_{\text{dren}} = p_2 + k(p_1 - p_2)$
 - Hvor:
 - p_2 er poretrykket i nedstrøms tå
 - p_1 er poretrykket i oppstrøms hæl
 - k er en dreneringsfaktor som antas å være 0,33, med mindre andre verdier kan dokumenteres (se figur nedenfor).

Ulykkesgrensetilstand (ALS)

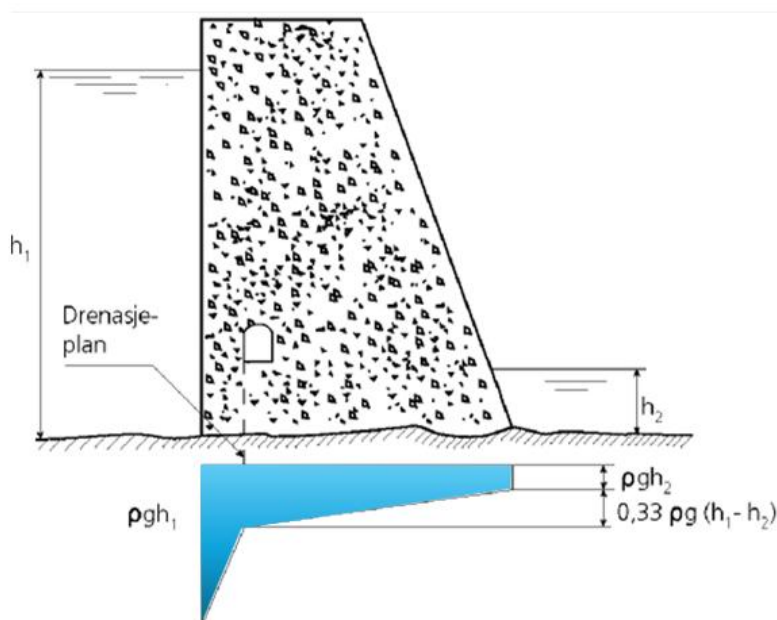
- Dammen skal kontrolleres for poretrykkbelastning tilsvarende udrenert tilstand.

Kravene til Ulykkesgrense innebærer at dimensjonerende laster også skal kontrolleres etter de generelle reglene for gravitasjonsdammer uten drenering, og dermed gjelder krav som vist i etterfølgende tabell.

Tabell 3 Sikkerhetskrav for gravitasjonsdammer med drenasje

Stabilitetskrav for gravitasjonsdammer med drenasje	Poretrykk	Laster	Velting	Glidning
			Resultantens posisjon ⁴	SF ⁵
Bruddgrensetilstand (ULS)	Drenert (k=0,33)	DFV Islast	$>1/3B^6$	1,5
Ulykkesgrensetilstand (ALS)	Drenert (k=0,33)	PMF Jordskjelv	$>1/6B^6$	1,1
	Udrenert (k=0)	DFV Islast	$>1/6B^6$	1,1

Figur 10 illustrerer poretrykket for en gravitasjonsdam med drenering.



Figur 10 Poretrykk for en gravitasjonsdam med drenering (NVE, 2005). Den ekstra kontrollen av stabilitet uten drenasje i ulykkesgrense gjelder kun for betong-gravitasjonsdammer med drenasje og brukes ikke for tørrmurdammer eller lamelldammer.

⁴ Resultant: Krav til stabilitet er definert som avstanden fra resultantens virkningspunkt til nedstrøms tå.

⁵ SF = Se definisjon i kapittel 1.4

⁶ B = Se definisjon i kapittel 1.4

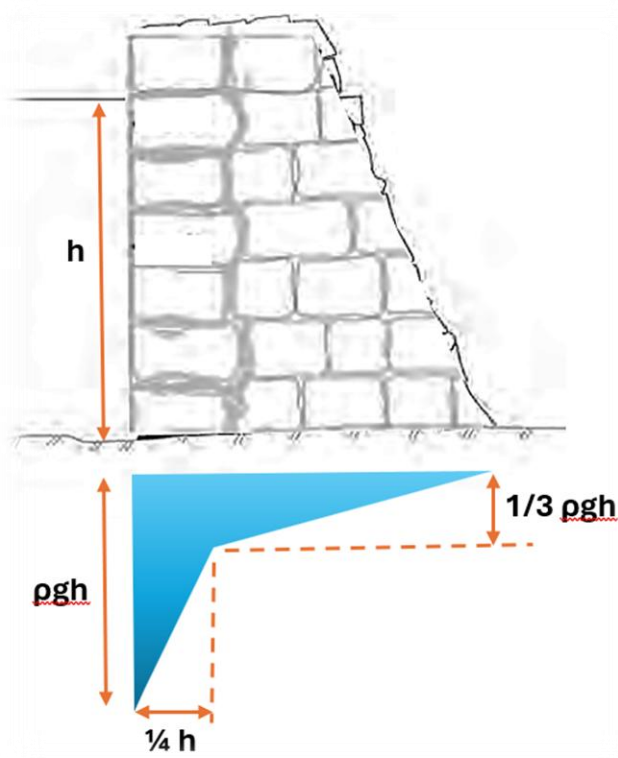
2.1.4 Tørrmurte dammer

Tørrmurtedammer er gravitasjonsdammer bygget med løse steinblokker gjennom hele tverrsnittet.

Tørrmurtedammer har en damkropp som er drenert og med en oppstrøms tetning, som vanligvis består av tetting av oppstrøms fuger med mørtel, plasstøpt betongplate eller vanntette løsmasser mot vannsiden (morene, leire eller torv).

Beregningsmessig er det antatt at tørrmurtedammer er drenert, med en dremsfaktor lik, $k = 0,33$, og der dremsplanet er plassert $0,25 \cdot h$ nedstrøms vannsiden av tørrmuren. Dreneringsfaktoren angir forholdet mellom det hydrostatiske vanntrykket og trykket ved dremsplanet. Antagelser for poretrykket er vist i figuren nedenfor og beskrevet i NVEs retningslinje for murdammer (NVE, 2011).

Poretrykkfordelingen er ikke avhengig av plasseringen av resultantkraften, ettersom damkroppen er drenert, uavhengig av om det er trykkspenninger i fundamentet. Dette kan sammenlignes med forutsetningene for lamell- og platedammer, ettersom begge konstruksjonene er fritt drenert nedstrøms tetningen på vannsiden. Lekkasje gjennom tetningen vil derfor ikke føre til økt poretrykk i damkroppen. Dette er også grunnen til at det ikke er krav om kontroll for stabilitet uten drenering, slik tilfellet er for gravitasjonsdammer i betong med drenering.



Figur 11 Poretrykkfordeling for tørrmursdammer, der dremsfaktor, $k=0,33$ og dremsplanet er plassert $0,25 \cdot h$ nedstrøms vannsiden. Poretrykkfordelingen er ikke avhengig av virkningspunktet til resultantkraften, og damkonstruksjonen antas å være drenert selv i deler av fundamentet uten trykkspenning (gjelder Ulykkesgrense).

2.1.5 Platedammer

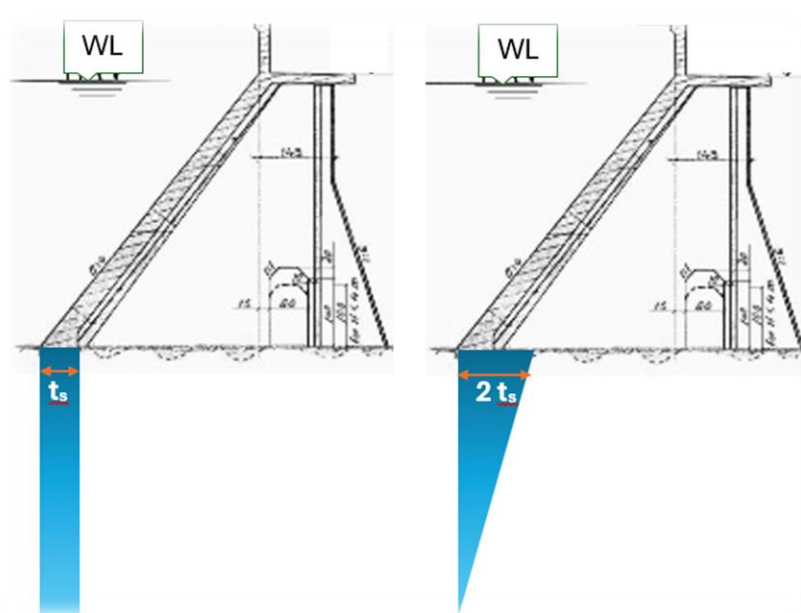
Redusert poretrykk er en av fordelene med lamelldammer, da området mellom pilarene kan betraktes som drenert. Det reduserte poretrykket gir bedre stabilitet slik at vekten av dammen kan reduseres.

Krav til lamell- og platedammer er gitt i NVEs retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005) kapittel 2.6.1, under avsnittet "Velting der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift". Denne definisjonen betyr at platedammer og andre lamelldammer betraktes med samme antagelser for poretrykk.

Tradisjonell praksis i Norge har vært at platedammer forutsettes å ha fullt poretrykk under platen, og null poretrykk nedstrøms platen og under pilarene. Dette sammenfaller med teksten i kapittel 2.6.1 (NVE, 2005).

Som vist over (kapittel 2.1), er stabilitet mot velting av lamell- og platedammer definert med sikkerhetsfaktor og ikke plasseringen av kraft resultanten. Som et resultat er det mulig at det ikke er trykkspenninger under oppstrøms plate. Ettersom platen er fritt opplagt på pilarene, kan platen dermed løftes opp selv fra pilarene. I en slik situasjon vil en sprekk med fullt poretrykk kunne oppstå under damplaten og medfører at fullt poretrykk vil være en riktig antagelse. Dette er illustrert i figuren nedenfor til venstre.

I noen tilfeller er det også antatt et lineært avtagende poretrykket over en avstand lik to ganger platetykkelsen, noe som gir det samme totale poretrykk. Poretrykksfordelingene er illustrert i figuren nedenfor.



Figur 12.1. Antatt poretrykksfordeling for platedammer (t_s = platetykkelse).

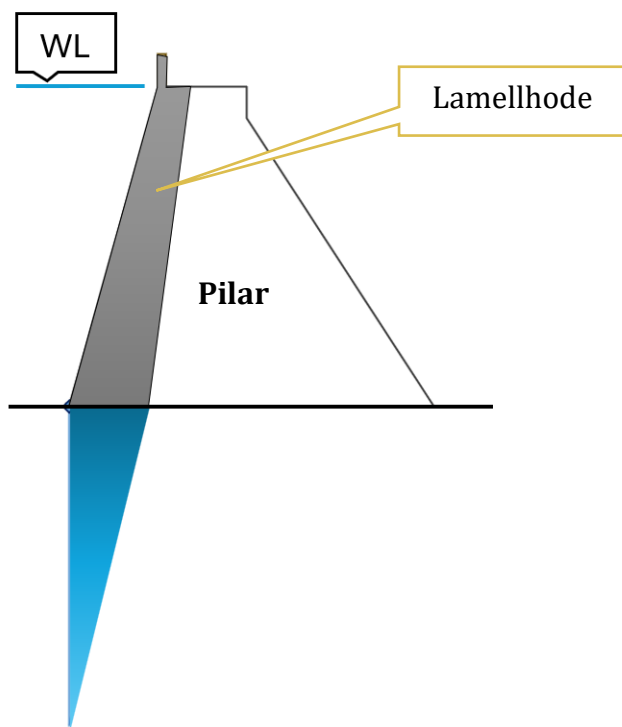
2.1.6 Lamellhodedammer

Det er få lamellhodedammer i Norge og det norske regelverket gir ingen beskrivelse av antagelser for poretrykk under denne typen dammer.

Litteraturstudiet viser at det normalt antas et linjert avtagende poretrykk under lamellhodet, mens nedstrøms pilarer er fritt drenert uten poretrykk. Hver lamell består av lamellhode og pilarer som er støpt sammen og utgjør én lamell. Dette innebærer at hele lamellen må løftes for at det skal utvikles et riss mellom fjell og betong. I en slik situasjon vil sikkerhet mindre enn 1,0 ved velting (dvs. resultanten av kreftene på dammen virker på luftsiden av nedstrøms tå). Det vil dermed være riktig å anta et linjert avtagende poretrykk under lamellhodet.

Henvisningen til litteraturstudiet omfatter RIDAS (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober), Dam Itapu i Brasil (IABSE, 1983), FERC i USA (FERC, 1997) og Shira dam i Storbritannia (P. Novak, 2007). Det henvises ellers til kapittel 2.5 og 5, med mer detaljert beskrivelse av referansene.

Poretrykksfordelingene er illustrert i figuren nedenfor.



Figur 12.2. Antatt poretrykksfordeling under lamellhode-dammer.

2.1.7 Bergfundament

Som nevnt i den innledende teksten i dette kapittelet (kapittel 2), så skiller regelverket i Norge mellom:

- (i) Poretrykk i damkroppen som beskrevet i kapittel
- (ii) Sprekkevanntrykk i bergfundamentet.

I berggrunnen er det poretrykk som gir oppdrift som er ugunstig for stabiliteten. Det betyr at sprekkeplan parallelt med eller sub parallelt med overflaten til fundament som er relevant. Poretrykk i sprekkesett vinkelrett på fundamentet, vil normalt ikke påvirke stabiliteten.

Siden bergfundamenter ikke er homogene, er det ikke mulig å gjøre en generell antagelse om poretrykk i fjell. Forutsetninger for stabilitetskontroll må derfor baseres på en vurdering av fundamentet ved hver enkelt dam.

Vurdering av bergfundamenter er beskrevet i NVEs retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 3.7. Denne er oppsummert her:

- Hvis det er tvil om fundamentets integritet, bør en enkel stabilitetsvurdering utføres. Resultatet vil avgjøre om det er nødvendig å gå videre med supplerende undersøkelser og stabilitetsberegninger.
- Der lekkasje gjennom fundamentet kan påvirke damsikkerheten i form av poretrykksoppbygging, erosjon, isdannelse osv., bør det utføres lekkasjetester.
- Ved nybygg må utformingen av dammen tilpasses grunnforholdene. Ved revurdering av eksisterende dammer kan det være aktuelt å sjekke tidligere beregninger på nytt, og ved mangel av beregninger, å gjennomføre ingeniørgeologisk undersøkelse av fundamentet med tilhørende beregninger dersom det er tvil om stabiliteten.

2.2 Teori: Poretrykk i overgang mot fjell (og i damkroppen)

Den generelle teorien for poretrykk i norsk regelverk er basert på en svært grov forenkling og antas å være konservativ. Teorien forutsetter strømningsnett i henhold til geoteknisk teori, og disse forutsetningene overføres til antagelser for poretrykksfordeling gjennom dammen eller mellom dammen og fundamentet.

Når det gjelder poretrykk i selve fundamentet, så er dette nærmere beskrevet i kapittel 4.

Antagelser for poretrykk i dammer, kan forklares ved at vannet beveger seg gjennom porer i konstruksjonen ettersom det er høyere vanntrykk på oppstrøms side enn på nedstrøms side. Teorien kan forklares med strømningsnett og ekvipotensiallinjer, der følgende gjelder:

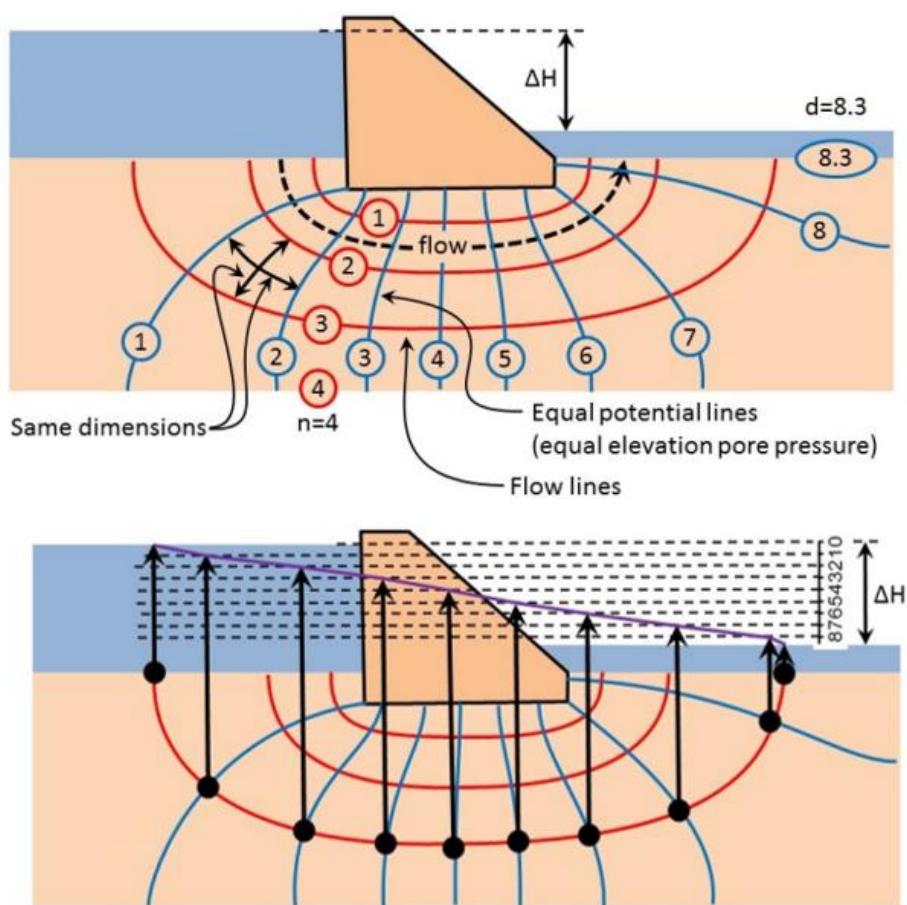
- Materialet forutsettes homogent og isotropt, og dermed er den hydrauliske permeabiliteten lik i alle retninger $K_j = K_x = K_y$.
- Porene i materialet forutsettes fylt med vann og dermed mettet (konstant strømming).
- Darcys lov, $Q = K_j I$, angående strømming i porøst materiale og jevn strømmingstilstand (endres ikke i tid) gjelder, der:

K_j er den hydrauliske ledningsevnen, [m/s]
 i er trykkgradienten, [m/m]

Strømningsnett kan beskrives matematisk ved å bruke Laplace-ligningen for todimensjonal strømning, hvis de ovennevnte prinsippene gjelder. Ligningen viser vannstrømningen gjennom materialet i form av:

- Ekvipotensiallinjer
- Strømningslinjer

Figuren nedenfor illustrerer vannstrømning gjennom et fundament (R. S. Olsen, 2016). Trykkforskjellen er gitt som ΔH . Vannstrømmen følger parallelt med strømningslinjene og er vinkelrett på ekvipotensiallinjene som markerer konturer med likt poretrykk. I eksemplet nedenfor er det 8,3 ekvipotensiallinjer og 4 strømningslinjer som gir et strømningsnett (dvs. 4 strømningssoner). Avstanden mellom hver ekvipotensiallinje gir dermed et poretrykksfall lik $\Delta H/8.3$.



Figur 13 Enkelt strømningsnett (øverst) og korresponderende poretrykk langs en strømningslinje (nederst) (R. S. Olsen, 2016). Vanntrykket langs strømningslinje 3 er vist med lilla i den nederste figuren.

Vanntrykket langs en ekvipotensiallinje kan regnes ut ved bruk av Bernoullis ligning. Ved å anta at den kinetiske energien langs en strømningsline er liten ($v = 0$ m/s) kan ligningen forenkles til:

$$P_w = \rho_w \cdot g \cdot (h - z) \quad (2.3)$$

hvor,

P_w	er vanntrykket, [kPa]
ρ_w	er massetettheten til vann, [kg/m ³]
g	er tyngdeakselerasjonen, [m/s ²]
h	er trykkehøyden målt ved ekvipotensiallinjen, [m]
z	er trykkehøyden, [m]

Dette er den grunnleggende teorien for antagelser om poretrykk i damkonstruksjonen og mellom damkroppen og fundamentet.

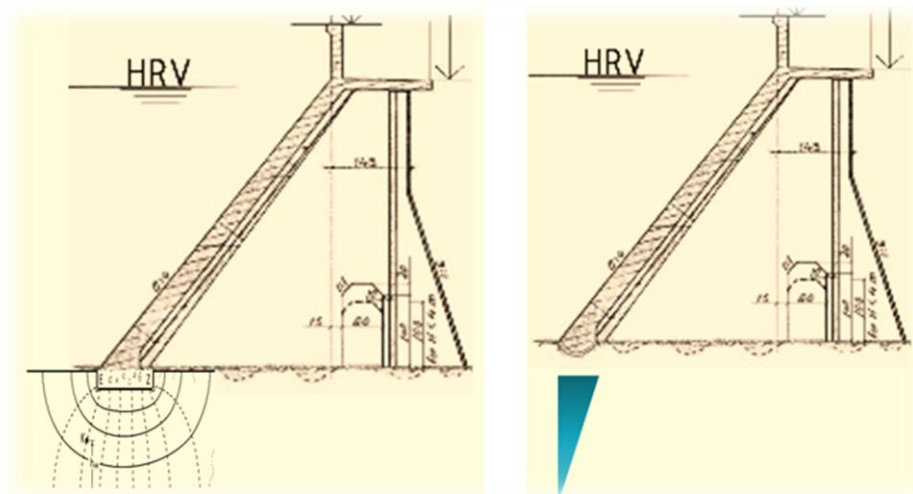
2.2.1 Poretrykk og gravitasjonsdammer

For gravitasjonsdammer i betong er det ikke normalt å overvåke poretrykket i selve damkroppen. Det er derfor svært lite informasjon om dette emnet i litteraturen. I følge (ICOLD, 2004) var det kun 5 aktuelle dammer med denne typen målinger der målt poretrykk varierte fra ca. 5 % opp til ca. 50 % av oppstrøms vanntrykk. Konklusjonen i denne studien støtter imidlertid at vurdering av poretrykk bør fokusere på oppdrift i overgangen mellom dam og fundament, samt poretrykk i fundamentet (ICOLD, 2004).

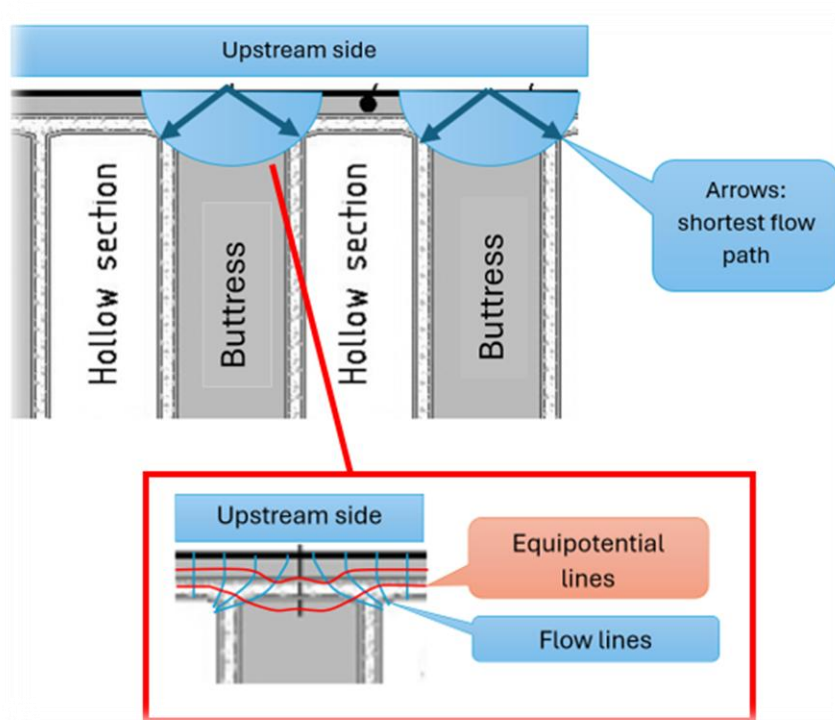
Destabiliserende poretrykk kan bare oppstå i en åpen sprekk, det vil si at det ikke er heft i støpeskjøten eller kontaktsonen mellom dam og fjell. Fult poretrykk vil bare oppstå hvis en sprekk åpner seg, noe som innebærer at poretrykket er større enn strekkfastheten og spenninger i sprekken, og vil medføre et hydraulisk brudd (og/eller hydraulisk jekking). Ettersom strekkfastheten i selve betongen er større enn i støpeskjøter eller kontaktsonen mellom fjell og dam, vil bergbolter og armeringsjern redusere muligheten for hydraulisk brudd i disse områdene.

2.2.2 Poretrykk og lamell-/platedammer

Ved å ta utgangspunkt i teorien om strømningsnett, kan strømningslinjer under en lamelldam konstrueres, som illustrert i figurene nedenfor. Disse samsvarer med poretrykkfordelingen under lamellhode-dammer (se forrige kapittel). Lamellhodedammer, består av lamellhode og pilarer som er støpt sammen og utgjør én lamell. Dette innebærer at hele lamellen må løftes for at det skal utvikles et riss mellom fjell og betong, det vil si at sikkerheten < 1,0. Ved høyere sikkerhet vil det derfor være riktig å anta et linjert avtagende poretrykk under lamellhodet.

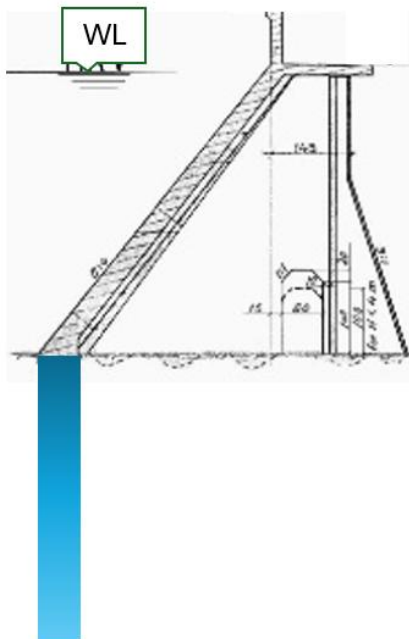


Figur 14 Strømningslinjer under tetningen (venstre) og resulterende poretrykk (høyre).



Figur 15 Illustrasjon av strømningslinjer gjennom damplate og pilarer, ved en lamellhodedam. Ifølge teorien vil vannet ta den korteste veien til luftsiden av plate, slik at det ikke vil være et teoretisk poretrykk under pilarene.

Når det gjelder platedammer, har disse en oppstrøms plate som er fritt opplagt på pilarene. Platen kan platen dermed løftes opp fra fundament og selve pilaren. I en slik situasjon vil en sprekk med fullt poretrykk kunne oppstå under damplaten, slik at det teoretisk kan være full poretrykk under platen. Dette er illustrert i figuren nedenfor.



Figur 16 Teoretisk poretrykk under platedam med en åpen sprekk under oppstrøms platen.

I (ICOLD, 2004) refereres det til rapporten "San Giacomo Dam: Results derived from the improvement of the uplift monitoring". Denne rapporten beskriver en omfattende overvåking og måling av poretrykk i en lamelldam. Syv piezometre ble installert i selve betongen i damkroppen og det ble ikke målt oppdrift i noen av piezometre som var plassert rett ved oppstrøms plate, og bekrefter at poretrykk ikke er aktuelt i homogen massiv betong.

2.3 Teori: Bergfundamenter

I dette kapitlet er det gitt enkle prinsipper for å beskrive og forstå poretrykk i berg, f.eks. under en dam.

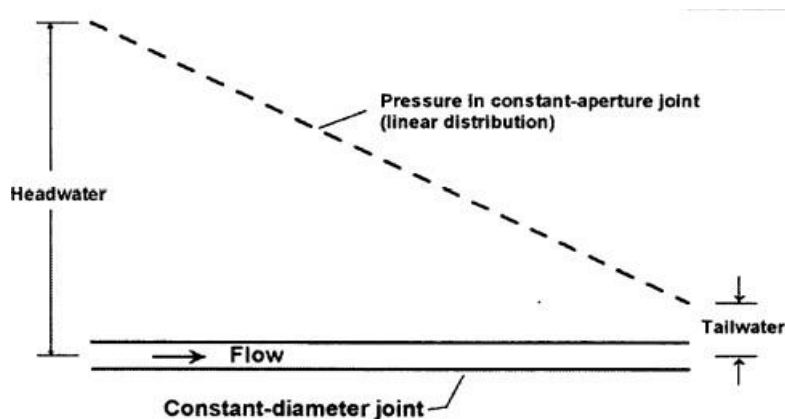
Grunnleggende ingeniørgeologi og bergmekanikk er ellers beskrevet i kapittel 4 i denne rapporten.

Som diskutert i kapittel 1.2 er den generelle teorien for poretrykkfordeling gyldig i homogene materialer, men ikke i heterogene fundamenter med diskontinuiteter som sprekker, slepper m.v. i berggrunnen, som normalt vil resultere i ikke-lineær fordeling av poretrykk.

2.3.1 Sprekkevanntrykk

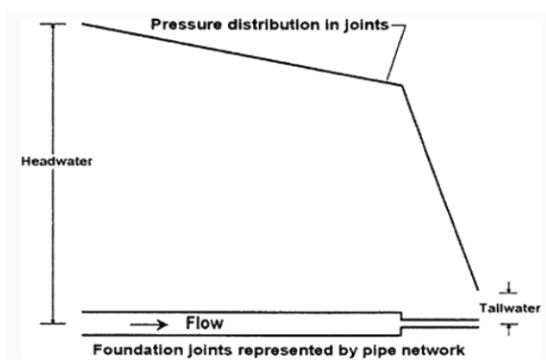
De viktigste sprekkeparametrene er beskrevet i kapittel 4.2 i denne rapporten. I det følgende vil potensialet for oppbygging av ugunstig poretrykk i sprekker og slepper i bergfundamentet, og bli nærmere diskutert.

Den vanligste antagelsen om trykkoppbygging for damfundament er at åpningen langs sprekken forblir konstant. Dette resulterer i lineært fordelt oppdrift under dammen som skissert i figuren nedenfor.



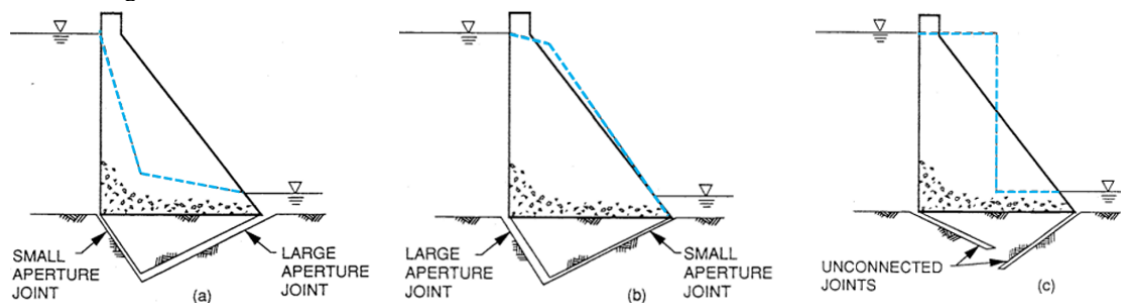
Figur 17 Lineært fordelt trykk mellom damhæl og damtå (USACE/ERDC, 2002)

En sprekke med varierende åpning vil i teorien gi en ikke-lineær oppdriftsfordeling og kan modelleres med stor åpning fra hælen og en mindre åpning i tåen på demningen, og effekten simuleres som vist i figuren nedenfor. Dette er den samme effekten som antas for veltestabilitet i områder uten trykkspenninger, som tidligere beskrevet, men når det gjelder veltestabilitet, antas det at den nedstrøms delen av røret er lukket slik at det kan utvikle seg fullt poretrykk i oppstrøms del der det ikke er trykkspenning.



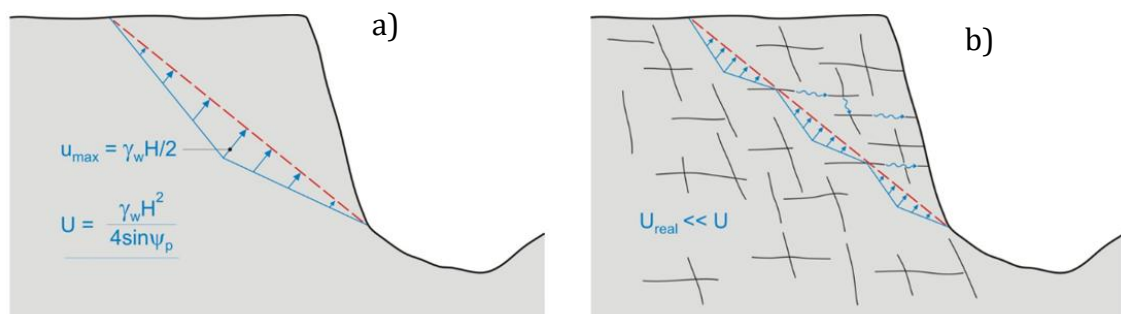
Figur 18 Ikke-lineær trykkfordeling k i et to-rørs system (USACE/ERDC, 2002).

Graden av forbindelse mellom sprekker og sprekkelengden kan endre fordelingen av poretrykket, som vist i figurene nedenfor.



Figur 19 Effekten av sprekkeåpning og sprekkekontinuitet på poretrykksfordelingen. (EPRI, 1992). Poretrykket er vist med stiplede blå linje.

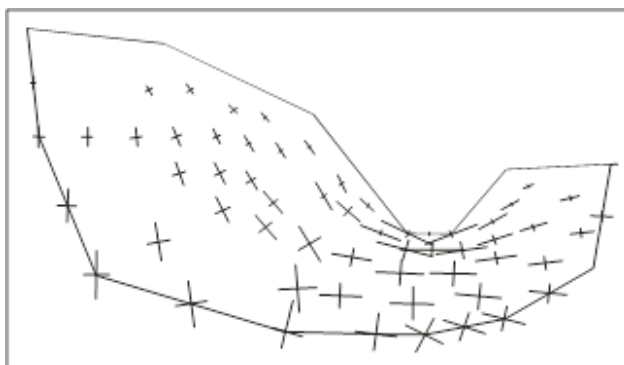
Poretrykk under en dam, har likehetstrekk med den vanlige antakelsen om "worst case" situasjon for fjellskråninger etter kraftig, langvarig nedbør, hvor fordelingen av sprekkevanntrykk antas å være trekantfordelt som illustrert i (a), figuren nedenfor. Erfaringer fra et stort antall fjellskråninger tilsier imidlertid at det reelle, in-situ vanntrykket er betydelig lavere. Dette antas i hovedsak å skyldes at de fleste sprekker ikke transporterer vann i hele bruddplanet, men at betydelige mengder vann dreneres ut av slepper i fjellet, se (b) i figuren nedenfor. Lignende effekter kan tenkes å være relevante også ved damfundament.



Figur 20 Alternative trykkfordelinger for glideplan i en bergskråning; (a) Triangulær fordeling langs gjennomsettende sprekkeflate (vann kommer inn i toppen og dreneres i foten, etter å ha oppnådd en maksimaltrykk på omtrent 50 % av skråningshøyden H), b) Redusert, mer realistisk trykkfordeling pga, drenering av vann mot skåningsfronten via sekundær-sprekker (fra Nilsen, 2016).

2.3.2 Effekten av bergspenninger

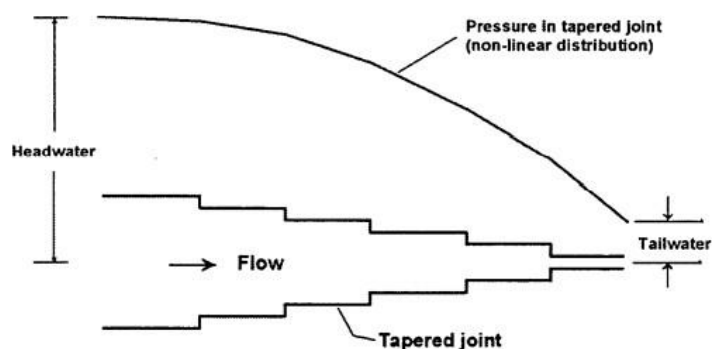
På tvers av daler, hvor demninger vanligvis bygges, er bergspenningsfordelingen normalt som skissert i Figur 21, med største hovedspenning (σ_1) orientert langs dalskråningen, minste hovedspenning (σ_3) vinkelrett på skråningsoverflaten og den mellomste hovedspenningen (σ_2) langs dalsideretningen. Dette kan føre til at sprekker parallelt med terrengoverflaten (horisontalt i dalbunnen, skrånende i dalsidene; ofte referert til som eksfoliasjonssprekker) er mindre innspenst, og mer sårbare for hydraulisk jekking (se nedenfor) enn sprekker vinkelrett på overflaten (vertikalt i dalbunnen).



Figur 21 Størrelse og retning for største og minste hovedspenning i en dal beregnet ved numerisk analyse. Lengde og retning av streker i spenningskors angir henholdsvis størrelse og retning til største og minste hovedspenning.

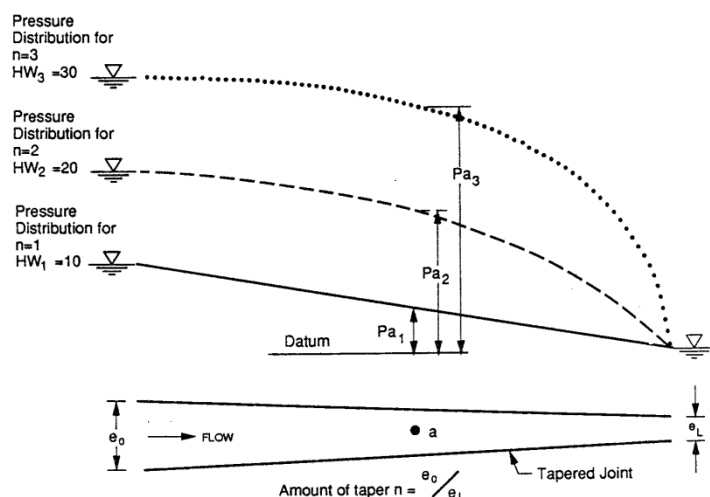
Under en dam kan trykket på bergfundamentet variere, som oftest med høyere trykk på nedstrøms tå. Høy bergspenning kan presse sammen sprekker, og dermed redusere permeabiliteten. Denne effekten er svært avhengig av bergartens egenskaper og størrelsen på lastoverføringen fra damkroppen til fundamentet. Dette innebærer at damhøyden er en viktig faktor, da en høy dam vil overføre større laster til fundamentet.

Belastningen fra en damkonstruksjon på fundamentet vil være høyere ved nedstrøms tå ettersom vanntrykket mot dammen fører til at trykket under dammen er størst mot nedstrøms tå. Denne effekten kan føre til redusert permeabilitet mot nedstrøms tå. Endring i sprekkåpning kan føre til at poretrykket har buet fordeling heller enn lineær. Figuren nedenfor viser analogien utvidet til ikke-lineær trykkfordeling for en konisk sprekk, der åpningen minskes kontinuerlig fra hælen mot tåen. Dette er sannsynligvis en mer realistisk tilnærming enn en konstant sprekkåpning for høye dammer (USACE/ERDC, 2002).



Figur 22 Ikke-lineær poretrykksfordeling ved avtagende sprekkåpning (EPRI, 1992).

Effekten illustrert i figuren ovenfor vil være avhengig av lastene som overføres fra damkonstruksjonen. Effekten vil derfor være sterkere for høyere dammer og kan også variere med ulik vannstand i reservoaret, som vist i figuren nedenfor. Dette innebærer at poretrykket kan ha en større usikkerhet ved høye dammer sammenlignet med lavere dammer som vil ha mindre deformasjon i bergmassen og dermed en mer lineær poretrykkfordeling. Dette er illustrert i figuren nedenfor.

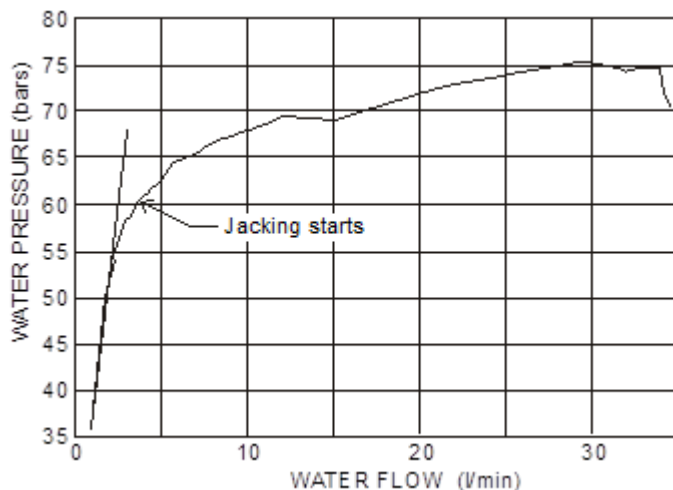


Figur 23 Poretrykksfordeling i en deformbar sprekk med økende trykkehøyde og illustrerer effekten ved økende vanntrykk (dvs. økende fundamenttrykk) ved en dam (EPRI, 1992).

Poretrykksmålinger fra noen dammer og resultater fra teoretisk analyse, indikerer at det bare er sprekker med liten åpning som kan deformeres tilstrekkelig til at poretrykksfordelingen blir ikke-lineær. Sprekker med stor åpning vil ikke deformeres tilstrekkelig til å kunne skape merkbar ikke-linearitet. For de samme dammene, var det funn som viser at injeksjon kan stive av sprekkene, noe som vil hindre effekten av deformasjon og ikke-lineær poretrykkfordeling. Alle dammene med injisert fundamentet, viste en lineær poretrykksfordeling ifølge studien (ICOLD, 2004).

2.3.3 Hydraulisk jekking

Hydraulisk jekking inntreffer når vanntrykket i en sprekk overstiger normalspenningen. Jekketest benyttes mest for in-situ undersøkelse av permeabiliteten til bergmasse som utsettes for vann eller gass under høyt trykk. Ved slik testing er hovedfokus på jekking av ugunstig orienterte, eksisterende sprekker. Testing utføres ved at vanntrykket økes gradvis i testseksjoner mellom to pakninger i et borehull (eller mellom bunnen av borehullet og en pakning), samtidig med at det registreres vanntap som en funksjon av trykket, som vist i figuren nedenfor.



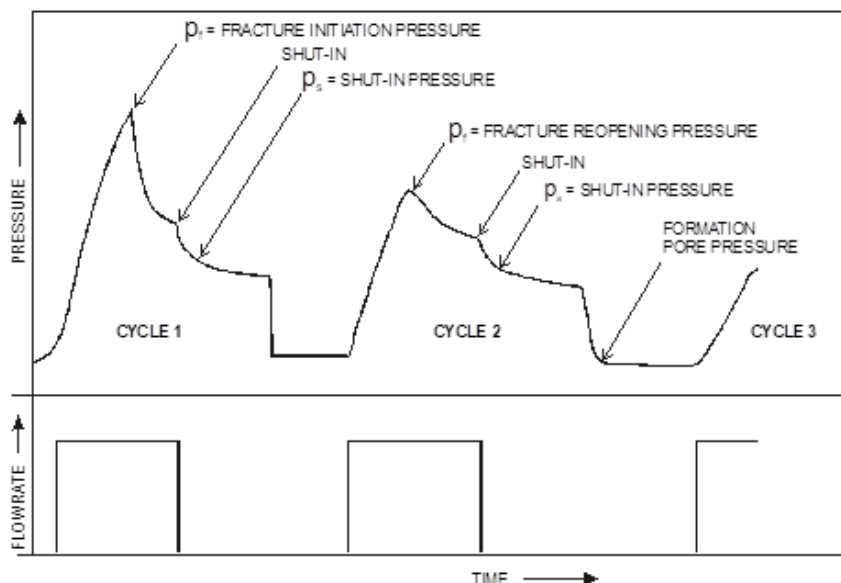
Figur 24 Eksempel på testresultat fra hydraulisk jekking, (fra Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Hydraulisk jekking i et damfundament vil medføre deformasjon/utvidelse av bergsprekker og føre til at vannføringen øker betraktelig, som illustrert i figuren over. Dette vil kunne føre til betydelig reduksjon av stabiliteten. Det er derfor viktig å forstå mekanismene bak hydraulisk jekking.

2.3.4 Hydraulisk splitting

Hydrauliske splitting inntreffer når nye sprekker dannes av høyt vanntrykk i opprinnelig intakt, massivt berg. Det grunnleggende prinsippet for hydraulisk testing er å isolere en seksjon av et borehull og gradvis øke vanntrykket for å indusere sprekker i omgivende bergmasse. Ved å registrere vanntrykk og vannføring kan en ved denne testen analysere spenningssituasjonen og beregne størrelse og retning av hovedspenningene. Hydraulisk splitting er den mest egnede teknikken for bergspenningsmåling i dype borehull.

Resultat fra hydraulisk splittetest vil kunne se ut som vist i Figuren nedenfor. I første runde økes trykket i borhullets måleseksjon fram til brudd i berget inntreffer (P_1 ; sprekkeinitieringstrykk, eller åpningstrykk). Etter å ha pumpet inn et vannvolum som er tilstrekkelig til å oppnå en bruddlengde på omtrent tre ganger borehulldiameteren stanses pumpingen, og trykket faller til et trykk som kalles "øyeblikkelig lukketrykk" (p_s). I neste runde, som vist i figuren, bestemmes "gjenåpningstrykket" (p_r) og det gjøres også ny måling av lukketrykk t (p_s)



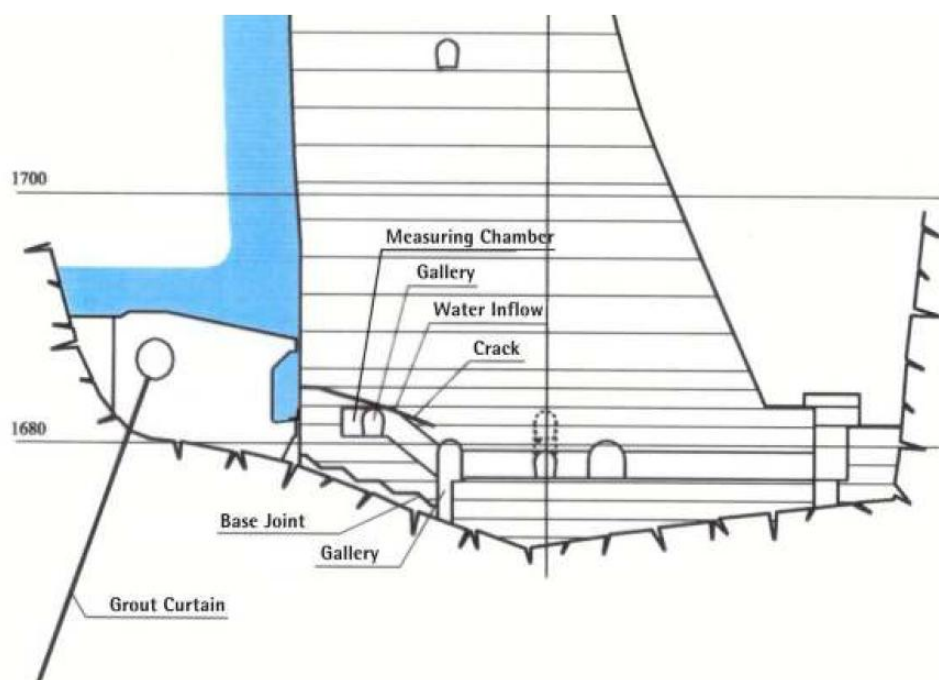
Figur 25 Målesyklus ved hydraulisk splitting (fra ISRM, 1987).

For å kunne beregne bergspenninger må borehullretningen i prinsippet være parallell med en av hovedspenningsretningene. Dette anses vanligvis oppfylt for vertikale hull boret fra en horisontal overflate. I slike tilfeller beregnes den vertikale spenningen ut fra overliggende bergmasse. Når splitteplanet er parallelt med borehullsaksen kan bergspenningene beregnes på grunnlag av følgende formler (ISRM, 1987):

- Min. horisontalspenning, $\sigma_{\min} = p_s$
- Maks. horisontal spenning for første trykksyklus, $\sigma_{\max} = T + 3p_s - p_f - p_0$
- Max. horisontal spenning for påfølgende trykksykluser, $\sigma_{\max} = 3p_s - p_r - p_0$
- Bergmassens strekkfasthet = T
- Initialt poretrykk = p_0

Hydraulisk splitting som in-situ test kan være relevant i forbindelse med optimalisering for plassering av betongpropper i uforede høytrykkstunneler og det er rapportert tilfeller av hydrauliske brudd i betongpropper med vanntrykk høyere enn 100 m. Det er ikke kjent at in-situ test med hydraulisk splitting har blitt brukt for damfundamenter.

Et eksempel på en dam hvor det var mistanke om hydraulisk splitting, er den 186 m høye Zillergound-dammen i Østerrike (P. Obernhuber, 2009). Her dannet det seg en sprekk ved et oppstrøms vanntrykk på 16 bar, som vist på figuren nedenfor. I ettertid, ble det utført forsøk med vurdering av bruddmekanismer på sprekker i betongen. Forsøkene viste at initialsprekker med lengde på opptil ca. 1 m var stabile så lenge forskjellen mellom vanntrykk og vertikal spenning var mindre enn ca. 10 bar.



Figur 26 Tverrsnitt av sprekken ved Zillergound-dammen. (P. Obernhuber, 2009)

2.4 Tiltak for å redusere poretrykk

Følgende tiltak brukes vanligvis for å redusere og kontrollere poretrykket i damfundament:

- Drenasje
- Injeksjonsskjerm med injeksjon av fundamentet
- Spunt i løsmasse-fundament

I følge (EPRI, 1992), er injeksjonsskjerm kombinert med drenasje av fundament, den beste måten å ivareta sikkerheten i fundament med ugunstige grunnforhold. Erfaring fra eksempler i (EPRI, 1992) viste at drenasje er mest effektivt for å redusere poretrykket. Samme rapport viser også at en injeksjonsskjerm vil bedre tettheten i fjell, men ved flere av eksemplene ble det målt poretrykk selv om det var injeksjonsskjerm mot oppstrøms side. Alle eksemplene hadde imidlertid kun én enkelt rad med injeksjonshull, noe som representerer tidligere praksis. Dagens praksis med to eller tre rader med injeksjonshull vil være mer effektivt og det er grunn til å anta at dagens praksis med injeksjon vil gi en bedre tetting av fjellet.

Gjennomføring av drenering og/eller injeksjonsskjerm bør baseres på ingeniørgeologisk undersøkelse og vurdering av de geologiske forholdene. Behovet for injeksjon av fundamentet er også avhengig av damhøyden og vanntrykket. For høyere dammer kombineres ofte en injeksjonsskjerm med drenasje av fundament i form av borehull nedstrøms injeksjonsskjermen.

2.4.1 Drenering

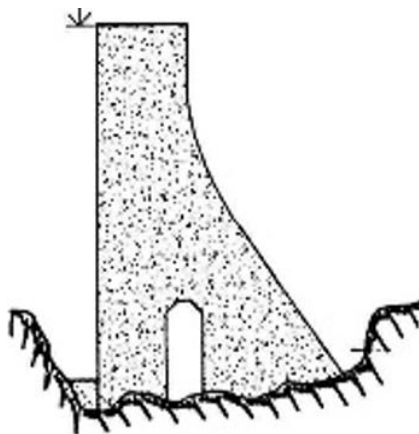
I (ICOLD, 2004) viser alle de fire rapporterte eksemplene at drenering er den mest effektive metoden for å redusere poretrykk i fundament.

I (EPRI, 1992) er det visst to hovedtyper drenasje:

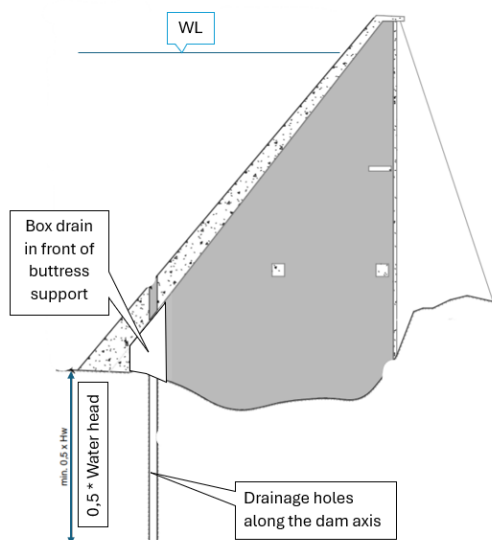
1. Drensskjerm som består av vertikale borhull ned i fundamentet
2. Drensgalleri eller «boksdrenasje» som plasseres på fjellfundamentet langs damaksen. Drensgalleri er bygget med tanke på enkel adkomst, mens en «boksdrenasje» er vanskeligere tilgjengelig for inspeksjon.

Dammene vurdert i denne rapporten (se vedlegg), viser at et oppstrøms drensgalleri mot bergoverflaten vil hindre poretrykk under nedstrøms pilarer. Drensgalleriet ved disse dammene har enkel adkomst og er enkle å inspisere.

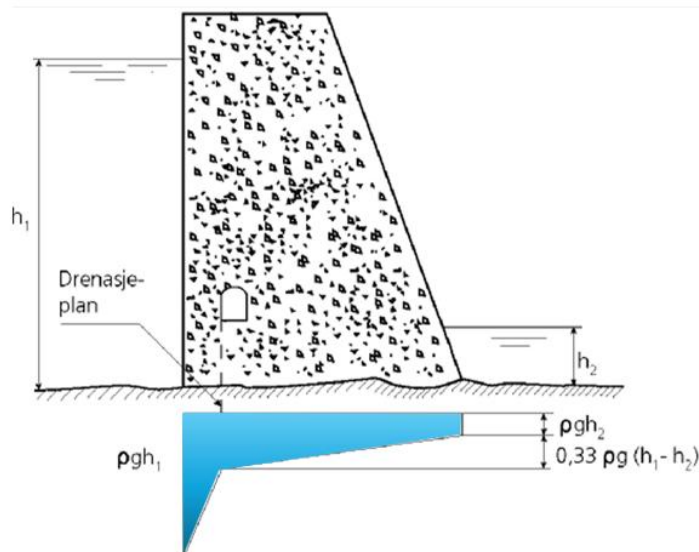
Eksempler på de to hovedtypene av drenering er vist i figurene nedenfor.



Figur 27 Eksempel på drensgalleri.



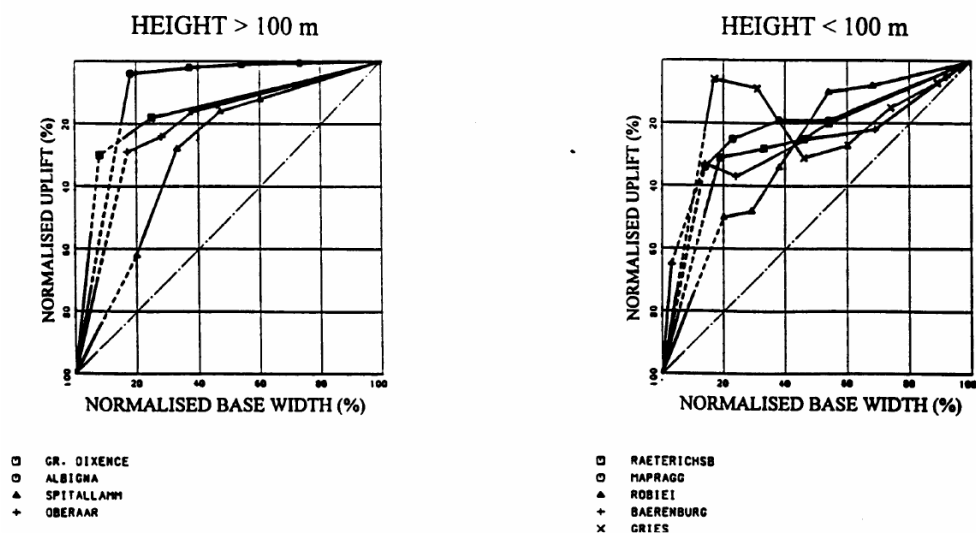
Figur 28 Drensarrangement bestående av drenasjeskjerm med drenshull i fjell som drenere ut i drensgalleri som ligger mellom plate og pilar (snitt av dam D – se vedlegg).



Figur 29 Antatt poretrykk under en gravitasjonsdam med drenshull i følge (NVE, 2005). Her er drenshullene avsluttet i inspeksjonsgalleri i dammen.

Ifølge flere studier, blant annet (EPRI, 1992) and (ICOLD, 2004), er en drensskjerm den vanligste typen drenering. En studie fra Swiss Committee on Dams (ICOLD, 2004), viser at en drensskjerm er meget effektiv, der poretrykket reduseres kraftig i planet der drenasjen er plassert (se figur under).

SWISS GRAVITY DAMS



Figur 30. Målinger av poretrykk under flere dammer med drenasjeskjerm (ICOLD, 2004). Hver kurve indikerer målinger fra én dam.

Langsgående boksdrenasje ble ofte brukt i eldre gravitasjonsdammer (ICOLD, 2004), og ble installert ved å legge halvsirkelformede kulverter på fjellfundamentet før kontaktstøp mot fjell eller i støpeskjøt, der drensrørene kom ut i nedstrøms damtå. I gravitasjonsdammer kan boksdrenasjen ofte være vanskelig å komme til for rengjøring og effekten kan dermed reduseres over tid.

Drenshull må kontrolleres og rengjøres/spyles med jevne mellomrom, ettersom hullene kan tettes igjen av finstoff og mineraler fra berggrunnen.

2.4.2 Krav til drenasje - NVEs retningslinje

I Norge er det ikke vanlig å etablere drenasje ved gravitasjonsdammer, noe som kan forklares med at bergkvaliteten ofte er god.

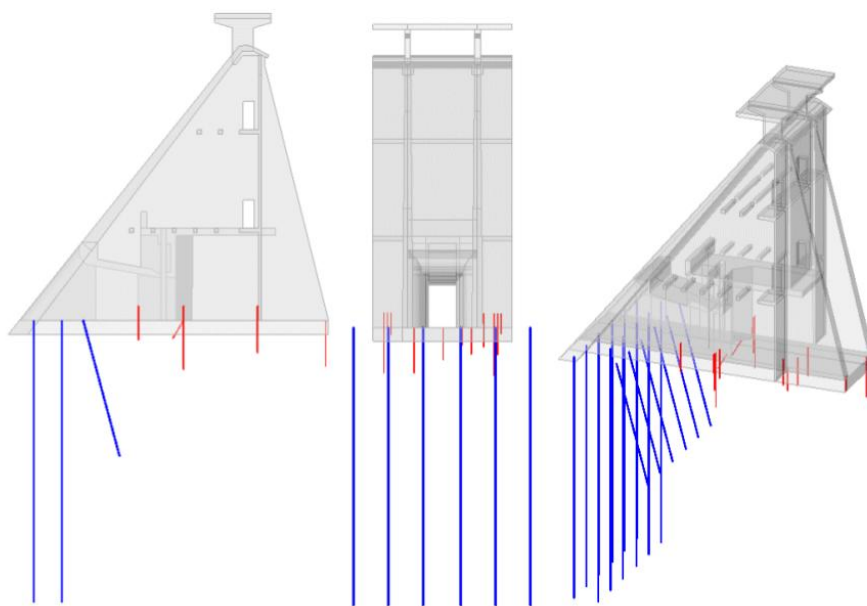
I følge (NVE, 2005) gjelder følgende anbefalinger for drenering av fundament:

- Benyttes en utforming med drenasje av fundament og dam for å lette oppdriften, bores drenasjehull i fjellfundamentet med utløp i en inspeksjonsgang i damkroppen. Det forutsettes at lekkasjevann fra hvert enkelt drenasjehull er synlig i inspeksjonsgangen og at vannet dreneres frostfritt ut av dammen ved selvfall. Inspeksjonsgangen skal legges slik at den ligger over normal nedstrøms vannstand.
- Drenasjehullene bores nedstrøms en eventuell tetningsskjerm og ikke nærmere oppstrøms side enn ca. 1 m pluss 5 % av damhøyden.
- Drenasjehull bør være hull med minst 100 mm diameter med senteravstand ikke over 3 m, boret minst til en dybde tilsvarende 50 % av vanntrykket.
- Når det regnes med redusert poretrykk med oppdrift i snitt i dammen, skal det i dammen være anordnet et drenasjesystem. Dersom stabiliteten i snitt over inspeksjonsgangen er basert på drenasje, må det være drenasjehull også oppover i dammen over inspeksjonsgangen. Det er viktig å merke seg at drenshull i en drenasjeskjerm må kontrolleres og rengjøres/spyles med jevne mellomrom, da hullene kan bli tilstoppet av finstoff og mineralutfelling fra grunnvann/berggrunn.

2.4.3 Injeksjon og tiltak på fundament

Injeksjon av fundament utføres for å tette lekkasjer og forsterke fundamentet. Injeksjon utføres normalt med en injeksjonsskjerm med borehull som bores langs damaksen, gjerne i flere rader. Hullene vanntapsmåles og gyses, og prosessen gjentas inntil det er oppnådd tilstrekkelig tetthet i fundamentet. Når borehullene i aksene er tilstrekkelig tette, bores det nye hull litt til siden for opprinnelig borhullsakse, der prosedyren gjentas frem til fundamentet vurderes å være tilstrekkelig tett. Injeksjonsskjerm etableres under oppstrøms side av dammen. Hullavstand og hulldybde velges utfra ingeniørgeologiske forhold, først og fremst tilknyttet oppsprekningen. Hullene gyses normalt med semetbasert gysemasse.

Fundamentinjeksjon har blitt mer standardisert med årene og er også blitt mer vanlig. Som vist i eksemplene i denne rapporten, kapittel 6, har de 4 eldste dammene (B, C1, C2 og D) ikke injeksjonsskjerm. Disse dammene er bygget før 1979-tallet. Dam A) er bygget på 1980-tallet og har injeksjonsskjerm med 3 rader injeksjonshull (se figur nedenfor). Internasjonalt, har dammer bygget før 1930, normalt ikke injeksjonsskjerm (EPRI, 1992).



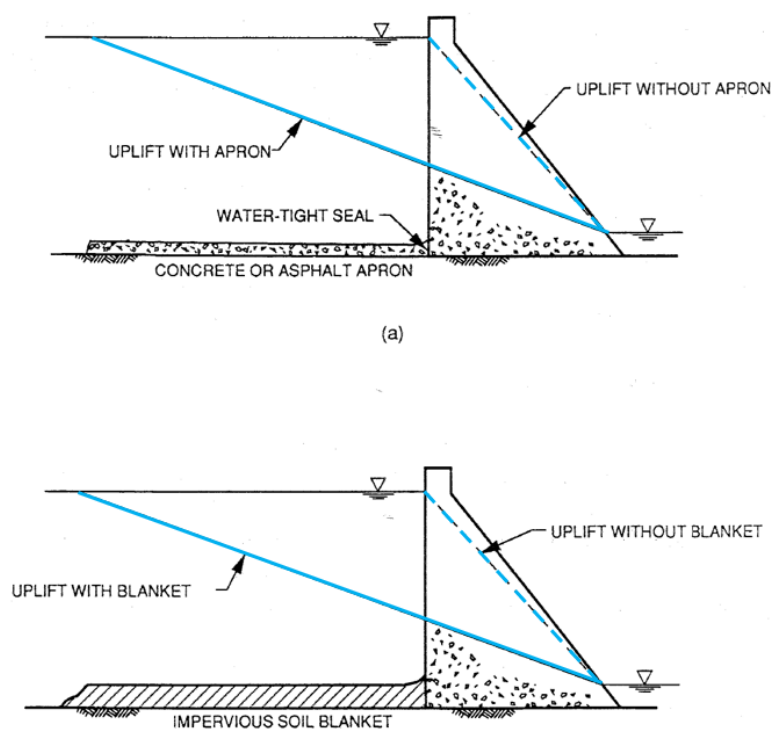
Figur 31 Injesjonsgardin med tre rader av borehull (blå farge) langs damaksen (dam A – se vedlegg). **Venstre figur:** Snitt med oppstrøms side mot venstre. **Midtre figur:** Oppriss fra vannsiden. **Høyre figur:** 3D-illusrasjon av damseksjon med injesjonsskjerm mot oppstrøms side. Røde streker markerer plassering av piezometere i dam A.

Som det fremgår av figuren ovenfor, bores ofte injesjonshull med to forskjellige formål;

1. Tetting av overgangen mellom betong og bergoverflate, og sprekker i øvre del av berggrunnen
2. Tetting av sprekker til større dyp i berggrunnen.

Selv ved omfattende injesjon oppnås sjelden en 100 % effektiv tetting av alle bergsprekker. Dette skyldes i hovedsak kompleksiteten, inhomogeniteten og uforutsigbarheten til bergsprekker, og mørtelens manglende evne til å trenge inn i de trangeste sprekkene. Detaljer om betydningen av sprekkarakter er beskrevet i kapittel 4.1 "Porøsitet og permeabilitet i berg og bergmasser" og kapittel 4.6 "In-situ målinger».

I tilfeller med dårlig fundament eller løsmasser, kan et tetningsteppe mot oppstrøms side, eventuelt en spuntvegg ned i fundamentet også bidra til å redusere lekkasjer og poretrykk i fundamentet. Prinsipp bak tetningsteppe er vist i etterfølgende figur.



Figur 32 Eksempel på bruk av tetningsteppe . Poretrykket reduseres ved å øke lengden på strømningslinjene .

2.5 Praksis i andre land

2.5.1 Europa

Dette kapitlet er basert på rapporten fra ICOLD European Working Group med tittelen "Uplift Pressures under Concrete Dams - Final Report" fra 2004 (ICOLD, 2004). Rapporten er også beskrevet i kapittel 5.3.2. Gruppen startet opp i 1995 med for å sammenligne regelverk og normal praksis for design, bygging og drift av dammer i hele Europa.

Arbeidsgruppen bak rapporten, «Uplift Pressures under Concrete Dams», inkluderte eksperter fra ulike land. Rapporten inneholder en oppsummering av regelverk og designpraksis fra flere europeiske land, og er oppsummert i tabellen nedenfor.

Forklaring av kolonnene i tabellen:

- **Designpraksis:** Identifiserer om forutsetningene er gitt som regelverk (RR) eller normal designpraksis (NP). Sistnevnte omfatter anbefalinger og retningslinjer, men er ikke absolutte krav.
- **Oppdrift tilsvarende NVEs retningslinjer:** Angir om poretrykkforutsetningene for betonggravitasjonsdammer og lamelldamper er sammenlignbare med kravene i NVE-retningslinjene (NVE, 2005), som beskrevet i kapittel 2.1.

Tabell 4 Oppsummering av forutsetninger for poretrykk i design.

Land	Design praksis ⁷	Oppdrift lik NVE retningslinjer ⁸		Kommentarer Referanse er (ICOLD, 2004) med mindre annet er vist.
		Gravitasjonsdam	Pillar-dam	
Italia	RR	Ja	(Ja)	Gravitasjonsdam: - Tilsvarende forutsetninger for poretrykk som i Norge. - Drenasje og injeksjonsskjerm kan inkluderes i antagelser for poretrykk. Lamelldammer: Antakelse for poretrykk er avhengig av forholdet mellom bredde på plate og bredde på pilar, definert som $\text{Ratio} = \frac{\text{«bredde plate»}}{\text{«bredde pilar»}}$ - Ratio > 2; 100 % drenert nedstrøms plate/hode. - Ratio < 2; Poretrykk som for gravitasjonsdam NB: <u>Kravene gjelder kun for nye dammer</u> . Teoretisk stabilitet for eksisterende dammer er basert på observasjoner av oppførsel og erfaring fra drift.
Spania	RR	(Ja)	-	Uklart.
Portugal	RR	-	-	- Poretrykksforutsetninger er uklare. - Drenasje kan inkluderes i forutsetninger for poretrykk.
Tyskland	RR	Ja	-	Gravitasjonsdammer: - Tilsvarende forutsetninger for poretrykk som i Norge. - Drenasje kan inkluderes i forutsetninger for poretrykk.
Norge	RR	Ja	Ja	
Finland	RR	Ja	-	Gravitasjonsdammer: - Tilsvarende forutsetninger for poretrykk som i Norge. - Informasjon om drenering er uklar.
Stor-britannia	NP	(Ja)	Ja	Gravitasjonsdammer: - Oppstrøms poretrykk = 0,66-1,0 av oppstrøms vannsøyle Lamelldammer: - Referanse (P. Novak, 2007), se kapittel 5.2.1
Frankrike	NP	Ja	-	Gravitasjonsdammer: - Tilsvarende forutsetninger for poretrykk som i Norge. - Drenasje og injeksjonsskjerm kan inkluderes i forutsetninger for poretrykk.

⁷ RR = Regulatory requirement, NP = Normal design practice

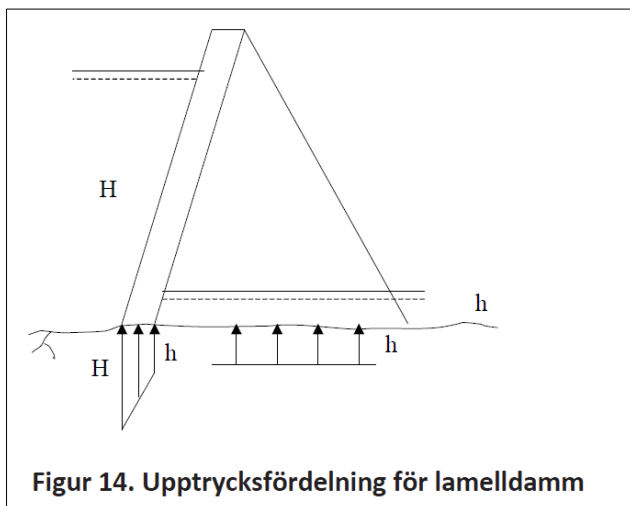
⁸ Assumptions for Pore pressure are given in chapter 2.1

Land	Design praksis ⁷	Oppdrift lik NVE retningslinjer ⁸		Kommentarer Referanse er (ICOLD, 2004) med mindre annet er vist.
		Gravitasjonsdam	Pillar-dam	
Sveits	NP	Ja	-	Gravitasjonsdammer: - Tilsvarende forutsetninger for poretrykk som i Norge. - Drenasje og injeksjonsskjerm kan inkluderes i forutsetninger for poretrykk.
Sverige	NP	Ja	(Ja)	Lamelldammer: - Se forklaring under. - Referanse: (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober)
Østerrike	NP	(Ja)		Gravitasjonsdammer: Det antas typisk triangulær poretrykksfordeling med 85 % av oppstrøms vannsøyle under oppstrøms hæl.
Andre land/referanser:				
USA/FERC	NP	Ja	Ja	Referanser: - Retningslinjer: Hydropower projects, Kapittel 3, Gravity Dams. (FERC, 2016) - Guidelines: Hydropower projects, Chapter 10-2, Buttress Dams. (FERC, 1997) - Ingeniørhåndbok: Gravity Dam design (USACE, 1995)

2.5.2 Sverige – Lamelldammer

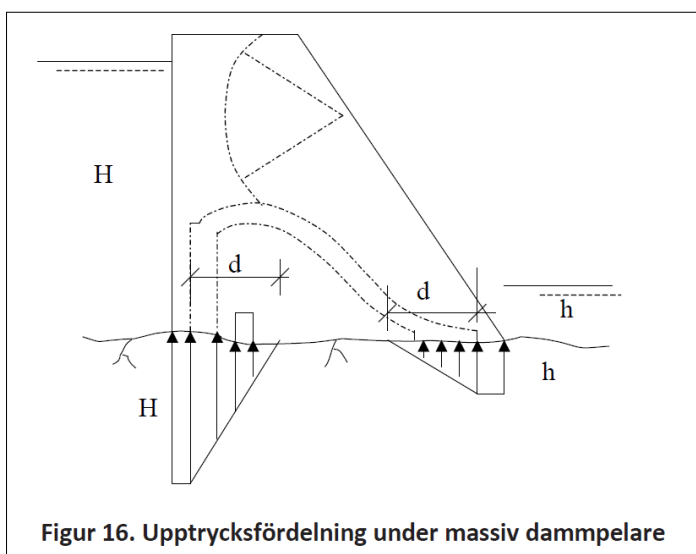
Antagelser for betongdammer i Sverige, er gitt i RIDAS, kapittel 9 Betongdammer (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober), kapittel 9.1.3 «Opptrykk». Krav i RIDAS til poretrykk under gravitasjonsdammer samsvarer generelt med det norske regelverket.

Når det gjelder poretrykk under lamelldammer har RIDAS en bedre beskrivelse av antagelser enn det norske regelverket. I RIDAS er det forutsatt at oppstrøms plate/tetning er fritt drenert på luftsidens. Det kan derfor antas at poretrykket under plata er et linjert avtagende fra oppstrøms til nedstrøms side, som vist i figuren under (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober):



Figur 33 Poretrykksfordeling i henhold til RIDAS (Energi Företagen, RIDAS, 2020)

Hvis pilaren er bredere enn 2 m, antas det at poretrykket er lineært avtagende over en avstand lik bredden på pilaren. Lignende antagelse kan benyttes for lukepilarer, som vist i figuren nedenfor der bredden på pilaren er «d». RIDAS har ingen klar grense for når en pilar skal betraktes som en gravitasjonsdam.



Figur 34 Poretrykksfordeling under en lukepilar som er bredere enn 2 m, der «d» er bredden av pilaren. Tilstøtende overløp er en skallkonstruksjon med en plate og er fritt drenert innvendig.

Vi har fått informasjon RIDAS (Marie Westberg Wilde, AFRY) om at forutsetninger for poretrykk under pilarer i RIDAS er basert på en artikkel i "Dam Engineering" Vol XX, utgave 1. Denne artikkelen viser til målinger på pilarer som er 2,2 m og 6,6 m breder. For den smaleste pilaren var poretrykket under pilaren ubetydelig, mens under den 6,6 m brede pilaren var poretrykket beskrevet som betydelig. Vi har ikke klart å få tak i denne artikkelen og kan derfor ikke verifisere resultatene.

2.5.3 USA (FERC)

Federal Energy Regulatory Commission (FERC) har etablert retningslinjer for dammer, der krav til poretrykks for betongdammer er gitt i følgende publikasjoner:

- Chapter 3 – Gravity Dams (FERC, 2016)
- Chapter X – Other dams. Kapittel 10-2 omhandler lamelldammer (FERC, 1997)

FERC, er et uavhengig organ som regulerer vannkraftprosjekter i hele USA. FERC jobber også med rammeverk for naturgass, olje og elektrisitet.

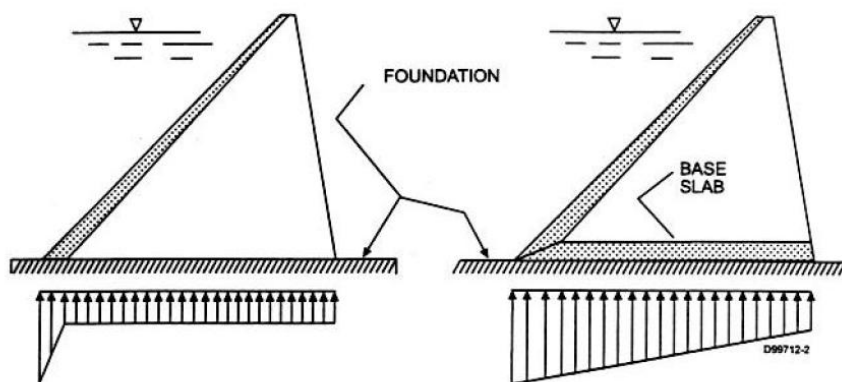
Lamelldammer (Chapter 10)

Forutsetninger for poretrykk under lamelldammer er gitt i kapittel 10-2.3.2 og 10-2.3.3, der følgende er beskrevet:

Poretrykket kan antas å variere linjert under oppstrøms betongtetning, fra vanntrykk på vannsiden til bakvann på luftsiden. Oppdrift under pilaren kan antas å tilsvare vanntrykk fra bakvannet.

Ved vurdering av bruddplan i fundamentet, bør poretrykket behandles på samme måte som for gravitasjonsdammer i betong. Hvis det er grunne, subhorisontale sprekkeplan i fundamentet, bør poretrykket beregnes i samsvar med analyser for oppsprukket fundamenttype.

Hvis lamelldammen er fundamentert på en kontinuerlig betongplate, bør poretrykket i grensesnittet mellom betong og fjell behandles som omtalt for gravitasjonsdammer i betong. Dette er illustrert på høyre figur nedenfor.



Figur 35. Poretrykks under lamelldammer, figur 10-2.9 (FERC, 1997). Figuren til høyre gjelder hvis pilarene er fundamentert på en kontinuerlig betongplate støpt mot fjell.

Gravitasjonsdammer med drenasje (Chapter 3)

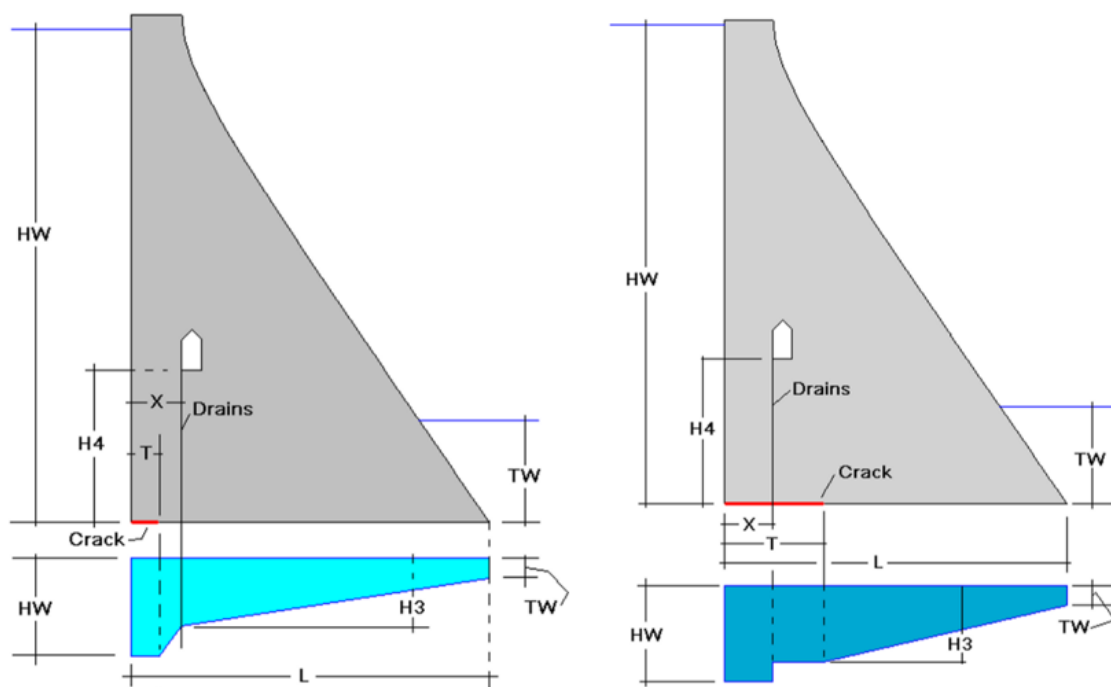
Poretrykk i betong/berg-grensesnittet for dammer med et drencsystem som er åpent og fungerer, bør antas å variere lineært fra fullt oppstrøms vanntrykk, til et redusert poretrykk ved der dreneringen er virksom («X» i figuren nedenfor), og deretter til bakvann ved nedstrøms tåen. Antatt poretrykk ved drensplanet er avhengig av drenseffekten, E, der drensfaktoren kan uttrykkes som følger:

- **T<X:** $H3 = K (HW - TW) + TW$
- **T>X:** $H3 = K (HW - H4) + H4$
- Dreneringsfaktor: $K = 1 - E$, hvor E er drenseffekt

Figuren nedenfor viser definisjoner av X, H4, H3, HW og TW.

Drenseffekten må verifiseres med instrumentering og en effektiv vedlikeholdsplan må være etablert. Det antas at galleriet er fritt drenert.

Dameieren er ansvarlig for å vurdere om de spesifikke forholdene ved hver enkelt dam, for å vurdere hvor effektiv drenasjen er for å fastsette drenseffekten, E.



Figur 36 Antatt poretrykk ved betong gravitasjonsdam med drenasje: Åpen sprekk oppstrøms drenasjen (figur til venstre) og nedstrøms drencplanet, X (figur til høyre) (FERC, 2016).

3 INSTRUMENTERING OG OVERVÅKNING

3.1 Overvåkningens formål

Dette kapitlet er i hovedsak basert på (NVE/NGI, 2024), kapittel 2.1. Formålet med instrumentering og overvåking av dammer kan grovt sett deles inn i tre kategorier (NGI, 1994):

- For å overvåke dammens tilstand og oppførsel av sikkerhetsmessige årsaker.
- For å verifisere at dammens oppførsel stemmer overens med antagelsene som ble gjort under designen.
- For å forbedre den generelle forståelsen av dammens oppførsel.

Overvåkingsprogrammet må planlegges nøye og gjennomføres i henhold til definerte mål. Den grunnleggende filosofien er at hvert måleinstrument i en dam skal ha et bestemt formål. Hvis det ikke har et bestemt formål, bør instrumentering ikke installeres.

De fleste retningslinjer for instrumentering og overvåking av dammer understreker at instrumentering og innsamling av måledata alene ikke forbedrer damsikkerheten. The Federal Energy Regulatory Commission (FERC, 2016), som regulerer et stort antall dammer i USA, påpeker i sine retningslinjer for instrumentering og overvåking at måleinstrumenter må velges, plasseres og installeres med omhu. Data må samles inn på gjennomtenkt vis og behandles grundig med analyser og visualisering, og dette må gjennomføres kort tid etter målingen er utført.

Et dårlig planlagt overvåkingsprogram eller dårlig utført instrumentering vil gi store mengder unødvendige data som vil være ressurskrevende å følge opp for dameieren. Dette kan medføre feil fortolkning av dammens oppførsel og kan verste fall være en sikkerhetsrisiko ettersom unormal oppførsel kan oversees.

3.2 Krav fra NVE

Generelt har overvåkingen av norske dammer vært lite omfattende, og er ofte begrenset til vannstandsovervåking. Dette kan delvis forklares med at norske dammer har hatt fokus på en god konstruksjonsmessig sikkerhet, slik at overvåking ikke har vært nødvendig. I tillegg er det i hovedsak godt fjell i Norge, pga. istiden som har fjernet det meste av forvitret stein og løst materiale. Grunnforholdene er derfor ikke nødvendigvis sammenlignbare med geologien i mange andre deler av verden.

I henhold til Damsikkerhetsforskriften (Energidepartementet, 2009), § 7-2, gjelder følgende krav for instrumentering av dammer:

Tabell 5 Sammendrag av tabell 7-2.2 fra Damsikkerhetsforskriften (Energidepartementet, 2009), sortert etter grunnforhold.

Damtype	Grunnforhold	Damklasse	Vann-stand	Lekkasje	Deformasjon	Pore-trykk
Fyllingsdammer	Godt fjell	2, 3, 4	x	x	x	
Betong- eller murdammer	Godt fjell	3, 4	x	x	x	
		2	x	x		
Alle	Løsmasser eller dårlig berg	2, 3, 4	-	-	-	x

Tabellen viser at poretrykksmålinger er begrenset til dammer fundamentert på løsmasser eller berg av dårlig kvalitet.

3.3 Erfaring fra poretrykksmåling

Denne rapporten inkluderer vurdering fem platedammer med totalt 87 piezometre installert i fundamentet (se vedlegg). Ved fire av dammene er piezometrene plassert på en fast dybde på ca. 1 m ned i berg. Dette gjelder omtrent 70 av sensorene.

Alle de fem dammen ligger på berggrunn av god kvalitet. Plasseringen av piezometre er ikke basert på en evaluering av berggrunnen. Oppsummering av noen nøkkelopplysninger er vist denne tabellen:

Tabell 6 Nøkkelinformasjon fra dammene (totalt 87 sensorer).

Dam	Dam-høyde	Grunnforhold	Injeksjons-skjerm	Total lekkasje	Antall piezometere
A	21 m	Nokså gode til gode/veldig gode	Ja	Ingen synlig lekkasje	16
B	19 m	Nokså gode til gode	Nei	<0,2 l/s	24
C1 og C2	12 m	Gode til veldig gode	Nei	< 0,1 l/s	28
D	14 m	Veldig gode	Nei	Ingen synlig lekkasje	19

Det henvises for øvrig til vedlegget, når det gjelder evaluering av poretrykksmålingen ved de ulike dammene.

3.3.1 *Installasjon av piezometere*

I evalueringen av målingen vist i kapittel 6, har vi observert at det er mange muligheter for feilinstallasjon som kan føre til at måleren ikke fungerer optimalt. Det er viktig at sensorene er riktig installert og her er noen anbefalinger for installasjon:

- Filteret bør være mettet før installasjon. Dette betyr at spissen av sensoren skal skrus av og sensoren fylles med vann.
- I tørre hull skal sensoren installeres opp ned.
- Borehull skal fylles med vann når hullet er tettet.
- Det er ingen spesifikke krav til boremetoden. Både kjerneboring og slagboring kan brukes.
- Diameteren på borehullet er ikke kritisk, men den bør være litt større enn selve sensoren for å forhindre klemming og for å tillate gjenfylling med sand/grus rundt sensoren.
- Signaler fra sensoren bør kontrolleres både før og etter installasjon for å sikre at sensoren fungerer som den skal.

3.3.2 *Feilkilder*

Det er mange ulike faser og personer som er involverte på veien til å oppnå gode måledata og analyser av målingene. Det er stort potensialet for misforståelser i prosessen, som inkluderer valg av sensorer, bestilling, oppsett, installasjon, avlesning, tolkning av data, osv.

Riktig installasjon avhenger av en god installasjonsanvisning. Dette kan løses ved å få leverandøren eller en annen dedikert person til å følge sensoren fra levering til installasjon og nedlasting av måledata med analyser.

Levetiden til sensorene er vanskelig å forutsi. Generelt kan en sensor av god kvalitet som er riktig installert og fungerer godt det første året, ha en levetid på mellom 10 og 40 år.

Noen mulige feilkilder som er identifisert i dette prosjektet er:

- Skade på sensoren og/eller kabelen under transport og installasjon. Dette kan forhindres ved å teste sensoren før og etter installasjon.
- Feil ved installasjon.
- Feil valg av sensortype.
- Skader på grunn av for høyt trykk.
- Feil oppsett for å samle inn og presentere data.
- Feil i lesing, evaluering og forståelse av måledataene.
- Funksjonsfeil på sensoren
- Begrenset levetid for sensoren.

4 INGENIØRGEOLOGI OG BERGMEKANIKK

Hovedfokus i dette kapitlet er lagt på ingeniørgeologiske og bergmekaniske forhold som er viktige for å karakterisere vannstrømning og poretrykkoppbygging i fundamentet til betongdammer. I praksis styres strømning og trykkoppbygging hovedsakelig av diskontinuiteter (sprekker og slepper), og hovedvekt er derfor lagt på faktorer knyttet til disse. Forhold knyttet til intakt berg omtales i mindre grad.

4.1 Porøsitet og permeabilitet i berg og bergmasser

Den effektive porøsiteten til de fleste bergarter er ganske lav og kommunikasjonen mellom enkeltporer dårlig. Dette gjelder særlig for harde bergarter som i Norge, hvor porøsiteten i de aller fleste tilfeller er < 1 %, som vist i tabellen nedenfor. Unntaksvis, for permisk sandstein i Sørøst-Norge (Brummundal-området), er det målt porøsitet på mer enn 15 %, og i sandstein fra Nordsjøen porøsitet på mer enn 30 %. For de aller fleste skandinaviske områder er bergartenes porøsitet imidlertid svært lav (<1 %).

Table 4-1. Effektiv porøsitet av noen vanlige norske bergarter testet ved NTNU (Nilsen, 2016)

Bergart	Effektiv porøsitet
Basalt (Permisk)	0,11%
Monzonitt (Larvikitt)	0,61%
Dioritt (Trondhemitt)	0,84%
Gneis	0,75%
Kvartsitt	1,09%
Marmor	0,48%
Kalkstein	0,58%
Sandstein	0,22%

Hydraulisk konduktivitet (k), også kalt til permeabilitetskoeffisienten, er den mest brukte parameteren for å karakterisere vannstrømmen, og k (i m/s) inngår også i Darcys ligning:

$$v = Q / A = k \times i$$

hvor: v = strømningshastighet (m/s)
 Q = strømningsrate (m³/s)
 A = strømningsareal (m²)
 i = hydraulisk gradient

Typiske, harde skandinaviske bergarter har svært lav porøsitet og dårlig forbindelse mellom porene. Bidraget fra porøsitet til den hydrauliske konduktiviteten vil derfor være tilnærmet lik null, og den hydrauliske konduktiviteten til in-situ bergmasse være bestemt av graden av oppsprekning og egenskapene til sprekker og andre diskontinuiteter.

Hydraulisk konduktivitet avhenger av bergmassens egenskaper så vel som væskens. Vanligvis

refereres det til vann som væske.

Den spesifikke permeabiliteten K (i m^2 , ofte referert til som permeabilitet) avhenger kun av bergmassens egenskaper (og ikke væskens). Forholdet mellom k og K er definert som:

$$K = k \times (\mu / (\rho \times g)) = k \times$$

hvor: μ = væskens dynamiske viskositet = $1.3 \text{ mPa} \times \text{s}$ (millipascalsekund) for vann ved $+10^\circ\text{C}$

ν = væskens kinematiske viskositet ($= 1.3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ for vann ved $+10^\circ\text{C}$)

ρ = væskens massetetthet [kg/m^3]

g = tyngdeakselerasjonen ($= 9.81 \text{ m}/\text{s}^2$)

Sprekkåpningen har stor innflytelse på strømningshastigheten. For et system med parallelle, glatte sprekker gjelder iht. Louis (1969) følgende forhold mellom hydraulisk konduktivitet og sprekkparametere:

$$k = (g \times e^3) / (12 \nu \times s)$$

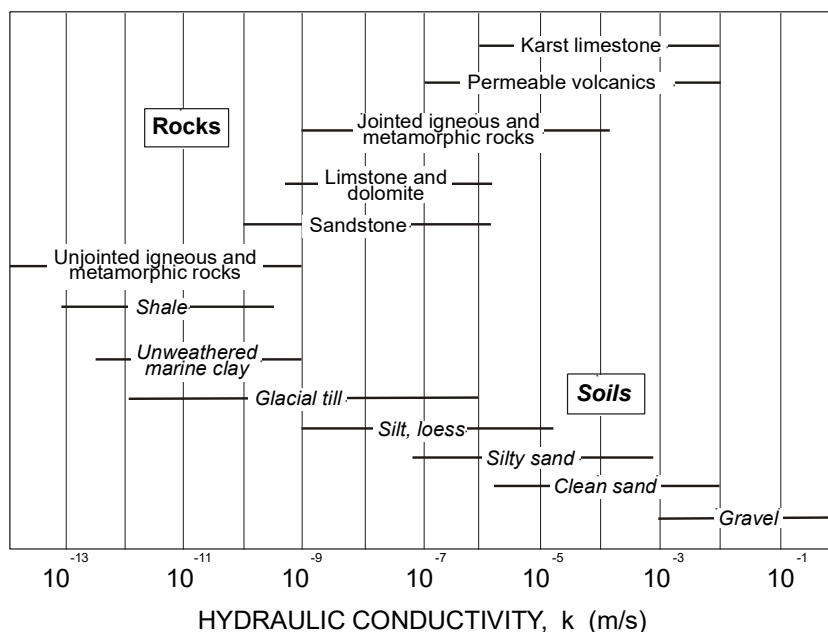
hvor: e = sprekkåpning (m)

s = sprekkavstand (m)

ν = kinematisk viskositet (m^3/s)

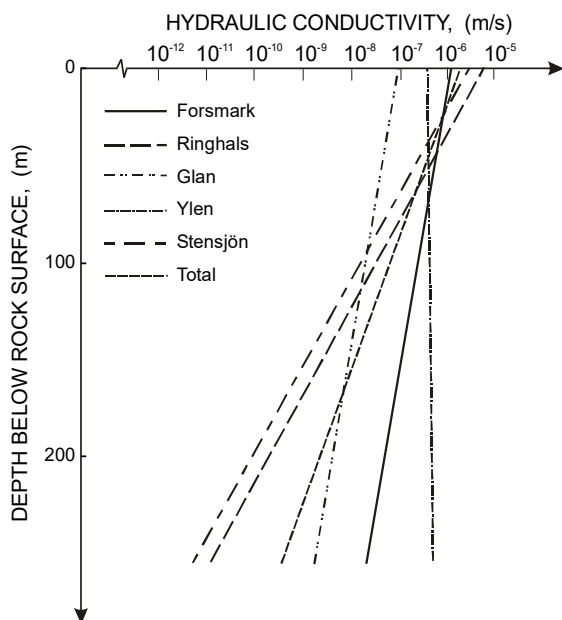
Ved en dobling av sprekkåpningen økes den hydrauliske konduktiviteten iht. ligningen ovenfor med en faktor på åtte. Louis- og Darcy-ligningene er imidlertid begge basert på idealiserte laminære strømningsforhold, og Louis-ligningen forutsetter også en sprekkgeometri basert på enkel parallellplatemodell. Siden bergsprekker er ru og i mange tilfeller også belagt eller delvis gjenfylt med mineraler, følger vannstrømningen ofte uregelmessige, smale kanaler/rør, og Louis- og Darcy-ligningene har derfor begrenset verdi. Begge er imidlertid viktige for å forstå de grunnleggende prinsippene for strømning i bergsprekker.

Etterfølgende figur viser en oversikt over typiske k -verdier for berg- og jordarter. Den hydrauliske konduktiviteten til in-situ bergmasse styres av omfanget av sprekker og deres karakter, som begge kan variere mye. Som vist på figuren kan oppsprukne magmatiske og metamorfe bergarter ha hydraulisk konduktivitet av samme størrelsesorden sand, mens bergarter uten oppsprekking kan ha en konduktivitet som er lavere enn for marin leire.



Figur 37 Karakteristisk permeabilitet av bergarter sammenlignet med permeabiliteten til løsmasser (Freeze & Cherry, 1979)

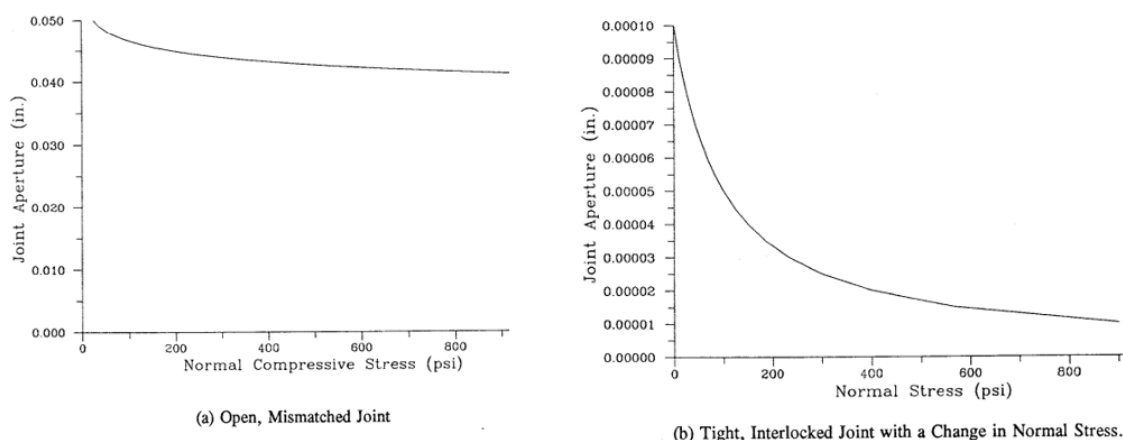
På grunn av kompleks geologisk forhistorie og det forhold at de fleste bergmasser in-situ har en eller flere dominerende sprekkereetninger (sprekkesett), er det vanlig at bergarter er inhomogene og anisotrope mht. hydraulisk konduktivitet. Som resultat av økende bergspenning reduseres vanligvis sprekkåpningen med dybden, og derfor også konduktiviteten, som illustrert figuren nedenfor. Innhold av sleppemateriale/sprekkefylling kan også i betydelig grad redusere den hydrauliske konduktiviteten.



Figur 38 Hydraulisk konduktivitet som funksjon av dybde under bakken for undersøkelser funnet ved in-situ målinger i svenske, prekambriske bergarter (Carlsson & Olsson, 1977)

Det bør her bemerkes at små sprekkåpninger deformeres mer i forhold til den opprinnelige størrelsen enn store sprekkåpninger. Dette betyr som indikert i etterfølgende figur at

tilleggsbelastning vil redusere permeabiliteten relativt sett mer i berggrunn med små sprekkeåpninger enn i berggrunn med større sprekkeåpninger (EPRI, 1992).

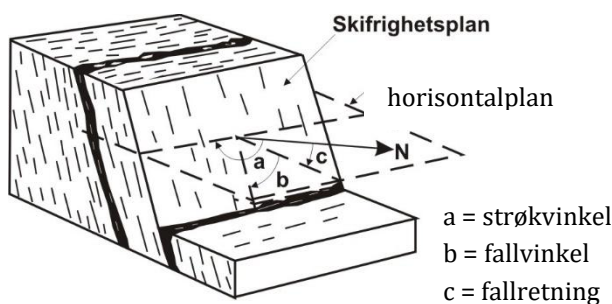


Figur 39 Sprekkeåpning som funksjon av normalspenning for stor sprekkeåpning (a) og for liten sprekkeåpning (b) (EPRI, 1992)

4.2 Viktige sprekkeparametre

Som diskutert ovenfor vil vannføring og trykkoppbygging i bergmassen i praksis styres av diskontinuiteter. Flere faktorer kan ha betydning i denne sammenhengen, men i de fleste tilfeller vil disse være de viktigste:

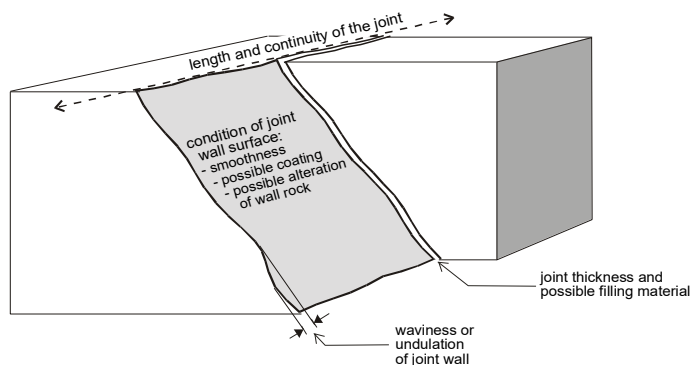
- **Orientering**
Flattliggende sprekker kan forårsake direkte oppløft (hydraulisk jekking) og økning av vannføringen, og derfor er spesielt ugunstige for fundamentet under en betongdam. For damvederlag kan steile sprekker ha lignende effekt. Orienteringen av sprekker angis normalt i form av strøk-/fallvinkel eller fall/ fallretning, se figuren nedenfor.



Figur 40 Termer relatert til orientering av sprekker i berg

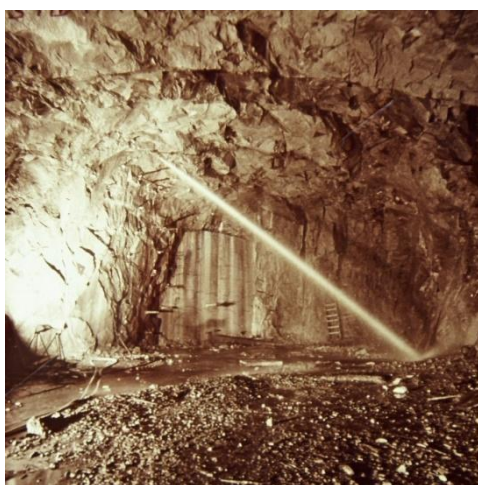
- **Sprekkeavstand**
Sprekkeavstanden angis vanligvis som gjennomsnittlig avstand mellom sprekker i hvert enkelt sprekkesett (f.eks. 0,2 m for foliasjonssprekker, 0,7 m for vertikale sprekker). For borkjerner er sprekkeavstand normalt oppgitt som RQD-tall («Rock Quality Designation», relativ andel av borekjernebiter med lengde > 10 cm).
- **Lengde/kontinuitet**

Dette er en viktig parameter mht. vannstrømning, selv om vannføringen også kan følge en trinnvis bane sammensatt av kortere sprekker. Svært gjennomsettende/kontinuerlige sprekker kan ha lengde > 20 m og har vanligvis større permeabilitet enn mindre gjennomsettende sprekker. Se Figur 41.



Figur 41 Lengde, kontinuitet og andre faktorer av interesse for sprekkekartlegging (Nilsen & Palmstrøm, 2000)

- **Åpning/tykkelse**
Sprekkåpning påvirker permeabiliteten direkte (som indikert ovenfor gjennom Louis' ligning). Mindre sprekker kan ha åpning < 0,1 mm og markerte sprekker åpning > 10 mm (Bieniawski, 1984).
- **Sprekkefylling, belegg**
Et tynt mineralbelegg på sprekkveggen vil normalt ha liten effekt på permeabiliteten, bortsett fra i tilfeller med kalsitt som noen ganger kan bli betydelig oppløst over tid og gi kanaldannelse (karst). Det forekommer imidlertid også at leirfyllinger med tykkelse flere millimeter og i noen tilfeller flere centimeter vaskes ut, og etterlater åpne rør eller kanaler med vannstrømning, mens resten av sprekken fortsatt er tett. Som resultat av slike forhold kan vannstrømningen bli begrenset til mindre deler av en sprekke, mens resten er tørr, som illustrert i Figur 42 – til høyre.



Figur 42 **T.v.:** Konsentrert vannstrøm fra sprekke med rør-/kanaldannelse i taket/vederlaget av dyp tunnel ved Kvilldal kraftverk (fra NTNU-lysbildearkiv) **T.h.:** Vannlekkasje fra svært gjennomsettende sprekke langs bergskjæring.

- **Ruhet**
Ruhet lang sprekkeflaten, spesielt i form av bølging ("Waviness") kan øke permeabiliteten betydelig sammenlignet med den permeabiliteten en vil ha for en plan sprekkeflate pga. at strømningskanaler/rør lettere kan dannes langs ru sprekkeflater enn langs plane.
- **Bergspenning**
Høye bergspenninger kan presse sammen bergsprekker, og derved redusere permeabiliteten som illustrert i figur 38. Store gravitasjonsdammer og betongbuedammer har derfor den gunstige effekten at de øker normalspenningen på sprekkeflaten og dermed redusere permeabiliteten. For mindre dammer, som de fleste norske platedammer, vil denne effekten ha liten betydning. Som tidligere diskutert kan overflateparallele sprekker forårsaket av høy tangentiell spenning og lav normalspenning i bunnen av en dal (såkalte eksfoliasjonssprekker), være spesielt åpne.

For diskontinuiteter i større skala, som svakhetssoner og forkastninger, vil de viktigste faktorene mht. oppsprekning være tilsvarende som beskrevet for sprekker ovenfor. De mulige konsekvensene av svakhetssoner er imidlertid betydelig mer alvorlige enn for mindre sprekker. Som konsekvens av uheldige hendelser på flere prosjekter har det derfor blitt erkjent at en damlokalitet med fare for å støte på en forkastning eller svakhetssone aldri bør velges. Svikt i fundamentet til Malpasset-dammen i 1959 (se Figur 43) er et tragisk eksempel på katastrofale konsekvenser av å undervurdere potensielle konsekvenser av forkastninger. Det illustrerer også at kryssende svakhetssoner kan forårsake utglidning i vederlaget (i Malpasset-tilfellet utglidning i form av en bergkile), med vanntrykk forårsaket av langvarig kraftig nedbør og høy vannstand som utløsende faktor. Dammen gikk til brudd under første fylling, Se også case-beskrivelsen i kapittel 5.



Figur 43 Brudd i venstre vederlag av Malpassetdammen som følge av en ugunstig orientert forkastning med fall 45–50° oppstrøms og foliasjonssprekker med fall 40° mot vest (plottet i stereografisk projeksjon, øvre halvkule). Venstre bilde fra (Duffault, 2012), skissen til høyre fra (Goodman, 1993).

4.3 Ingeniørgeologisk kartlegging

De ingeniørgeologiske forholdene og tilgjengeligheten til damlokaliteter kan variere betydelig fra prosjekt til prosjekt, og det finnes derfor ingen standard prosedyre for kartlegging. Diskontinuiteter som sprekker og forkastninger (som bør unngås så langt det er mulig) er imidlertid alltid de viktigste faktorene for å vurdere risiko for vannlekkasje og mulige utfordringer for fundamentstabiliteten, og bør derfor være i fokus. Noen diskontinuiteter, som omtalt i kapittel 42.2, er viktigere med tanke på risiko for vannlekkasje og stabilitet enn andre, ved oppstart av kartleggingen bør det derfor alltid først vurderes hvilke diskontinuiteter som er viktigst og ha størst fokus på disse.

I mange tilfeller vil bunnen av elvedalen være dekket av løsmasser, som vist i eksemplet i Figur 44, og i slike tilfeller må tolkninger baseres på tilgjengelige data fra geologisk kartlegging av vederlag og områdene rundt.

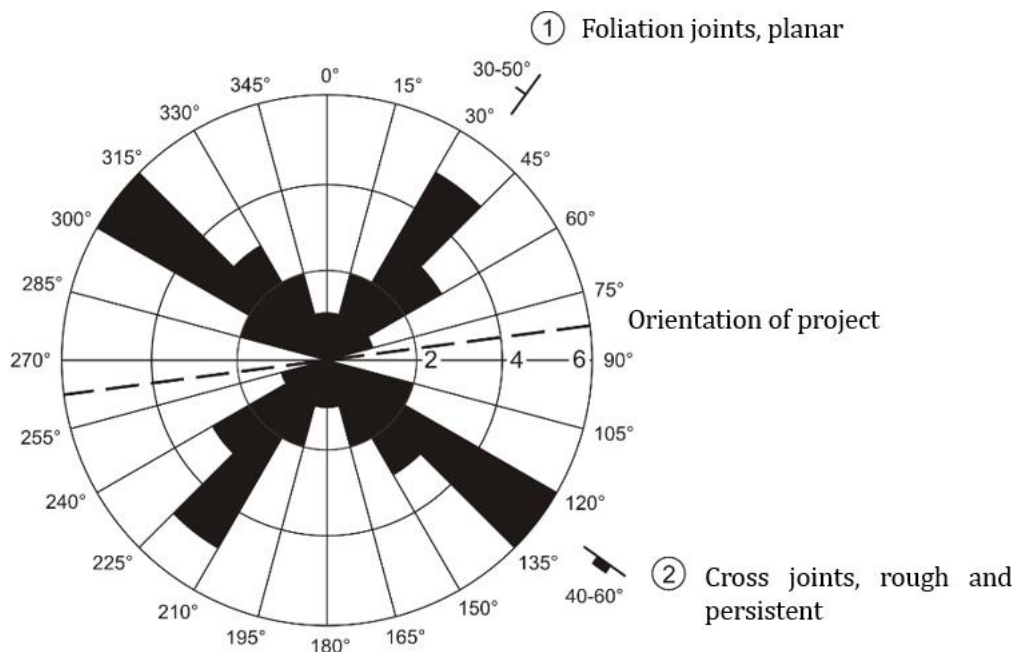


Figur 44 Eksempel som viser sprekkesystemer med ulik orientering og utstrekning i damvederlag.

Kartlegging av bergartsfordeling og bergartenes mekaniske egenskaper inngår tidlig i enhver ingeniørgeologisk undersøkelse. I Norge er de fleste bergarter sterke, og har vanligvis ingen eller svært liten overflateforvitring. For damlokaliteter er bergartsstyrke først og fremst av interesse for tilfeller hvor glidning langs diskontinuiteter (som i figur 43) eller langs kontakten mellom betong og berg kan gi problemer. I slike tilfeller kreves data for bergstyrke for å estimere skjærstyrken til det potensielle glideplanet. Det er også behov for informasjon om mekaniske egenskaper til intakt bergart ifm. eventuelle beregninger og analyser, f.eks. numeriske analyse av fundament-stabilitet.

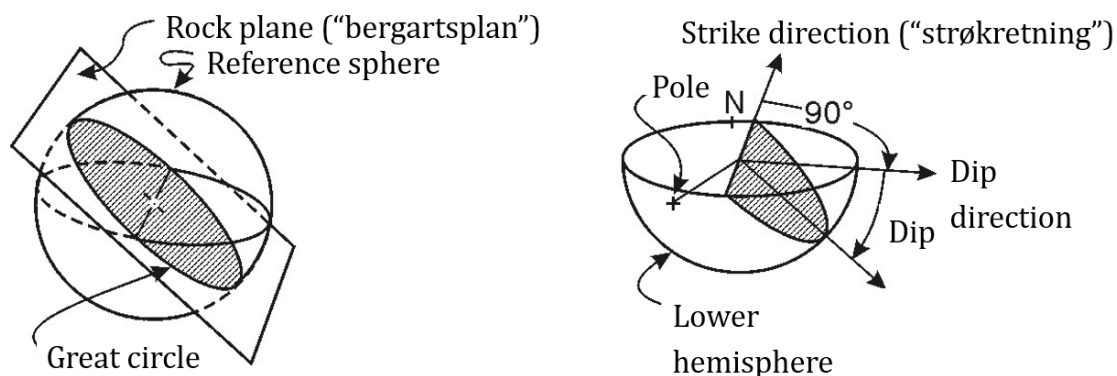
Noen bergarter, i Norge i hovedsak kalkstein og kalkmarmor, er oppløselige og kan inneholde karst-tunneler og kanaler med høyt potensiale for lekkasjer, og bør så langt det er mulig unngås ved plassering av dammer.

Orienteringen av sprekker (strøk- og fallvinkel) måles ved hjelp av et geologkompass, og dataene presenteres vanligvis i form av sprekkerose eller som stereografisk projeksjon. Et eksempel på en enkel sprekkerose er vist i Figur 45. Antall sprekker innenfor hvert valgt strøkindintervall er representert ved lengden på bladet i sprekkerosen (med 6 som maksimalt antall i Figur 45, tilsvarende periferisirkelen i rosen). Fordelen med sprekkerose er at den er lett å forstå intuitivt.



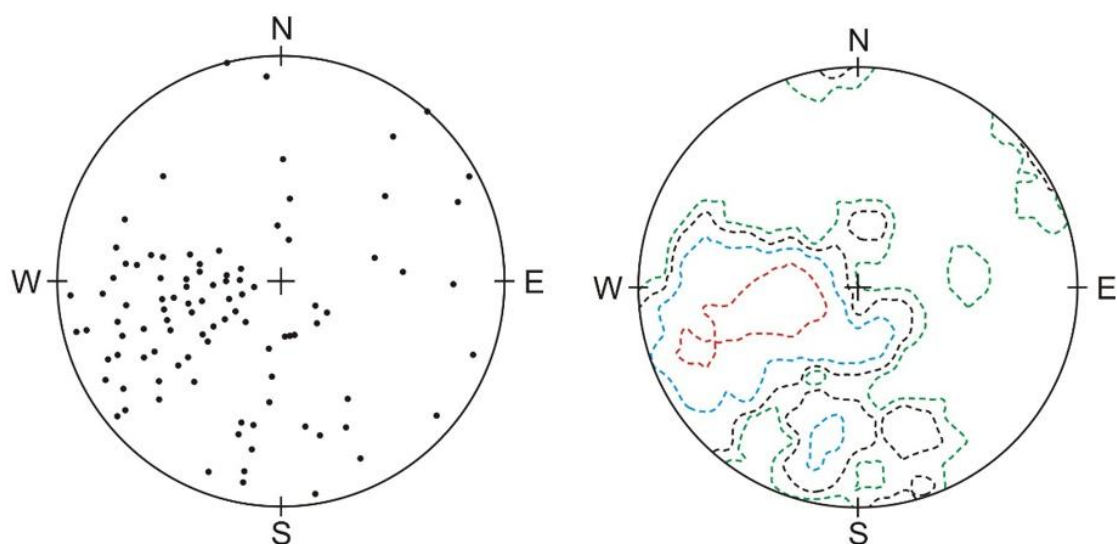
Figur 45 Sprekkeorientering presentert i form av enkel sprekkerose

Sprekkedata presentert i stereografisk projeksjon er vanskeligere å forstå intuitivt, men gir mer detaljert informasjon enn sprekkerosen. Metoden er basert på det sfæriske projeksjonsprinsippet, som gir en tredimensjonal fremstilling av sprekkeorienteringer. Som illustrert i Figur 46 tenkes det respektive sprekkeplanet plassert med sitt fall og fallretning gjennom sentrum av sferen/kulen. Skjæringslinja mellom planet og sfæren omtales som storsirkelen. I ingeniørgeologisk praksis i dag brukes bare den nedre halvkulen (i motsetning til det som er gjort for Malpasset i figur 41). Planets pol er definert som skjæringspunktet mellom kulen og normalen til sprekkeplanet fra midten av "ekvatorplanet", se Figur 46.



Figur 46 Definisjon av storsirkel og pol i stereografisk projeksjon

Et eksempel på presentasjon av sprekkeedata i stereografisk projeksjon er vist i Figur 47. Hvert punkt i den venstre figuren representerer en pol, og dermed strøk og fall for en bestemt sprekke. Retningen fra en pol mot midten av stereonetttet representerer fallretningen (= strøketning $\pm 90^\circ$), mens avstanden fra sentrum angir fallvinkelen (fallvinkel = 90° for poler i periferisirkelen og 0° for poler i midten), dvs. brattere sprekke desto lenger bort fra sentrum. Høyre del av Figur 47 er en konturert utgave av polplottet, som viser den prosentvise fordelingen av poler/sprekker innenfor en sirkel med areal 1/100 av periferisirkelen til stereonetttet.



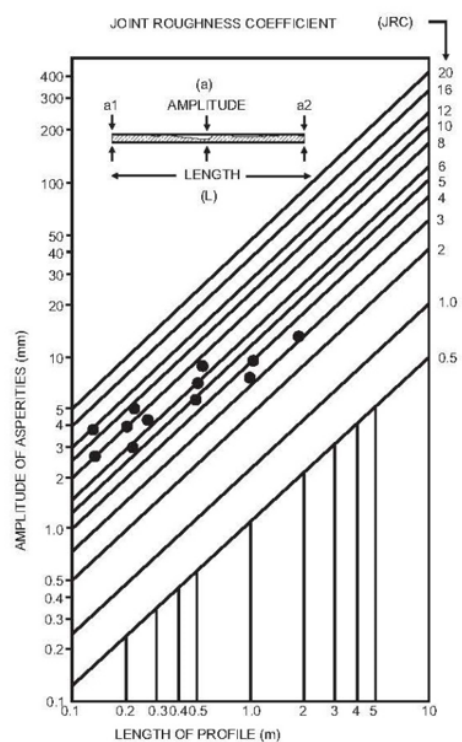
Figur 47 Sprekkepoler (til venstre) plottet i polar projeksjon (Schmidt-nett, nedre halvkule), og konturert plott (til høyre) med konturintervaller som representerer 1, 2, 4 og 8 % (rød) poltetthet

Det er viktig å være klar over at metodene for presentasjon av sprekkeedata beskrevet ovenfor kun vil gi realistiske resultater når feltnålingene er gjort på en slik måte at de gir et realistisk bilde av forholdene in-situ. Høy kvalitet på in-situ-kartleggingen er derfor avgjørende.

Graden eller omfanget av oppsprekking er oftest gitt som gjennomsnittlig avstand mellom sprekker innenfor ett bestemt sprekkesett. Sprekkesett betyr sett av sprekker med tilnærmet samme strøk og fall, for eksempel som i sprekkerosen i Figur 45 som har to distinkte sprekkesett; foliasjonssprekker og tverrsprekker. Som alternativ til "gjennomsnittlig sprekkeavstand" kan omfanget av oppsprekking også angis som et variasjonsområde (f.eks. "sprekkeavstand 0,5 – 1,0 m") for hvert sprekkesett, volumetrisk sprekketall (antall sprekker per m^3), osv.

Sprekkeruhet oppgis oftest som sprekkeruhetskoeffisient (Joint Roughness Coefficient - JRC) se **Feil! Bokmerke er ikke definert.** JRC kan estimeres empirisk ved å sammenligne med standardprofiler som vist til venstre på Figur 48, eller basert på bruk av linjal og måling av maksimal dybde av uregelmessigheter/groper som vist til høyre. JRC og JCS er nøkkelparametere for estimering av friksjonsvinkel for bergsprekker basert på Barton-Bandis empiriske kriterium.

Relationship between J_r and JRC_n Subscripts refer to block size (cm)		J_r	JRC_{20}	JRC_{100}
I	rough	4	20	11
	smooth			
	slickensided			
Stepped				
IV	rough	3	14	9
V	smooth	2	11	8
VI	slickensided	1.5	7	6
Undulating				
VII	rough	1.5	2.5	2.3
VIII	smooth	1.0	1.5	0.9
IX	slickensided	0.5	0.5	0.6
Planar				



Figur 48 Bestemmelse av JRC basert på: (t.v.) empirisk diagram for sprekkelengder 20 og 100 cm (modifisert fra (Barton, 1988) eller alternativt (t.h.) diagram basert på måling av ruhetsamplitude (basert på Bandis, Lumsden & Barton, 1981).

Belegg av glatte mineraler som glimmer, kloritt, talk og leirmineraler på sprekkeoverflaten kan redusere friksjonen betydelig. Tykkere belegg av mineraler som f.eks. kloritt og leirmineraler, vil kunne ha en forseglende effekt og dermed redusere permeabiliteten.

Alle faktorene beskrevet ovenfor har innvirkning på permeabilitet og friksjon i sprekker og bør inkluderes i ingeniørgeologiske undersøkelser. Deres relative betydning kan imidlertid variere betydelig.

4.4 Bergmasseklassifisering

Det finnes flere systemer for klassifisering av bergmassekvalitet. Det klassifikasjonssystemet som generelt benyttes mest i Norge og mange andre land er Q-systemet (NGI, 2015). Dette er imidlertid først og fremst rettet mot klassifisering for estimering av sikringsbehov for undgrunnsanlegg (tunneler, bergrom, osv.), og er lite anvendelig for damfundamenter.

Et alternativt, vanlig benyttet klassifiseringssystem er RMR-systemet, Rock Mass Rating (Bieniawski, Z., R., 1989), som er basert på mange av de samme parameterne som Q-systemet. Dette er vanlig benyttet ikke bare for tunneler, men også for skråninger og fundamenter, se Tabell 8.

Tabell 8 Diagram for klassifisering i henhold til RMR-systemet (Bieniawski, Z., R., 1989)

PARAMETER			Range of values // RATINGS						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compressive strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	RATING		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 – 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
	RATING		20	17	13	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	RATING		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
		Rating	6	5	3	1	0		
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling			
			-	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
		RATING	15	10	7	4	0		

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. Rating adjustment for discontinuity orientations

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. Rock mass classes determined from total ratings

Rating	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

D. Meaning of rock mass classes

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 – 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 – 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

RMR-systemet inkluderer inngangsparametere som er relevante for damfundamenter og som mangler i Q-systemet. For klassifisering av bergmassekvalitet ved damlokaliteter anbefales derfor RMR benyttet. Utdypende forklaring og kommentarer til de ulike parameterne og bruken av RMR er gitt i Kapittel 6 «Vurdering av poretrykksmålninger i 5 dammer».

Som en del av en ingeniørgeologisk damstedsundersøkelse bør også GSI (Geological Strength Index) estimeres, siden denne er inngangsparameter for beregning av bergmassestyrke i numeriske modeller. Estimering av GSI bør gjøres på stedet, basert på diagram som vist i Figur 49.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that $GSI = 35$. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE  INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities  BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets  VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets  BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity  DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces  LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES 90 80 70 60 50 40 30 20 10 N/A N/A				
		DECREASING SURFACE QUALITY →				

Figur 49 Diagram for estimering av GSI (Hoek & Brown 2019)

RMR-systemet har blitt brukt til estimering av bergmassekvalitet for mange damprosjekter rundt om i verden. De viktigste forskjellene, og fordelene ved vurdering av damfundamenter sammenlignet med Q-systemet, er at RMR inkluderer flere relevante parametere, som bergstyrke, lengde/utholdenhet og sprekketykkelse/åpning, samt justeringsfaktor for sprekkeretning. At ikke bergspenning er inkludert kan sies å være en mangel ved RMR-metoden, men en kanskje enda større mangel er den unøyaktige måten vanntrykk inkluderes på. Et nytt klassifiseringssystem, DMR (Dam Mass rating (Romana, 2003) (Romana, 2011). DMR er avledet fra RMR, og inkluderer i tillegg til "basic dry" RMR, en ny justeringsfaktor for damstabilitet og en korreksjonsfaktor for retning av damakse og sprekker.

Selv om DMR ble publisert for mer enn 20 år siden, er det i litteraturen funnet få eksempler på praktisk bruk av metoden. Beni Haroun-demningen i Algerie (120 m høy RCC-gravitasjonsdam, beskrevet av (Kebab, et al., 2020), og Khorram-Roud-dammen i Iran (Shafiel, et al., 2007) er blant de få relevante eksemplene som er oppsporet ifm. dette DSHP-prosjektet.



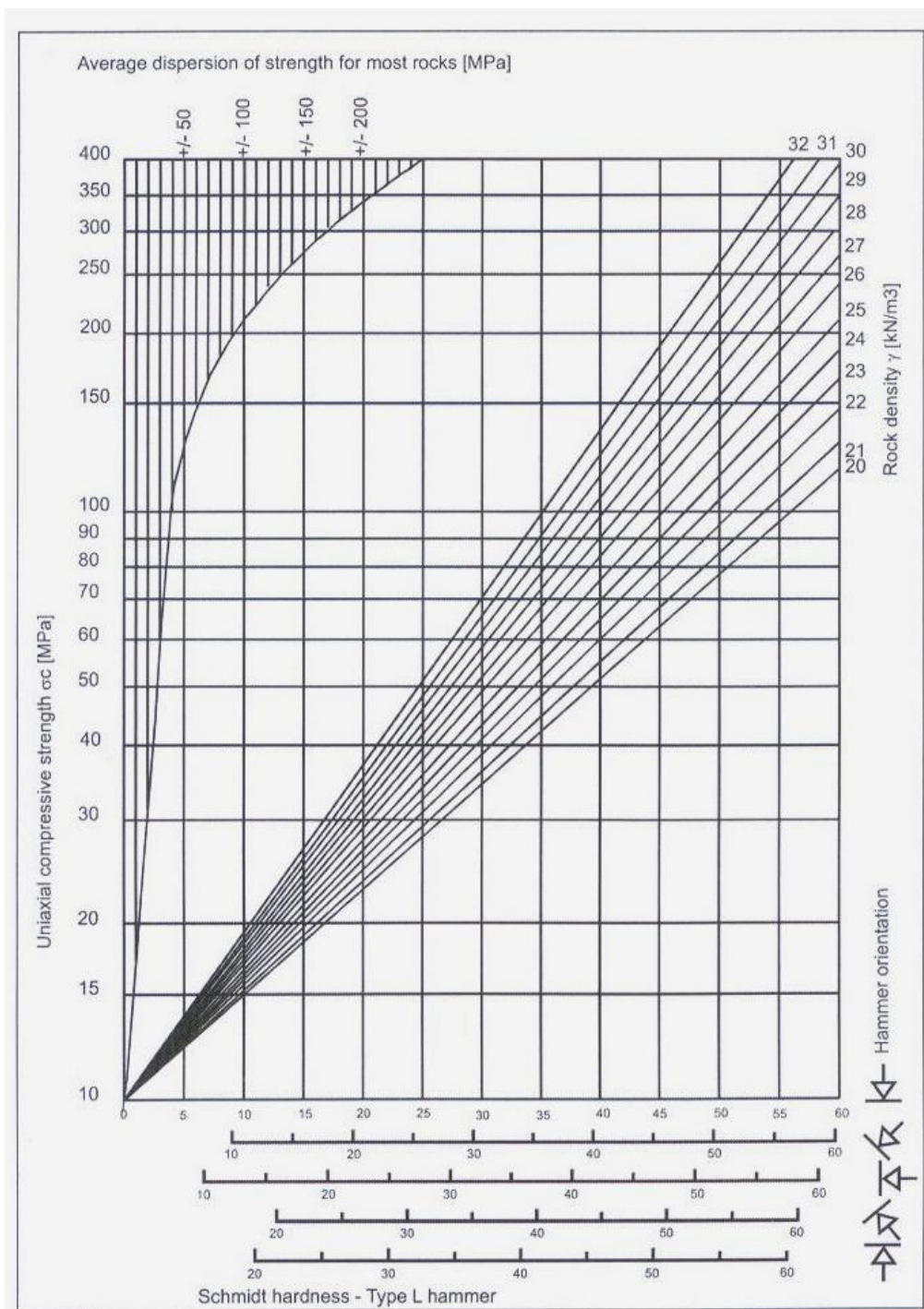
Konow & Engseth (2017) inkluderte i sin rapport til Energi Norge spesielt rettet mot vannkraft- og damfundamentevaluering, et kapittel 5 "Evaluering av berggrunnen", hvor fem klasser (0 til 4) ble foreslått for klassifisering av bergmasseforholdene. Det foreslåtte systemet har likheter med RMR-systemet, men fraviker dette på noen punkter, for eksempel har det ingen faktor som ivaretar grunnvannsforhold.

På grunn av de åpenbare fordelene ved å basere klassifisering på et internasjonalt anerkjent og vanlig brukt system, er det funnet logisk å bruke RMR-systemet i dette DSHP-prosjektet. Den største svakheten ved RMR-systemet, unøyaktighetene i grunnvannsfaktoren, kan kompenseres for ved tilleggsevaluering av dette viktige forholdet.

4.5 Mekaniske egenskaper for berg og bergmasse

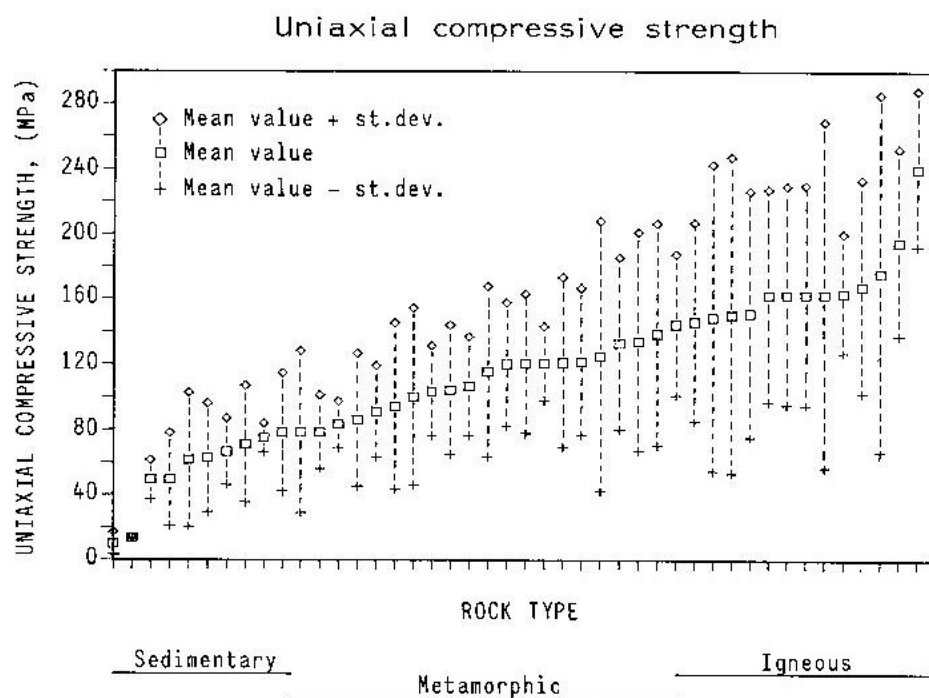
Mekaniske egenskaper, inkludert styrken til intakt berg og in-situ bergmasse, er ikke blant de første parametrene en tenker først på når det gjelder permeabilitet og oppløftsskrekter. I situasjoner hvor utglidning langs sprekkeplan kan være en mulig problemstilling, som det var ved ved Malpasset-dammen (Figur 43), kan imidlertid bergartsstyrke være en viktig parameter, og også i tilfeller hvor deler av utglidningsplanet kan tenkes å ville krysser broer av intakt berg.

Den mest pålitelige bestemmelsen av bergstyrke og elastisitetsparametere (E og ν) oppnås ved å teste borkjerner i laboratorium, men rask og rimelig nøyaktig estimering av bergstyrke kan også gjøres in-situ med type L Schmidt-hammer og et korrelasjonsdiagram som vist i Figur .



Figur 50 Diagram for konvertering av Schmidt-hardhet til UCS (Hoek & Bray, 1981)

Det er viktig å være klar over at styrken til en og samme bergartstype kan variere innen vide grenser, som illustrert i Figur 51. For nøyaktig bestemmelse av bergstyrke, er det derfor nødvendig å utføre laboratoriemålingene på prøver fra det aktuelle prosjektstedet, og ikke basere seg bare på data funnet i litteraturen.



Figur 51 Variasjonsområder for målt enaksial trykkstyrke (UCS) til et utvalg av bergartstyper testet ved NTNU/SINTEF. Etter Hanssen, (1988).

Bestemmelse av maksimal skjærstyrke til sprekkeplan (τ) baseres ofte på Barton-Bandis empiriske ligning (Barton & Bandis, 1990):

$$\tau = \sigma_n \times \tan [JRC \times \log (JCS / \sigma_n) + \phi_r]$$

hvor: σ_n = effektiv normalspenning

JRC = Sprekkruhetskoeffisient («Joint Roughness Coefficient»), se Figur 48.

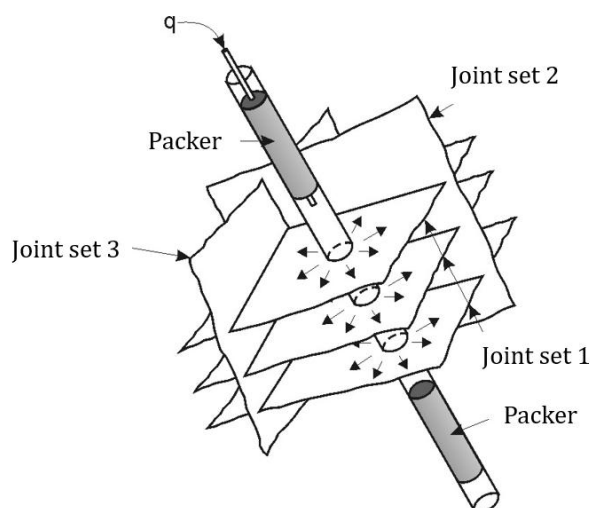
JCS = Sprekkflatens styrke («Joint Compressive Strength», basert på Schmidt-hammer måling og diagrammet vist i Figur 50)

ϕ_r = residual friksjonsvinkel (måles på grunnlag av tiltforsøk med borkjerner i laboratorium)

For nærmere beskrivelser av prosedyrene for å bestemme mekaniske egenskaper for berg og bergmasse, inkludert sprekker, vises det til (Nilsen & Palmstrøm, 2000), (Grøneng & Nilsen, 2009) og relevante ISRM-anbefalinger som (ISRM, 1979) og (ISRM, 2009).

4.6 In-situ målinger

Måling av in-situ hydraulisk konduktivitet i bergmasse kan gjøres ved Lugeon-testing, hvor en seksjon av et borhull (normalt 3 m lang) avstenges med pakninger som illustrert i Figur 52 og vann under høyt trykk pumpes inn. Lugeon-verdien (L) er definert som vanntap/utlekkasje i l/min per meter borehull ved et overtrykk på 10 bar (1 MPa). Testen kan også gjøres for en seksjon mellom borehulls bunnen og en pakning plassert lenger ut i borehullet, under eller etter boring av hullet. Det er derfor viktig å angi hvilken måleprosedyre som er anvendt når resultater fra Lugeon-testing presenteres.



Figur 52 Prinsippskisse av Lugeon-test med to pakkere i borehullet

En vanlig benyttet klassifisering av Lugeon-verdier og karakterisering for respektive L-intervaller er vist i Tabell 9. En verdi på 1 Lugeon for homogene, isotrope forhold tilsvarer hydraulisk konduktivitet $k = 1,3 \cdot 10^{-7}$ m/s. Ved evaluering av resultater er det viktig å være klar over usikkerheten knyttet til potensielle strømningskanaler/rør som beskrevet i kapittel 4.2. Svært store vanntap kan inntreffe hvis borhullet krysser en strømningskanal, mens et hull som krysser den samme sprekken utenom kanalen kanskje ikke vil gi noe vanntap.

Lugeon-value	Classification	Fracture character
<1	Very low	Very tight
1-5	Low	Tight
5-15	Moderate	Some partly open
15-50	Medium	Some open
50-100	High	Many open
>100	Very high	Dense system of open

Tabell 9 Vanlig brukt klassifisering og vurdering av målte Lugeon-verdier (Etter Quinones-Roso, 2010)

For overvåking av grunnvannstrykk i bergmassen brukes piezometre installert i borehull. Det finnes flere typer ekstensometre som ikke vil bli beskrevet nærmere i detalj her. Samme usikkerhet gjelder her som for overvåking av hydraulisk ledningsevne; ruhet og røreffekter kan føre til at vanntrykket blir svært ujevnt fordelt i sprekken. Å velge maksimumsverdien av overvåket trykk som representativ for hele sprekkeplanet kan gi betydelig overestimering av total resulterende kraft. I de



fleste tilfeller vil gjennomsnittet av overvåkede verdier trolig gi et mer realistisk estimat av resulterende kraft enn maksimumsverdien.

5 LITTERATURSTUDIE

Opprinnelig var det planlagt en omfattende litteraturgjennomgang i denne rapporten. Det viste seg imidlertid at NGI allerede jobbet med et FoU-prosjekt for NVE med samme tema, og rapport fra det prosjektet ble publisert i april 2024; «Poretrykksmålinger på dammer» (NVE/NGI, 2024).

NGI-rapporten inneholder en omfattende liste med relevant litteratur. Det ble funnet at litteraturlisten i NGI-rapporten inkluderte de fleste relevante referanser som ble identifisert under gjennomgangen i dette prosjektet. Litteraturstudiekapittelet i denne rapporten ble derfor nedskalert.

En kort gjennomgang av litteraturreferanser som er inkludert i det dette kapittel. I tillegg er det gitt en overordnet beskrivelse noen viktige referanser, med spesielt fokus på poretrykk og lamelldammer.

En komplett liste over relevante referanser fra litteratursøket i NGI-prosjektet, med lenker for nedlasting, er inkludert som kapittel 10 i NGI-rapporten (NVE/NGI, 2024).

5.1 Litteratursøk i databaser

5.1.1 NTNU database

Søk i NTNUs åpne database <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/> for avhandlinger og fagfellelvurderte tidsskriftartikler; etter «concrete (alt. “buttress” and “slab”) dam uplift pressure» gir mange treff. Selv om de fleste av treffene er knyttet til gravitasjonsdammer og friksjon/fare for glidning er noen også av betydelig interesse for dette prosjektet, for eksempel:

- Rognes, Marie (Master thesis, 2014): «Poretrykk under betongdammer fundamentert på fjell». <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/242505>. Basert på litteraturgjennomgang av fire gravitasjonsdammer, én i Norge, to i Tyskland og én i Østerrike, samt besøk til to dammer i Tyskland.
- Bista, Dipen; Ulfberg, Adrian; Lia, Leif; Gonzalez-Libreros, Jaime; Johansson, Fredrik; Sas, Gabriel (2024): “Numerical parametric study on the influence of location and inclination of large-scale asperities on the shear strength of concrete-rock interfaces of small buttress dams”. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/3141504>
- Løkke, Arnkjell (Doctoral thesis, 2018): “Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of concrete dams including dam–water–foundation rock interaction”. <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2564067>
- Stangvik, Renate Musum (Master thesis, 2017): “Shear strength of the rock-concrete interface at Kalhovd dam”. <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2457150>
- Stølen, Peter (Master thesis, 2012): «Målsetdammen - Sikkerhet mot glidning i platedam». <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/242324>

Bare den sistnevnte av referansene nevnt ovenfor fokuserer på lamelldammer. Søk i databasen “Compendex/Engineering village”, som er blant de ledende databaser innen ingeniørfag og tilgjengelig ved NTNU, gir et høyt antall referanser av lignende type som de fra NTNU-open, og også noen som er relevante for pilar-/platedammer i betong, for eksempel:

- ICOLD European Club (2004): "Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams". Final report, 30p.

Selv om denne er 20 år gammel (ingen nyere versjon er funnet) er ICOLD-rapporten nevnt over interessant og fortsatt høyst relevant. Den dekker mange problemstillinger som er av spesiell interesse for DSHP-prosjektet, bl.a. forskrifter og anbefalinger fra Sveits, USA (EPRI), Storbritannia og Italia (inklusive lamelldammer). Svenske forskrifter er nevnt, men ikke beskrevet i detalj.

- Ruggeri G. (2004) "ICOLD European Club; Sliding safety of existing gravity dams – Final report". European Working Group on the safety of existing gravity dams, 111p. <https://britishdams.org/assets/documents/conferences/2004/reports/sliding.pdf>

Inneholder beskrivelser av regler og forskrifter i ulike land, hovedsakelig for sikkerhet mot glidning, men også sikkerhet mot oppdrift.

- Avella (1993): "An analysis of a worldwide status for monitoring and analysis of dam deformation". M.Eng. report, Department of Surveying Engineering, Technical Report No. 167, University of New Brunswick, Canada, 272 pp.

Denne har en interessant gjennomgang av damovervåking, inkludert verdensomspennende status (men er ganske gammel).

- Enzell (2023): "Toward Realistic Failure evaluations for Concrete Buttress Dams". Licentiate thesis, KTH Stockholm 2023. 55 pp.

Fokuserer hovedsakelig på svikt i selve betongen i dammen, og ikke i bergfundamentet. Inkluderer 3D numerisk analyse.

- Zee et al (2011): "Pore pressure in concrete dams". J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 2011, 137(12): 1254-1264.

Inneholder interessante referanser til internasjonale erfaringer, men har ikke fokus på pilar- eller platedammer i betong.

- Spross et al (2016): "On the pore pressure measurements in safety reassessments of concrete dams founded on rock". Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, Volume 8, 2014 - Issue 2

Denne fokuserer på viktigheten av dreneringssystem og mulige sammenhenger mellom funksjonsfeil i dreneringssystem og sannsynlighet for damsvikt.

- Nordström, E., Malm, R., Blomdahl, J., Tornberg, R., Nilsson, C-O. (2015): "Optimization of dam monitoring for long concrete buttress dam". Paper presented at ICOLD Symposium, 13-20 June, Stavanger, Norway., 17 pp.

Et generelt inntrykk fra "Compendex/Engineering village"-søket var at få av referansene fokuserer særlig på vanntrykk ved fundamentet av pilar-/platedammer.

5.1.2 ISRM-databasen

Søk på www.OnePetro.org gir treff i databasen til ISRM (International Society of Rock Mechanics), og resulterte i dette tilfellet i en del ytterligere relevante treff, bl.a.:

- Johansson (2020): "Managing uncertainties in sliding stability re-assessment of concrete dams founded on rock". Franklin Lecture, Eurock 2020.
- Scott et al (2001): "Design and analysis of foundation modifications for a buttress dam". US Symp. On Rock Mechanics, 2001.
- Celestino et al (2015): "Probabilistic assessment of uplift pressure under concrete dams". ISRM regional Symposium.
- Da Silva (2015): "Clogging of drains and its influence on the stability of concrete dams". ARMA 2015
- Duffault (2011): "What modern rock mechanics owe to Malpasset dam failure". 12th ISRM Congress, Beijing.
- Goodman, R (1993): "Engineering geology - Rock in Engineering Construction", p.170-172 Vaiont slide and p 327-330 Malpasset Dam failure.

5.2 Lamelldammer og poretrykk – spesielle referanser

Som beskrevet i kapittel 1.3, er ikke Lamelldammer en dominerende damtype. De generelle designreglene er derfor ofte lite spesifikke i de forskjellige nasjonale standarder, forskriftene eller designpraksis.

Dimensjonerende poretrykk for noen spesifikke dammer er gitt i dette kapittelet.

5.2.1 *Storbritannia, Hydraulic structures, 4th edition (P. Novak, 2007)*

Læreboken "Hydraulic structures, 4th edition" (P. Novak, 2007), er en mye brukt og anerkjent lærebok på universitetsnivå.

I læreboken brukes lamelldammen Shira som et designeksempel på lamelldammer. Dammen er en tung lamelldam med en lengde på 725 m og høyde på 45 m høy. Dammen ligger i det skotske høylandet og ble satt i drift i 1954.

Læreboken gir følgende beskrivelse av lamelldammer:

Utformingen av lamelldammer medfører to viktige endringer i lastbildet ved dammen (se figuren nedenfor):

- Først og fremst, er poretrykket begrenset til lamellhodet, noe som resulterer i trykkfordelingen vist i skissen på figuren nedenfor (skisse mellom snitt og oppriss av dammen). Drenasje av lamelldammer er derfor bare nødvendig i unntakstilfeller.
- Videre, når oppstrøms side av dammen er skrå vil den vertikale komponenten av vanntrykket bidra til en stabiliserende effekt. Når resultanten fra det skrå vanntrykket mot oppstrøms plate virker innenfor trykksonen til pilarene, vil i kontroll av stabilitet mot velting være et mindre aktuelt dimensjoneringskriterium.

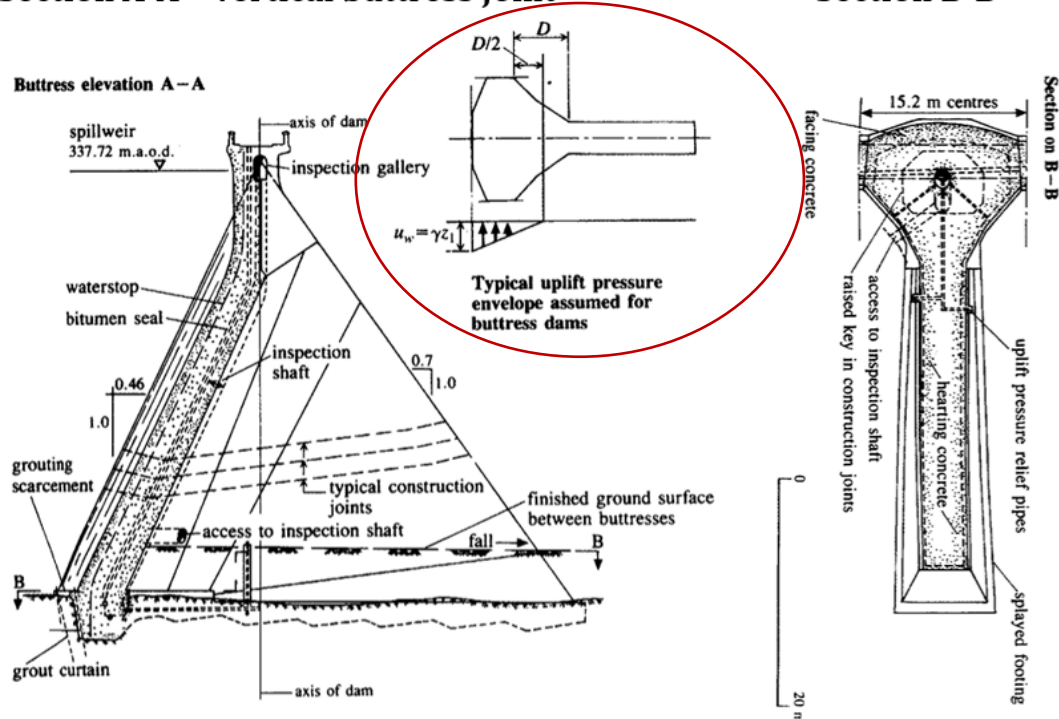
Konstruksjonsmessig er den dammen bygget opp av en rekke uavhengige 'enheter', hver sammensatt av ett hode og en pilar, enhetene omtales som lameller. Hver lamell har en bredde på ca. 12–15 m

langs dammens akse. Kontroll av stabilitet utføres derfor for hver enkelt lamell. Stabilitet mot glidning til hver lamell kontrolleres undersøkes ved bruk av sikkerhetsfaktor mot glidning ved bruk av en friksjonsvinkel mot underlaget, eller mer normalt, en skjær-friksjonsfaktor som inkluderer kohesjon (se (P. Novak, 2007)). Sikkerhetsfaktorer for lamelldammer er som regel sammenlignbare med sikkerhetsfaktorer for gravitasjonsdammer.

Spenningsanalyse av en lamelldammer kan være mer komplekst enn for en tradisjonell gravitasjonsdam. Moderne praksis er å bruke numerisk elementanalyse for å bestemme den optimale formen på lamellhodet for å unngå uønskede spenningskonsentrasjoner i overgangen til pilaren. Et førsteutkast etableres normalt på grunnlag av tidligere erfaring. Profilet blir deretter endret og raffinert på bakgrunn av spenningsanalyser.

Section A-A – Vertical buttress joint

Section B-B



Figur 53 Shira lamellhodedam, Storbritannia. Poretrykk er vist på skissen øverst i figuren (rød ring).

5.2.2 Brazil; Itaipú Lamelldam

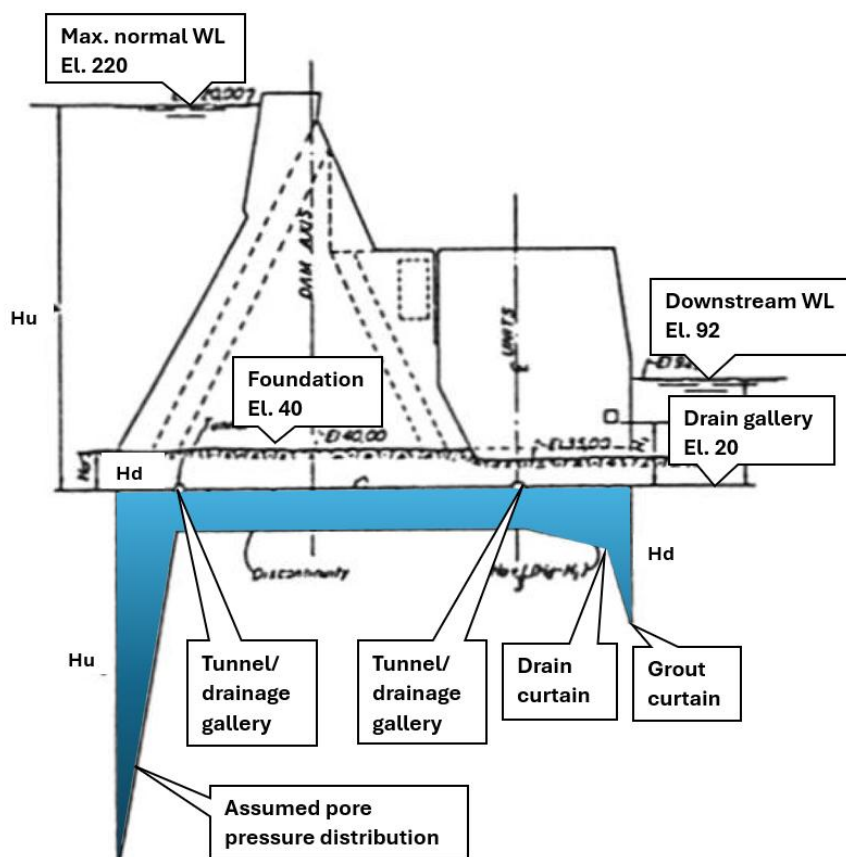
Etterfølgende beskrivelse er basert på (IABSE, 1983), utgave C-25. Denne utgaven fokuserer på byggingen av Itaipú vannkraftverk, som inkluderer verdens høyeste lamelldam. IABSE Structures er et anerkjent teknisk tidsskrift og utgis i samarbeid med tidsskriftene Constructions AIPC og IVBH Bauwerke.

Itaipú-dammen, er verdens høyeste lamelldam med en høyde på 196 m der hvert lamellhode er omtrent 24 m bredt i dammens lengdeakse.

Dammen ble bygget mellom 1975 og 1982, og ligger på grensen mellom Paraguay og Brasil. Dammen er nesten 8 km lang og magasinet er ca. 160 km langt. Itaipú kraftverk er verdens nest største vannkraftverk etter Three Gorges HHP i Kina. Den har 20 generatorer på 700 MW hver (totalt 14 000 MW) og i 2016 ble det produsert totalt 101 TWh.

Poretrykket under dammen er vist i figuren nedenfor. Følgende poretrykkfordeling gjelder for stabilitetskontroll i bruddgrense og ulykkesgrense:

- Oppstrøms dammen og nedstrøms kraftverket, er poretrykket lik henholdsvis oppstrøms og nedstrøms vannhøyde (H_u og H_d) ned til bergnivå på kt. 20 moh.
- Mellom oppstrøms og nedstrøms langsgående drenasjetunell på kt. 20 moh. er poretrykket H_o konstant og lik 20 m vannsøyle, som tilsvarer nivåforskjellen fra overfalte berg til drenasjetunellene (El. 35 til 40 og El. 20).
- Mellom injeksjonsskjermen og oppstrøms dreneringstunnel er det et lineær avtagende poretrykk (avtar fra H_u til H_o).
- Ved nedstrøms drenasjeskjerm, er poretrykket lik $H_o + 0,33 * (H_d - H_o)$. Derfra øker poretrykket lineært til H_d ved nedstrøms injeksjonsskjerm mot nedstrøms side. Fra drensskjermen mot oppstrøms side, avtar poretrykket fram til nedstrøms drenasjetunnel der poretrykket er lik H_o .
- Begge de drenasjetunellene holdes tørre med pumper, slik at H_o i prinsippet er tilnærmet null i virkeligheten. Av hensyn til sikkerheten samt muligheten for svikt på pumpene, ble det besluttet å sette verdien av H_o lik overdekningen til fjell, som en forutsetning for dimensjonering.



Figur 54 Itaipú-dammen: antatt poretrykkfordeling for dimensjonering (IABSE, 1983)

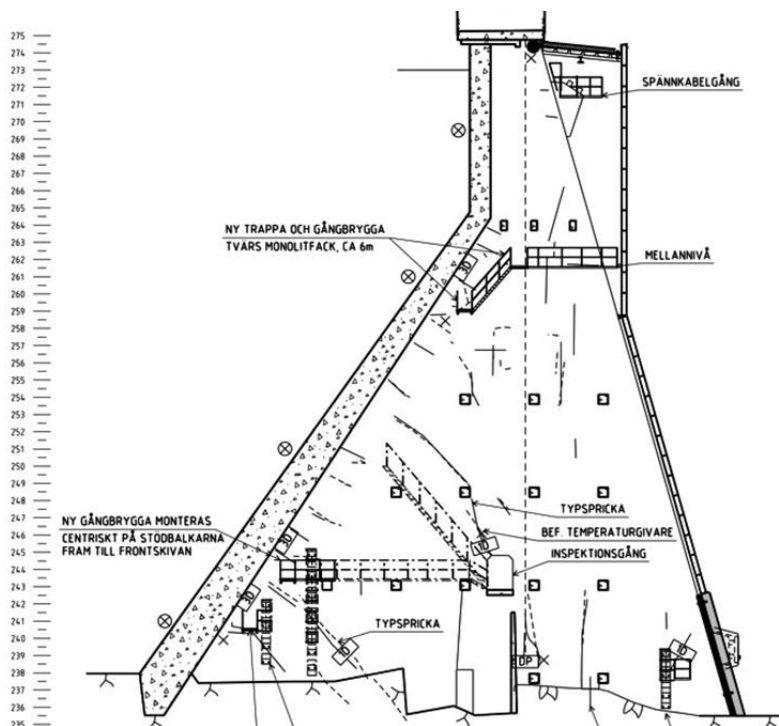
5.2.3 Sweden; Storfinnforsen Lamellhode-dam

Storfinnforsen er en lamelldam som ligger ved Faxälven i den nordlige delen av Sverige. Dammen har følgende utforming:

- 41 m høy på det høyeste punktet.
- Lamelldammen er 800 m lang (total lengde på dammen er mer enn 1200 m).
- Lameller (se figur nedenfor):
 - Lamellhodet er 8 m bredt og 1,2 m tykt i toppen, og opptil 2,6 m tykt i bunnen. Lamellhodet er konstruert som en plate som hviler på pilaren.
 - Pilarene er 2 m brede.

Dameieren har installert 180 piezometre i dammen, for å overvåke dammens oppførsel og for å kunne varsle ved unormalt poretrykk.

Dette sammendraget refererer til en numerisk simulering utført som en studentsoppgave ved KTH (M. Abdi (KTH), 2022). Analysene var avgrenset til lamellen M42, som er den høyeste lamellen ved Storfinnforsen.

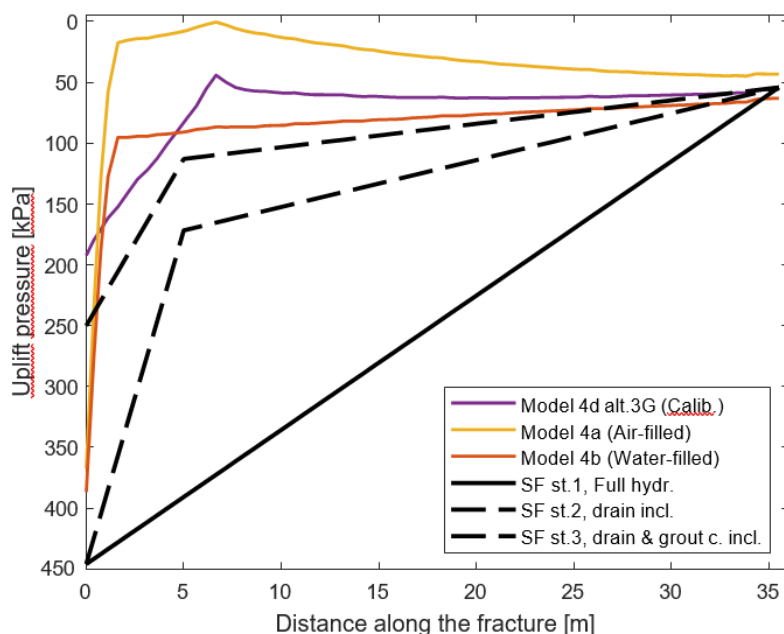


Figur 55 Tverrsnitt av lamell M42. Topp av demning; kt. 272 moh. og fundament mellom kt. 238 moh. (oppstrøms) og kt. 234 moh. (nedstrøms).

For å identifisere det mest realistiske poretrykket ble flere modellparametere vurdert og justert med hensyn til de målte verdiene. Tabellen nedenfor beskriver de forskjellige poretrykkfordelingene vist i etterfølgende figur. Tilfelle "4d alt.3G" ble valgt som inndata for den numeriske simuleringen som presenteres.

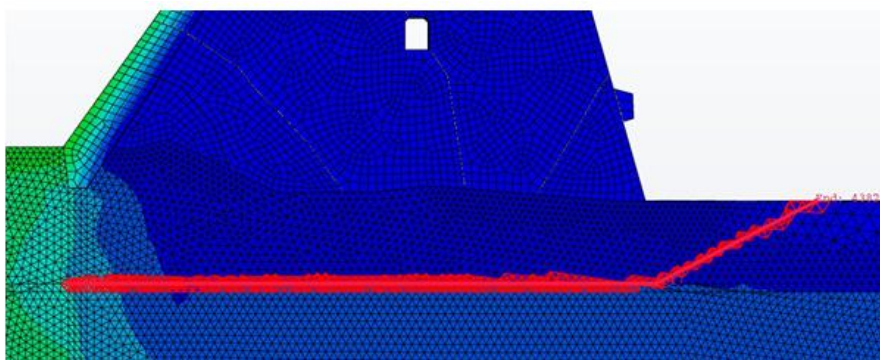
Tabell 10: Antagelser for poretrykk under dammen

Tilfelle (graffarge)	Forutsetninger for poretrykksfordeling
4d alt.3G (lilla)	Kombinerer både realistiske feltforhold og et poretrykk nær de målte verdiene.
4a (gul)	Representerer den nedre grensebetingelsen for eksisterende dam med tørre drenshull.
4b (oransje)	Representerer den øvre grensebetingelsen for eksisterende dam der det står drenshullene er vannfylt.
1 (heltrukken, svart)	Gravitasjonsdam når drenasje og injeksjonsskjerm ikke er virksomme jf. RIDAS retningslinjer, kapittel 9.1.3 (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober)
2 (stiplet, svart)	Gravitasjonsdam når bare drenasje er inkludert, jf. RIDAS retningslinjer, kapittel 9.1.3 (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober)
3 (stiplet, svart)	Gravitasjonsdam når drenasje og injeksjonsskjerm er inkludert, jf. RIDAS retningslinjer, kapittel 9.1.3 (Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober)

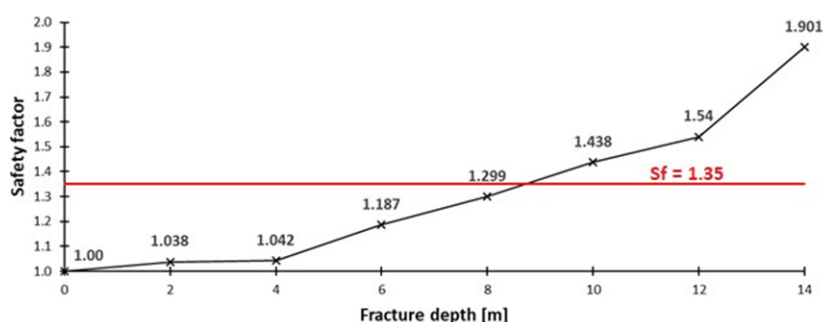


Figur 56 Poretrykksfordeling for forskjellige tilfeller. 0 m = oppstrøms hæl og 35 m = nedstrøms tå. Modell 4d alt. 3G brukes for resultatene presentert nedenfor (M. Abdi (KTH), 2022).

Et av funnene i rapporten var at sikkerhetsfaktorene øker med økende dybde på antatt bruddplan i fundamentet. Dette innebærer at de grunnere bruddplanene er de som gir størst grunn for bekymring. Resultatene for ett av bruddplanene er vist i figurene nedenfor.



Figur 57 Illustrasjon av brudd, case B. (M. Abdi (KTH), 2022)..



Figur 58 Sikkerhetsfaktor i forhold til dybde på bruddplanet, Case B and 4d alt.3G. (M. Abdi (KTH), 2022).. Valgt poretrykk gir en sikkerhetsfaktor på 1,00 i overgangen mellom dam og berg.

5.3 Andre referanser

5.3.1 Malpasset dam

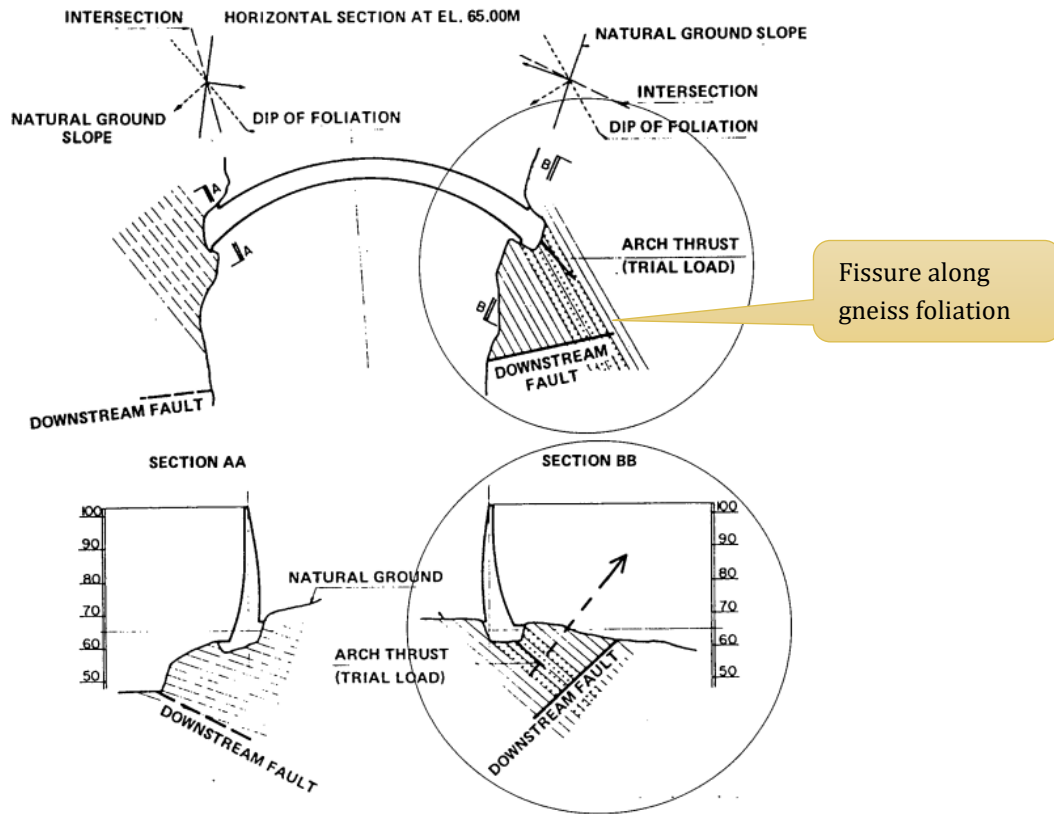
Malpasset-dammen var en buedam, nord for Fréjus på den franske rivieraen. Den kollapset 2. desember 1959 og 423 mennesker omkom i den resulterende flommen. Dammen var 222 m langs toppen og 66 m høy.

Dambruddet på Malpasset er interessant, og svikten ved fundamentet er sannsynligvis en av de best analyserte hendelsene innen damsikkerhet. Dambruddet resulterte i endringer i dimensjoneringskriterier, der vurdering av poretrykk ble inkludert også for vederlaget til hvelvdammer. Hendelsen førte i tillegg til utvikling av metoder for måling og kartlegging av bergmassers egenskaper (i både laboratorium og felt), samt utvikling av analyser for vurdering av bergmassestabilitet og virkning fra poretrykk (Duffault 2012).

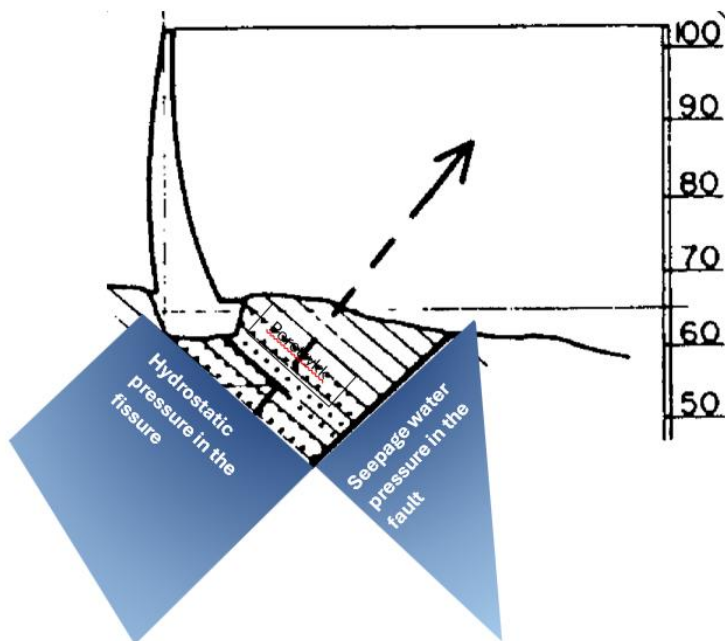
Den vanligste oppfatningen blant eksperter som har vurdert hendelsen er bruddet oppsto og utviklet seg som følger (Duffaut, 2012):

- i. Strykket fra hvelvet mot siden forplanter seg ned i vederlaget og fører til at permeabiliteten i berget reduseres på tvers av trykkretningen dypt ned i fjellet.
- ii. Lavere trykkstyrke langs foliasjoner i gneisen fører til åpning av sprekker i lengre ned i bergmassen.
- iii. Vanndrykket i sprekken øker, og sprekkens orientering i forhold til forkastningen

- nedstrøms gjør at vanntrykket løfter bergmassen parallelt med forkastningen, («downstream fault») som vist i figuren nedenfor.
- iv. Når trykket fra hvelvet ikke har et mottrykk fra berget, gir hvelvet etter.
 - v. Hvelvvirkningen er borte og hvelvet brekker opp.



Figur 59 Geologiske forhold ved Malpasset Dam. Sirkler indikerer forhold for venstre landkar. Stiplet pil (lagt til) i seksjon BB er retningen på vanntrykket i gneis foliasjonen. (USACE/ERDC, 2002)



Figur 60 Illustrasjon av poretrykket i venstre vederlag under hvelvet.

5.3.2 ICOLD European Working Group on Uplift Pressure

Denne studien (ICOLD, 2004) inneholder en litteraturstudie av kunnskapen innenfor dette området per 2004, basert på disse rapportene:

- EDF (France): C Brunet, M Poupart, D Rossignol. "Analyse de la piézométrie observée en fondation des barrages poids en béton", Crans Montana Symposium, 1995
- Swiss National Committee of Large Dams: Schweizerisches National Komitee für Grosse Talsperren. Arbeitsgruppe Auftrieb. "Auftrieb bei Betonsperren", 1992
- EPRI (USA): A G. Strassburger. "Uplift Pressures in Existing Concrete Dams". Research Project 1745-27, 1988
- EPRI (USA): Stone and Webster. "Uplift Pressures, Shear Strengths and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams". EPRI TR-100345, Vol. 1, Project 2917-05, 1992

Studien indikerer at antagelser om effekten av drenasje, injeksjonsskjermer, tetningsvegger og andre metoder for å kontrollere poretrykket, aldri har blitt fullstendig validert. Dette er av spesiell interesse i forbindelse med revurderinger av eksisterende dammer, der nye antagelser for poretrykk kan føre til at dammen teoretisk ikke lenger er stabil. En bedre forståelse av hvordan poretrykket virker på fundament og dam kan bidra til at unødvendige tiltak iverksettes.

Rapporten gir et grundig sammendrag om bakgrunn og teori for poretrykk ved dammer, metodikk for numerisk analyse, samt vedlikehold og rengjøring av drenering.

5.3.3 Studie utført av EPRI (USA)

Prosjektet "Uplift Pressures, Shear Strengths and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams" (EPRI, 1992), ble utført i 1989-1992. Prosjektet var en oppfølging av et tidligere EPRI-prosjekt, med formål å undersøke noen aspekter grundigere.

I tillegg til poretrykk, hadde prosjektet også som mål å definere verdier for skjærkapasitet, strekkfasthet og kohesjon for overgangen mellom berg og fundament ved betongdammer.

For poretrykk hadde den treårige studien følgende mål:

- Vurdere geologiske forhold, samt effekt av injeksjonsskjerm og drenasje av fundamentet, og hvordan dette påvirker poretrykket.
- Vurdere metoder for å rense drenasjehull.
- Utvikle en tilnærming for å ekstrapolere målt poretrykk opp til dimensjonerende flomnivåer.

En omfattende studie av poretrykket ved eksisterende gravitasjonsdammer ble utført. Data fra over 150 gravitasjonsdammer ble gjennomgått og 17 godt instrumenterte dammer ble valgt ut for å vurderes nærmere. De utvalgte dammene ble bygget mellom 1912 og 1974 og varierte fra 30 til 170 m i høyde. Sedimentære, metamorfe og magmatiske bergarter i fundamentet var representert.

Rapporten (EPRI, 1992) er en viktig referanse i for andre kapitler i denne rapporten. Noen av funnene er imidlertid ikke beskrevet, men kan likevel være av interesse, og er gjengitt her:

- **Respons ved endringer i poretrykk:** Uten unntak viste dataene som ble samlet inn og undersøkt ingen betydelig tidsforsinkelse mellom endringer i overvannsnivå og endringer i poretrykk. Noen tidligere studier har imidlertid observert tidsforsinkelse. Etter gjennomgang av tidligere studier, ble det konkludert med at feiltolkning kan forklares med eksempelvis forsinket responsen ved piezometre satt i åpne, vertikale rør. Piezometre i åpne stigerør krever at vannet fyller røret for å registrere en trykkøkning. Tiden som kreves for denne fyllingen er avhengig av permeabiliteten til fundamentet samt størrelsen på trykkendringen. Dette vil medføre en tidsforsinkelse i målingene. Åpne stigerør er derfor ikke egnet til å overvåke respons i poretrykket som følge av raske endringer i vannstanden ved fundamenter med lav permeabilitet.
- **Sesongmessige poretrykksvariasjoner:** Utvidelse og sammentrekning av betongen i dammen, som følge av sesong variasjoner i temperatur, kan endrer lastfordelingen på fundamentet og kan følgelig endre sprekkeåpninger og poretrykket under dammen. Dette ble undersøkt i detalj av (EPRI, 1992) ved å vurdere eksempler fra litteraturen, data fra dammene i studien sammen med resultater fra elementanalyser. Elementanalysene viste at om vinteren er den vertikale trykkspenningen nær hælen lavere enn om sommeren, og belastningen som opprinnelig var ved hælen overføres nedstrøms. Som et resultat vil overgangen mellom berg og betongdam oppføre seg som en konisk sprekk og der poretrykket øker mot nedstrøms side. (se figur 22).

6 VURDERING AV PORETRYKKSMÅLINGER I 5 DAMMER

Poretrykksmålinger fra fem norske dammer er gjennomgått og vurdert i denne rapporten. Vurderingen omfatter følgende elementer:

- Prosedyrer for kartlegging av berggrunnen, med formål å finne en egnet metodikk for kartlegging av damfundament, samt for å avdekke ugunstige sprekkesett med tanke på poretrykk og plassering av målere.
- Presentasjon av måleverdier, plassering mm.
- Vurdering av resultater fra målingene.

Det henvises til vedlegg A-D med beskrivelse av dammene, detaljer fra geologisk kartlegging og visualisering av måledata for hver enkelt dam. Dette vedlegget er på engelsk.

6.1 Overordnet beskrivelse av dammene

Dammene er gitt betegnelsene A, B, C1, C2 og D for å sikre anonymitet. Dam A er en tradisjonell norsk platedam. Dam B, C1, C2 og D har pilarer som har blitt forsterket, og er derfor definert som «Tunge lamelldammer» ifølge Damsikkerhetsforskriften (Energidepartementet, 2009).

Dam A er en tradisjonell platedam med bunnthappeluke plassert i høyeste snitt. Mellom pilarene i lukeløpet er det støpt en betongplate direkte på fundamentet. Selv om dammen er en tradisjonell norsk platedam vil delen med bunnthappeluke og betongplate mot fjell ha et avtrykk mot fundament som minner om en tung lamelldam, der lamelhode og lamellpilar er støpt som en monolittisk, sammenhengende konstruksjon mot fundament.

De øvrige dammene er forsterket og ombygget til «tunge lamelldammer» i samsvar med Damsikkerhetsforskriften § 5-11. Dammene har likevel forskjellig utforming som beskrevet her:

- Dam C og D: Dammene er forsterket ved at hvert andre platefelt er gjenstøpt, slik at pilarene har en bredde på ca. 6 m. Mellom oppstrøms plate og pilarene er det drengalleri, slik at plata er fritt drenert på luftsiden. Dam D har i tillegg en drenasjeskjerm boret med kjernebor rett nedstrøms plata.
- Dam B har en litt annen utforming med slankere pilarer som er 2 m brede, der pilaren er koblet mot oppstrøms plate. Over drengalleriet er dammen gjenstøpt i hele lengden.

Tabell 11 Nøkkelinformasjon om dammene og målere (totalt 87 sensorer).

Dam	Dam-høyde	Fundament-kvalitet iht. RMR ⁹	Injeksjon s-skjerm?	Drenasje	Total lekkasje	Antall piezo-metere	Poretrykk endres med vannstand? (PP/WL ¹⁰)?
A	21 m	Rimelig bra til bra/meget bra	Ja	Nei	Ikke synlig	16	Ja – for ett piezometer
B	19 m	Rimelig bra til bra	Nei	Drensgalleri	<0,2 l/s	24	Nei
C1, C2	12 m	Bra til meget bra	Nei	Drensgalleri	< 0,1 l/s	28	Nei
D	14 m	Meget bra	Nei	Drensgalleri + dreng-skjerm	Ikke synlig	19	Nei

6.2 Kartlegging av berggrunnen – sammendrag

Berggrunnen ved de fem dammene i denne studien består av typisk Skandinavisk, hardt berg med porøsitet < 1 % og liten/ingen forbindelse mellom porene. Potensiell vannstrømning og lekkasje vil derfor følge diskontinuiteter som sprekker og slepper, og den hydrauliske konduktiviteten vil bli bestemt av graden av oppsprekking og egenskapene til sprekken. I stedet for «poretrykk» bør strengt tatt begrepet «sprekkevanntrykk» heller brukes for bergmasse.

Vannføring i sprekker er sjelden jevnt fordelt (som antatt i "parallelplateteori"), og ofte konsentrert til visse strømningskanaler. Dette betyr at et piezometerhull som krysser en sprekke ikke nødvendigvis vil vise noe sprekkevannstrykk. Det betyr også at estimering av resultant-sprekkevanntrykk for en sprekkeflate basert kun på målt maksimumsverdi i et piezometerborhull vil gi en grov overestimering. På den annen side, hvis et piezometer-borehull ikke krysser en strømningskanal i en sprekke, vil det ikke bli målt noe vanntrykk.

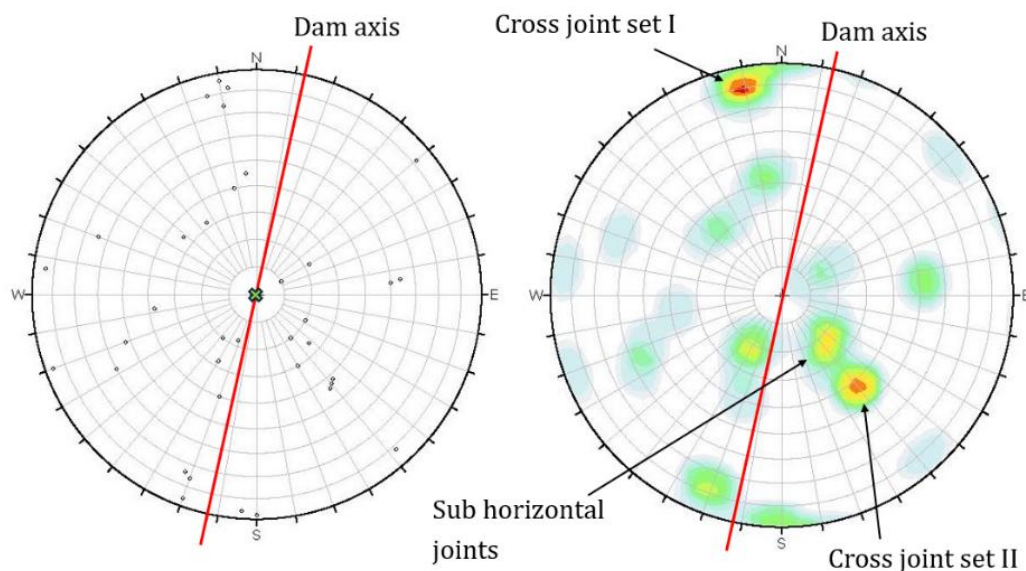
Nedenfor følger et sammendrag av erfaringen fra kartleggingen av fundamentet ved dammene:

1. Stabilitetsberegninger for fundament bør baseres på ingeniørgeologisk kartlegging og vurdering av bergmassen.
2. Stereografisk projeksjon (se figuren nedenfor) og bergmasseklassifisering i henhold til RMR-systemet er funnet å være best egnet for ingeniørgeologisk karakterisering av damfundamenter
3. Sprekkevannstrykk som forårsaker oppdrift i fundamentet er hovedbekymring ved evaluering av fundamentstabilitet. Oppdrift kan oppstå når sprekker er orientert parallelt eller nesten parallelt med overflaten. Det finnes ikke "poretrykk" i fast, norsk berg av god kvalitet.

⁹ (Bieniawski, 1984)

¹⁰ PP = Pore Pressure - WL = water level

4. Økende dybde på bergsprekker reduserer ugunstig opptrykk i fundamentet, dvs. sprekker med liten avstand til bergoverflaten er de mest kritiske.
5. Drenasjeskjerm er den mest effektive metoden for å kontrollere poretrykk. Det er viktig at drenshullene i en drenasjeskjerm sjekkes og renses regelmessig, ettersom hullene kan tettes av partikler og mineraler fra bergarten.

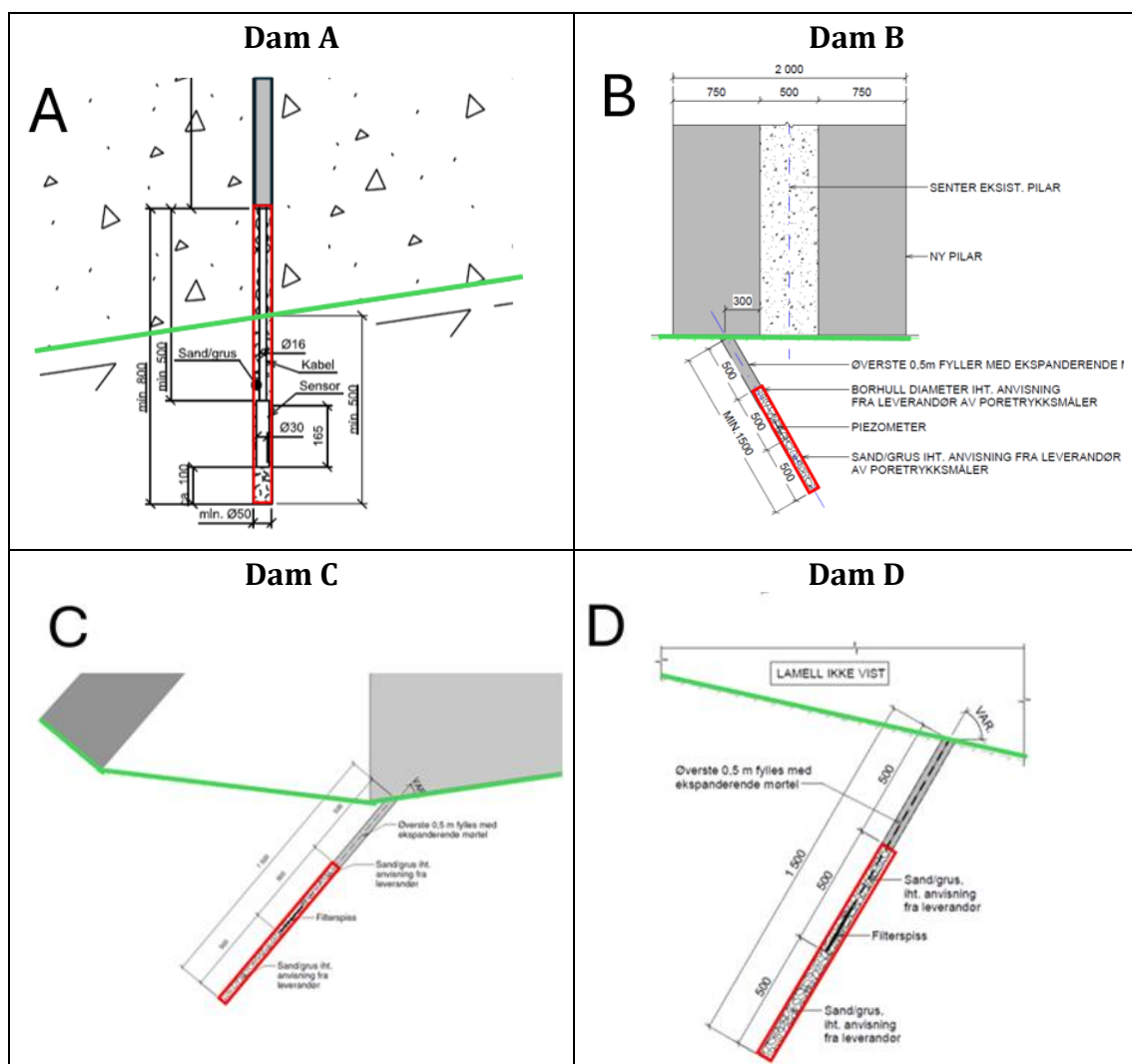


Figur 61. Illustrasjon av stereografisk projeksjon. Inntegning av damaksen er viktig, ettersom orienteringen av sprekke i forhold til denne er avgjørende for å kunne identifisere kritiske sprekker.

6.3 Instrumentering - overordnet beskrivelse

Figuren nedenfor illustrerer plasseringen av borehull og sensorer for de ulike dammene (dam A, B, C og D). Område poretrykket måles i er **markert med rødt** (del av borehull fylt med sand der sensoren er plassert). Bergoverflaten er **vist med grønn linje**.

Alle sensorene er tett på bergoverflaten, og er plassert for å måle vanntrykk i overgangen berg/betong (dam A) eller rett under bergoverflaten under pilarene (dam B, C og D). Borehullene er ellers ganske korte og sannsynligheten for å treffe en bergsprekk med poretrykk er relativt liten. Plasseringen av borehullene er generelt skjematisk og standardisert, og tar ikke hensyn til mer tilfeldig orientering og plassering av bergsprekker. Det målte trykket er ikke kalibrert mot et lokalt målt barometertrykk for noen av dammene. Bare for én av dammene (dam A) måles trykket i overgangen mellom berget og betongen.



Figur 62 Generell plassering av sensorer. I dam A er det installert piezometre under bunnplaten ved luken, under midten av demningen og i berget på begge sider. Rødt markerer målområde mens grønn linje markerer bergoverflaten

I dam A er borehullet sandfylt i overgangen mellom betongen og berg for å inkludere dette grensesnittet i målinger av poretrykket. Ved de tre andre dammene der måles poretrykket i berg, ca. 0,5 m til 1,5 m under overgangen mellom berg og dampilar.

I dam B er dammen forsterket, og pilaren er utvidet slik at pilarbredden er 2 m. Sensoren er plassert midt under pilaren som vist i figur 63. De målte verdiene samsvarer godt atmosfærisk trykk og det er tydelig at sensorene fungerer og måler trykk. Denne dammen er ganske nær meteorologiske værstasjoner, og pålitelig barometertrykk er tilgjengelige. Målingen viser ingen sammenheng med vannstanden i magasinet og måleverdiene er lave. Ingen av målingene viser poretrykk som kan kobles til vanntrykket i magasinet

Dam C1 og C2, er tradisjonelle platedammer som er bygget om til tung platedam/lamelldam. Hvert andre platefelt er fylt med betong og utgjør de nye ca. 6 m brede massive pilarene i dammen. På oppstrøms side av hver pilar er det drengalleri mot plata. Det er plassert to piezometre i midten

under hver ny pilar som vist i Figur 63. De målte verdiene er små og samsvarer godt med atmosfærisk trykk, og ikke vannstanden i magasinet. Omtrent halvparten av sensorene rapporterer negative verdier som indikerer at noe er galt med sensordataene (f.eks. måling, kalibrering eller lagring).

Dam D har tilsvarende utforming som dam C, men her er det tillegg boret en drens skjerm på luftsiden av oppstrøms plate. Drensskjermen består av 100 mm kjernebora hull som er boret ned til 50 % av vanntrykket på oppstrøms side. Piezometerene er plassert tilsvarende som ved dam C1 og C2, se Figur 61. Ingen av målingene ved dammen viser poretrykk som påvirkes av oppstrøms vannstand. Dette er heller ikke forventet, ettersom dammen har en drens skjerm oppstrøms piezometerene.

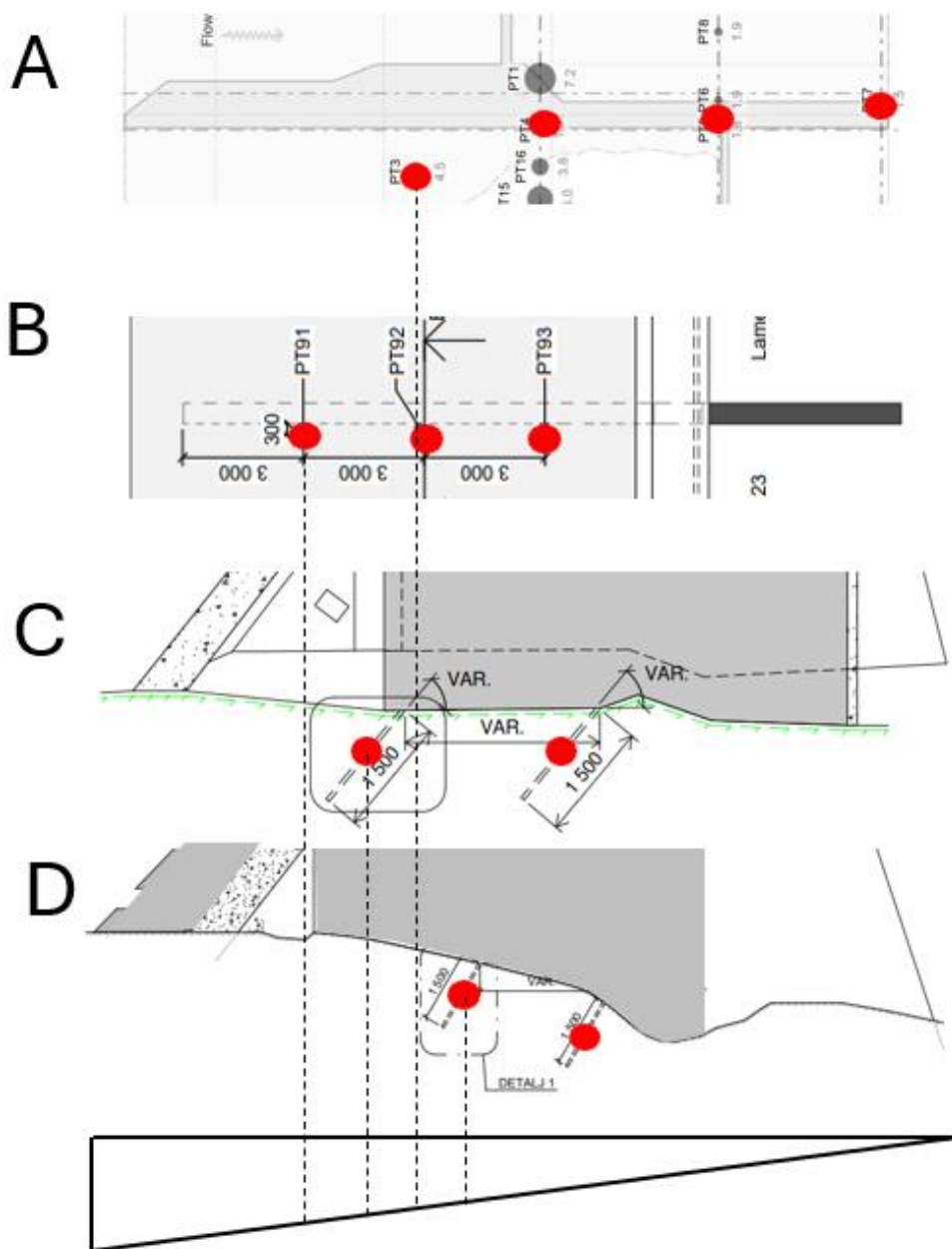
For de 5 undersøkte damstedene kan det ikke trekkes ut særlig mange sikre resultater. For Dam A er det sammenheng med vannstanden i reservoaret og her finnes kanskje de beste dataene.

Ved de andre dammene måles bare lave verdier og variasjoner i poretrykket viser liten sammenheng med vannstanden. Borehullene krysser trolig ingen bergsprekker og ser ut til å ha kontakt med luft, gitt det gode samsvaret med atmosfærisk trykk. Måledataene kan ikke bevise noe trykk i disse sprekke.

Evalueringer av målingene i denne rapporten, viser at drensgalleri mellom oppstrøms plate og pilar sannsynligvis reduserer fare for poretrykk under pilarene. Dette gjelder også for svært brede pilarer. Det ble ikke målt poretrykk i noen av de 47 piezometrene som var installert ved dammene med oppstrøms drensgalleri mot plata (dette gjelder dam C1, C2 og D). Disse dammen har «svært brede» pilarer, ca. 6 m brede, det er et oppstrøms drensgalleri mellom plate og pilar.

Dam B har en annen utforming med slankere pilarer som er 2 m brede. Det ble ikke registrert poretrykk ved noen av de 24 piezometerene som er installert i denne dammen. Disse målingene samsvarer med litteraturen hvor det konkluderes med at poretrykk ikke kan utvikles under slank støttepilar. Dette er beskrevet i kapittel 2 i denne rapporten,

For lamelldammer uten oppstrøms drensgalleri er det imidlertid indikasjoner på at poretrykk kan forekomme under svært brede pilarer (>5–6 m brede). Vi ser tendenser til dette i målingen fra en av 16 piezometere installert i dam A. Vår vurdering er at denne sensoren krysser et relativt vertikal bergsprekk og dermed ikke vil kunne forårsake vertikal oppdrift under pilaren. Mulighet for oppdrift under «svært brede» pilarer vil under alle omstendigheter være stedsavhengig, og vil derfor variere med fundamentforhold og med dammens høyde (dvs. oppstrøms vanntrykk).



Figur 63 Sett ovenfra for A og B, og i vertikalt snitt gjennom demningen for C og D. Oppstrøms side til venstre og posisjon av piezometre vist med røde, fylte sirkler. Plassering lengst oppstrøms sensoren indikert med vertikal stiplet linje mot en trekantet fordeling. Snittene vist er ikke i samme skala.

Tabellen under oppsummerer datagrunnlaget mottatt for de 5 dammen. Det er beskrevet antall sensorer, intervall mellom målepunkter og andre relevante tilleggsopplysninger.

Tabell 12 Oversikt over de mottatte dataene

Dam	Antall sensorer	Tidsperiode	Måle-intervall	Tilleggs-instrumentering	Avstand til værstasjon	Merk
A	16	Okt. 21 – Okt 24 → 3 år	1 t	WL	40 km	~55 % jevnt fordelt
B	24	Nov. 23 – Nov. 24 → 1 år	2 t 40 min	WL	20 km	kontinuerlig, men noen sensorer rapporterer kun null
C	22 + 6 (C1 + C2)	Mars 2022 – Mai 2024 → 2 år + 2 mnd.	1 t	WL, temp	55 km	stort sett kontinuerlig, men med noen store opphold
D	19	Juni 2019 – Juni 2024 → 5 år			2 km	Manuell måling; 17 datapunkter

Datasettene mangler informasjon om måleenheter, detaljer om korreksjoner som er gjort mellom prøvetaking, lagring og SCADA. Korreksjon for variasjon i atmosfærisk trykk er ikke utført i mottatt data. Det er en rekke feilkilder ved poretrykksmålinger som man må ta hensyn til både ved plassering av sensor, installasjon og tolkning av data. Se avsnitt 3.3 for en mer utdypende beskrivelse av installasjon og feilkilder.

7 KONKLUSJON

7.1 Poretrykk og dimensjoneringsforutsetninger

Antagelsene for poretrykk i norsk regelverk skiller mellom oppdriften for følgende beregninger:

- **Damstabilitet:** Gjelder for stabilitet i selve damkroppen og inkluderer kontaktsonen mellom betong og berggrunn. Designforutsetningene for gravitasjons-dammer er gitt i NVE-veiledningen for betongdammer (NVE, 2005), i følgende kapitler:
 - Gravitasjonsdammer – kapittel 2.2.1, “Internt poretrykk og drenering”
 - Lamelldammer – kapittel 2.6.1, i underkapittelet “Velting» der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift”
- **Fundament:** Gjelder stabilitetsberegning av berggrunn under dammen. Designforutsetningene finnes i forskriftene, (NVE, 2005), kapittel 3.7, “Fundamentering”.

Forutsetningene for poretrykk i forskrift og veiledning vurderes som et godt grunnlag for utforming, og regelverket er i tråd med alminnelig internasjonal praksis.

7.1.1 Damstabilitet og poretrykk

Det er forskjellige sikkerhetskrav for gravitasjonsdammer og lamell-/platedammer. De viktigste forskjellene er antagelse om poretrykk og sikkerhet mot velting, som beskrevet her:

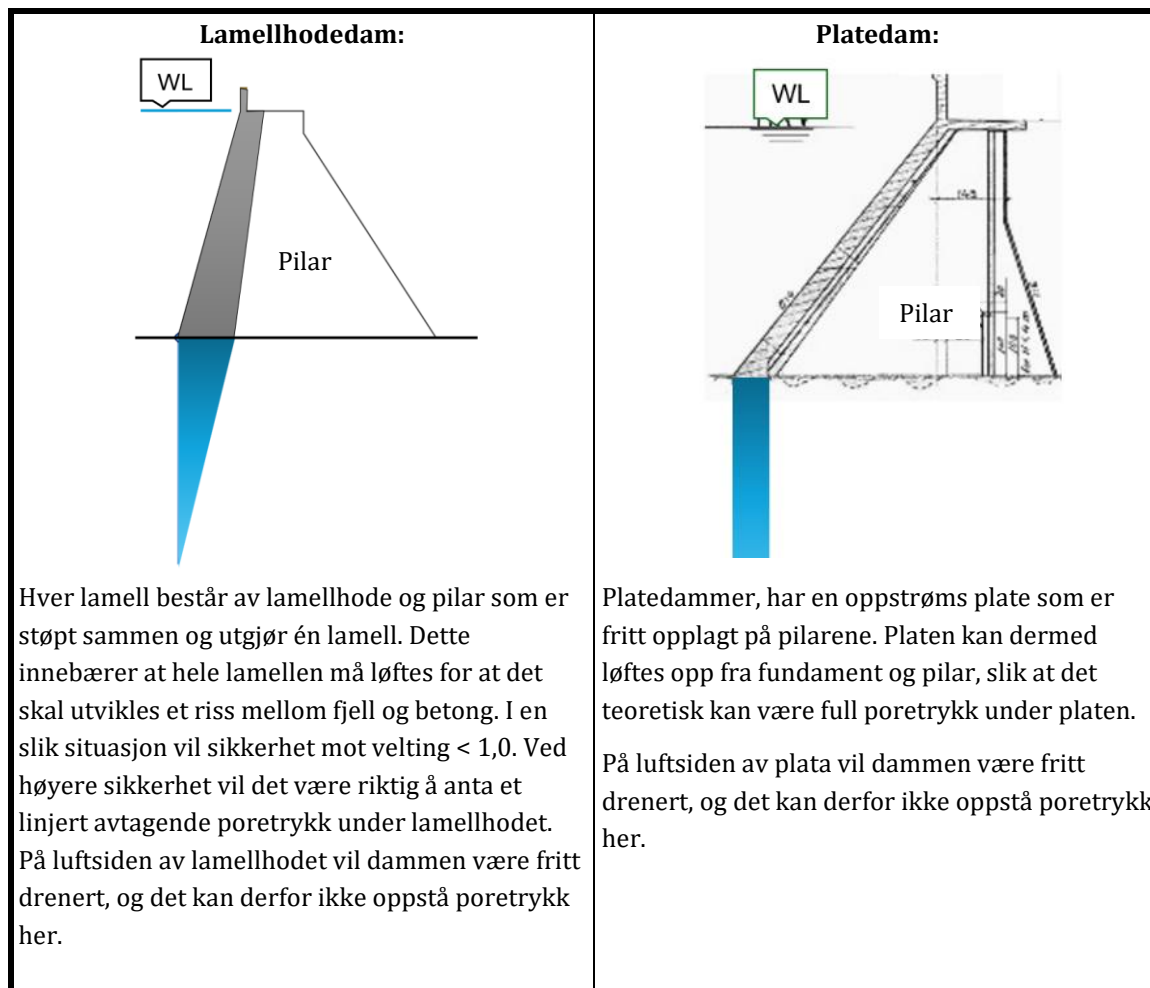
- **Gravitasjonsdammer:** Sikkerheten mot velting beregnes ved å finne plasseringen av resultantkraften (dvs. punktet, der summen av alle krefter på dammen virker). Plasseringen av resultanten gir trykkfordelingen mot fundamentet, og dermed størrelsen av poretrykket under dammen. Generelt antas det å være fullt poretrykk i deler av fundamentet uten trykkspenning, mens poretrykket er lineært avtagende mot nedstrøms tå i områder med trykkspenning i fundamentet (se tabell under).
- **Lamelldammer:** Det antas fullt poretrykk under damplaten og null poretrykk under pilarene. Bakgrunnen for denne antagelsen kan forklares med at lamell- og platedammer er fritt drenert på luftsiden av pilarhodet eller oppstrøms plate. Poretrykk (oppdrift) vil dermed ikke oppstå under pilarene. Plasseringen av resultanten er dermed ikke nødvendig for å definere poretrykket ved kontroll av sikkerheten ved denne typen dammer. Sikkerhet mot velting er derfor definert ved en sikkerhetsfaktor. Det antas også at dette er grunnen til at en lavere sikkerhetsfaktor for glidning kan brukes for denne damtypen, ettersom poretrykket er mer forutsigbart og gir dermed en mindre usikkerhet i beregningene av stabilitet.

Som beskrevet i teksten ovenfor, er sannsynligheten for poretrykkoppbygging nøkkelfaktoren for å forstå hvorfor det er forskjellig krav til sikkerhet mellom gravitasjonsdammer og lamell- og platedammer.

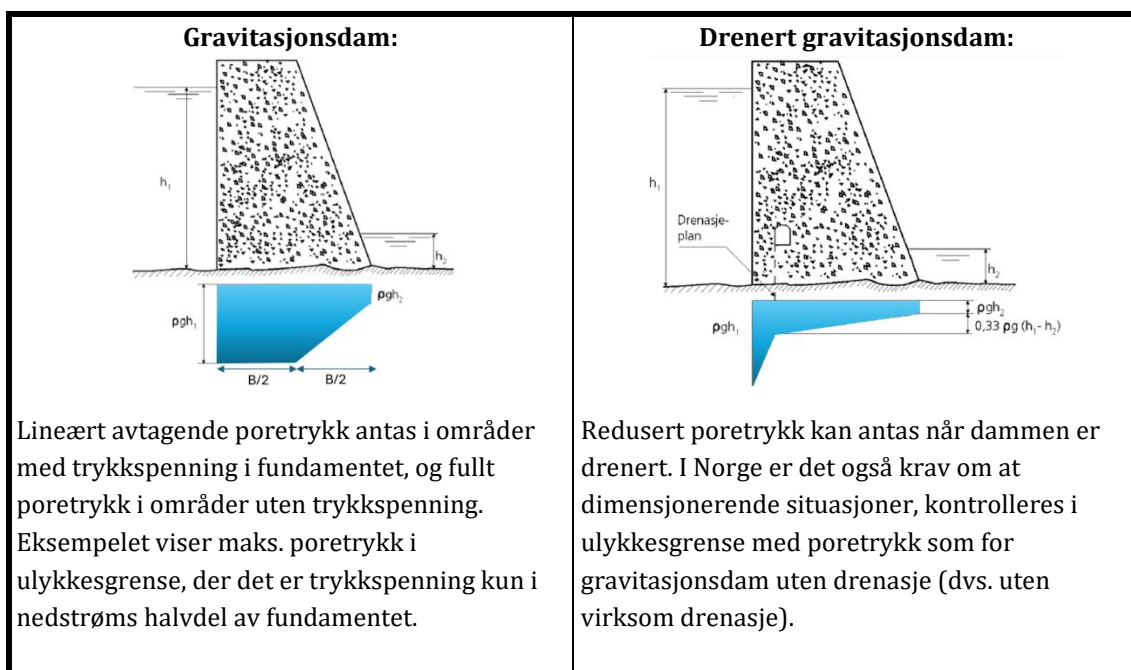
Uønsket poretrykk og oppdrift som påvirker konstruksjonens stabilitet kan bare oppstå hvis det er en åpen sprekke i dammen eller kontaktsonen betong/berg, det vil si at det ikke er heft i sprekken eller i kontaktsonen mellom betong og berg. Generelt vil dette bare skje hvis poretrykket er større enn heften pluss tyngden av den overliggende massen (bergmasse og damvekt). Dette vil da føre til

hydraulisk splitting (med heft) og/eller hydraulisk jekking (uten heft). Ettersom strekkfastheten i en sprekk eller i kontaktsonen til berggrunnen, er svakere enn i betongkonstruksjonen, vil bergbolter (mot fjell) eller armeringsjern (i støpeskjøter) redusere risikoen for hydraulisk jekking.

Illustrasjon av poretrykk under gravitasjons- og lamelldammer er vist i etterfølgende figurer.



Figur 64.1 Poretrykkfordeling for ulike typer lamelldammer. Poretrykk under platedammer er basert på normal praksis i Norge. Poretrykk under lamellhodedammer er hentet fra internasjonal litteratur.



Figur 64.2 Poretrykkfordeling for gravitasjonsdammer ifølge normal praksis i Norge.

7.1.2 Fundament og poretrykk i berg (fundamentstabilitet)

Vurdering av muligheten for poretrykk i berggrunnen bør baseres på geologisk kartlegging og evaluering. Denne rapporten anbefaler at presentasjon av sprekke-data i stereografisk projeksjon og klassifisering etter RMR-systemet bør inngå som viktige ledd i ingeniørgeologisk kartlegging av damfundamenter.

Poretrykk som forårsaker oppdrift i fundamentet er hovedbekymringen når man vurderer fundamentstabilitet (det er ikke poretrykk i intakte norske bergarter av god kvalitet, men i denne rapporten brukes begrepet poretrykk som en generell betegnelse og inkluderer "løftettrykk" og "sprekkevanntrykk"). Oppdrift kan oppstå når sprekker er orientert parallelt eller subparallelt med overflaten, og sprekken som ligger nærmest bergoverflaten er de som er mest bekymringsfulle. Dette innebærer at økende dybde på bergsprekker reduserer de negative effektene av oppdrift.

Ifølge flere studier er en drenasjeskjerm i fundamentet den mest effektive måten å kontrollere poretrykket på. Det er viktig å merke seg at drenshull må kontrolleres og rengjøres/spyles med jevne mellomrom, da hullene kan bli tilstoppet av finstoff og mineraler fra berggrunnen. En godt designet injeksjonsgardin eller andre former for fundamentbehandling vil kunne begrense en mulig poretrykkoppbygging.

Basert på erfaringene fra casene omtalt i denne rapporten, er måling av poretrykk i bergfundamentene bare nødvendig i spesielle tilfeller hvor geologiske undersøkelser indikerer stor usikkerhet. Det er mange kilder til feil både på plassering og måling av sprekkevanntrykk og konstruksjonsikkerheten bør derfor ikke baseres på måling av sprekkevanntrykk.

7.2 Ingeniørgeologisk kartlegging

Berggrunnen ved de fem dammene i denne studien består av typisk Skandinavisk, hardt berg med porøsitet $< 1 \%$ og liten/ingen forbindelse mellom porene. Potensiell vannstrømning og lekkasje vil derfor følge diskontinuiteter som sprekker og slepper, og den hydrauliske konduktiviteten vil bli bestemt av graden av oppsprekking og egenskapene til sprekken. I stedet for «poretrykk» bør strengt tatt begrepet «sprekkevanntrykk» heller brukes i bergmasse.

Vannføring i sprekker er sjelden jevnt fordelt (som antatt i "parallelplateteori"), og ofte konsentrert til visse strømningskanaler. Dette betyr at et piezometerhull som krysser en sprekke ikke nødvendigvis vil vise noe sprekkevannstrykk. Det betyr også at estimering av resultant-sprekkevanntrykk for en sprekkeflate basert kun på målte maksimumsverdi i et piezometerborehull vil gi en grov overestimert. På den annen side, hvis et piezometer-borehull ikke krysser en strømningskanal i en sprekke, vil det ikke bli målt noe vanntrykk.

Basert på litteraturstudier og erfaringer fra kartlegging og karakterisering av ingeniørgeologiske forhold, er det for de fem damlokalitetene i dette prosjektet valgt en undersøkelsesprosedyre basert på følgende 3 trinn:

1. Ingeniørgeologisk feltkartlegging med registrering av bergartstyper, bergartenes mekaniske egenskaper, sprekkeretninger og -karakteristika, forhold relatert til bergspenninger og grunnvann m.v. Schmidthammer-testing for estimering av UCS.
2. Plotting av sprekkeretninger i stereografisk projeksjon og analyse av konsekvensene av de respektive sprekkesett for stabilitet, mulig vanntrykksoppbygging m.m.
3. Klassifisering av bergmassekvalitet basert på RMR-metoden ("Rock Mass Rating").

Med hensyn til klassifisering av bergmassen, vurderes RMR å være det beste alternativet for damfundamenter ut fra antall og relevans av parametere som er inkludert og at det også inneholder en egen korreksjonsfaktor for fundamenter. RMR-klassifisering gir en objektiv karakterisering av bergmassekvalitet og egner seg derfor også som rettesnor for hva som kan anses som «God berggrunn» i henhold til Damsikkerhetsforskriften, tabell 7-2-2 (Energidepartementet, 2009).

Den stereografiske projeksjonsteknikken er svært nyttig for mange formål knyttet til damfundamentvurdering, inkludert evaluering knyttet til stabilitet og risiko for glidning (cfr. Malpasset-casen, Figur 43) og til å finne optimal orientering av borehull for piezometer-overvåking og eventuell injeksjon. Dette er illustrert i Figur 65 om gir et sammendrag av de ingeniørgeologiske forholdene ved de 5 dammene, og også viser orienteringen til piezometerhullene.

Pole plot / Direction of piezometer BH	A	B	C-1	C-2	D
Rock type	Gneiss, granitic and migmatitic	Syenite	Amphibolite/ gabbro	Amphibolite/ gabbro	Rhyolite
$R_L \Rightarrow$ $\sim$ UCS (MPa)	140-300	220-280	As for C-2 approx.	110-155	Approx. 100-250
RMR	44-82	51-76	78-83	88-94	82-83
Designation	Fairly good to good/very good	Fairly good to good	Good til very good	Very good	Very good

Figur 65. Sammendrag av ingeniørgeologiske undersøkelser. Grønne piler indikerer orientering av piezometerborehull (90°/vertikalt for A, skråstilt i pilens retning for de andre – flatere jo nærmere pilspissen er periferisirkelen).

For hovedsprekksettene illustrert i Figur 65 og retninger for piezometerborehull som rapportert for de fem damstedene, kan det konkluderes med at orienteringen av piezometerborehull har vært ganske gunstig (dvs. omtrentlig vinkelrett på et hovedsprekksettet) for dam A, B og C2 og mindre gunstig for C1 og D. Lengden på sandkammeret brukt for måling av poretrykk er 0,5-1.0 m for de 5 dammene som er sett på i denne rapporten. Dette er veldig kort når typisk sprekkavstand for markerte sprekker er mellom 0,6 og 2,0 m. Med korte piezometerborehull og orienteringer som vist i Figur 65 har sannsynligheten for å krysse vannførende sprekker vært liten, og det er ikke en stor overraskelse at så mange av hullene har vært tørre. For å øke sannsynligheten for å krysse vannførende sprekker, bør retningen på borehull i større grad baseres på data fra sprekkartlegging, og lengden på piezometerborehull bør økes til mer enn 2 m.

Metoden basert på stereografisk projeksjon, med justeringer som anbefalt ovenfor, vurderes å være nyttig i forbindelse med planlegging av piezometerhull for framtidige prosjekter.

7.3 Instrumentering

Ved valg av sensorer og plasseringen av disse, er det første steget å definere formålet med målingene. Formålet kan omfatte:

- Overvåking av poretrykk i sprekker og svake partier av berggrunnen
- Vurdere effekten av drenshull
- Verifisere at poretrykket er innenfor dimensjoneringsforutsetningene.

Formålet styrer sensoroppsett og installasjonsrekkefølge. Det er imidlertid noen generelle retningslinjer som bør tas med i betraktningen:

- Å posisjonere sensorer der det forventes maksimalverdier, typisk så langt oppstrøms som mulig.
- Grundig ingeniørgeologisk kartlegging er nødvendig for å kunne identifisere vanskelige forhold som f.eks. ugunstig orienterte sprekkesystemer og tilpasse sensoroppsettet i henhold til dette. Sprekker som kan gi oppdrift er vanligvis orientert parallelt eller sub-parallelt med fundamentoverflaten. Borehull må krysse disse sprekkeene for at poretrykk skal kunne måles. Sensorer på forskjellige dybder bør vurderes hvis ingeniørgeologisk undersøkelser tilsier dette.
- Antall målinger må tilpasses ønsket nivå av presisjon. Det bør unngås å ekstrapolere data; men heller installeres flere sensorer og benyttes interpolering.

7.3.1 Instrumentering generelt

- Behovet for instrumentering med piezometre bør baseres på ingeniørgeologisk evaluering av fundamentet. Tilfeldig instrumentering av bergfundament vil være av begrenset verdi.
- Alle dammene som er evaluert i denne rapporten, er fundamentert på berg av god kvalitet. Permeabiliteten til intakt berg er svært lav, og vannføring og trykkoppbygging kan i praksis bare skje i sprekker. Hvis et borehull for piezometerinstallasjon ikke krysser noen vannførende sprekker, vil det ikke bli målt noe vanntrykk.
- Måling av poretrykk øker ikke damsikkerheten, men kan brukes til å verifisere at dammens faktiske oppførsel samsvarer med forutsetningene som ble gjort under dimensjonering

7.3.2 Prøvetakning og datalagring

De fleste veiledere for instrumentering og overvåking av dammer understreker at instrumentering og evaluering av måldata alene ikke forbedrer damsikkerheten. The Federal Energy Regulatory Commission (FERC, 2016), som regulerer et stort antall dammer i USA, påpeker i sine retningslinjer for instrumentering og overvåking at måleinstrumenter må velges, plasseres og installeres med omhu. Data må samles inn på gjennomtenkt vis og behandles grundig med analyser og visualisering, og dette må gjennomføres kort tid etter målingen er utført.

Et dårlig planlagt overvåkingsprogram eller dårlig utført instrumentering vil gi store mengder unødvendige data som vil være ressurskrevende å følge opp for dameieren. Dette kan medføre feil fortolkning av dammens oppførsel og kan verste fall være en sikkerhetsrisiko ettersom unormal oppførsel kan oversees. Evalueringer av målingene som er dokumentert i denne rapporten viser følgende:

Måldata bør alltid lagres med en tidssynkronisert konsistent prøvfrekvens på tvers av alle

sensorene, og det bør gjøres tiltak for å få fullstendige tidsserier uten gap. Tidssynkronisert prøvetaking vil redusere feil fra ikke-stasjonære effekter som temperatursvingninger, endringer i lufttrykk og variasjoner i vannstanden. Fullstendige tidsserier med konstant frekvens gjør etterbehandling enkelt og åpner for mer avansert tidsserieanalyse som Fourier-transformasjoner og komplekse maskinlæringsalgoritmer.

7.3.3 Måleverdier fra dammene i denne rapporten

Basert på målingene fra de 87 piezometrene i casestudiene er hovedfunnene:

- Drenasje på luftsiden av oppstrøms plate eliminerer fare for poretrykket under pilarene. For svært brede pilarer vil et drengalleri mellom oppstrøms plate og pilar gi tilstrekkelig drenasje.
 - Det ble ikke målt poretrykk i noen av de 71 piezometrene som var installert under tynne pilarer eller brede pilarstøtter med oppstrøms drengalleri mot plata (dette gjelder dam B, C1, C2 og D).
 - «Svært brede» pilar omfatter dam C1, C2 og D, som har ca. 6 m brede pilarer med et oppstrøms drengalleri. Dam B har pilarer som er 2 m brede, men har ikke drengalleri mot oppstrøms plate.
- De fleste sensorverdiene korrelerer med hydrostatisk trykk i stedet for vannstanden i magasinet, noe som indikerer at de måler bakvann eller vanndybde i dreneringssystemet eller sprekkene.
- Tre av de analyserte dammene inkluderer målinger med negative verdier som burde vært filtrert ut.
- Riktig instrumentering av sprekkvanntrykk mellom berg og betong er oppnåelig. Det krever imidlertid detaljert ingeniørgeologisk kartlegging og et betydelig antall sensorer for å overvåke trykkendringer ved og mellom sprekkene.

Beslutning om å installere piezometre i fundament bør baseres på evaluering av fundamentet og installasjon bør bare bli gjort hvis poretrykk kan være et potensielt problem i forhold til stabilitet. Hvis piezometre anses som nødvendige, bør plasseringen av disse baseres på grundig ingeniørgeologisk kartlegging som kan sikre at sensorene plasseres i sprekker som kan forårsake uønsket oppdrift.

Gitt potensialet for feil knyttet til sensorer, er det tydelig at sikkerheten ikke utelukkende bør baseres på instrumentering. Instrumentering kan imidlertid være svært verdifull for å vurdere konstruksjonens langsiktige oppførsel.

7.4 Norske forskrifter

Det har generelt vært lite omfattende overvåking av norske dammer og overvåkingen har ofte vært begrenset til vannstandsovervåking. Dette kan delvis forklares med at norske dammer har hatt fokus på en god konstruksjonsmessig sikkerhet, slik at overvåking ikke har vært nødvendig. I tillegg er det i hovedsak godt fjell i Norge, pga. istiden som har fjernet det meste av forvitret og svakt materiale. Grunnforholdene er derfor ikke nødvendigvis sammenlignbare med geologien i mange andre deler av verden.

I henhold til Damsikkerhetsforskriften (Energidepartementet, 2009), § 7-2, gjelder følgende krav for instrumentering av dammer:

Tabell 13 Sammendrag av tabell 7-2.2 fra Damsikkerhetsforskriften (Energidepartementet, 2009), sortert etter grunnforhold.

Damtype	Grunnforhold	Damklasse	Vannstand	Lekkasje	Deformasjon	Poretrykk
Fyllingsdammer	Godt fjell	2, 3, 4	x	x	x	
Betong- eller murdammer	Godt fjell	3, 4	x	x	x	
		2	x	x		
Alle	Løsmasser eller dårlig berg	2, 3, 4	-	-	-	x

Tabellen viser at krav om poretrykksmålinger er begrenset til dammer fundamentert på løsmasser eller berg av dårlig kvalitet.

Forutsetningene for poretrykk i Damsikkerhetsforskriften med tilhørende veiledere vurderes som et godt grunnlag for dimensjonering, og regelverket er i tråd med alminnelig internasjonal praksis. Det er imidlertid behov for bedre beskrivelse av poretrykk under plate-/lamelldammer.

Vi anbefaler at begrepene som er definert i forskriften brukes, for eksempel "lett lamelldam" og "tung lamelldam". Bruk av begreper som ikke er definert i forskriften vil skape forvirring i for eksempel «forsterkede pilardammer».

8 REFERANSER

- Bandis, S. C.; Lumsden, A. C.; Barton, N., 1981. *Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints*, s.l.: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr 18, 1–21..
- Barton, 1988. *Predicting the behavior of underground openings in rock*, s.l.: s.n.
- Barton, N., 1988. *Predicting the behavior of underground openings in rock*, s.l.: Norwegian Geotechnical Institute, Technical Report 172.
- Barton, N. & Bandis, S., 1990. *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. s.l.:In N. Barton and O. Stephansson (Eds.), *Rock Joints*, pp. 603–610. Balkema..
- Bieniawski, Z.,R., 1989. *Engineering rock mass classifications*, s.l.: New York, Wiley..
- Bieniawski, Z., 1984. *Rock mechanics design in mining and tunneling*, s.l.: Rotterdam: Balkema..
- Carlsson, A. & Olsson, T., 1977. *Variations of hydraulic conductivity in some Swedish rock types*, s.l.: Proc. Int. Symp. Rockstore -77. 257-263..
- Deere, D. & Miller, R., 1966. *Engineering classifications and index properties of intact rock*, s.l.: Technical report no. AFWL-TR 65-116, University of Illinois..
- Dr.techn.Olav Olsen, 2024. *Dam A, Stabilitet basert på poretrykksmålinger*, s.l.: s.n.
- Duffaut, P., 2012. *What modern rock mechanics owe to the Malpasset arch dam failure*. In: *Harmonising Rock Engineering and the Environment*, s.l.: p.1889-1892– Qian & Zhou (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-80444-8..
- Duffaut, P., 2012. *What modern rock mechanics owe to the Malpasset arch dam failure*, s.l.: Taylor & Francis Group.
- E. Fjær, R. H. P. H. A. R. R. R., 2008. Mechanics of hydraulic fracturing, Chapter 11. I: *Developments in Petroleum Science*, ISBN 9780444502605,. s.l.:Elsevier/ScienceDirect, pp. Pages 369-390,.
- Energi Företagen, RIDAS, 2020 Oktober. *Tillämpningsvaägledning, Kapitel 9, Betongdammar*. Stockholm: s.n.
- Energidepartementet, 2009. *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften)*, Oslo: Energidepartementet.
- EPRI, 1992. *Uplift Pressures, ShearStrengths and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams, Vol. 1*, Denver, Colorado: Electric Power Reserch Institute.
- FERC, 1997. Engineering Guidelines for the evaluation of Hydropower projects, Chapter 10-2 Buttress Dams. I: *Chapter X - Other dams*. USA: FERC.
- FERC, 2016. *Engineering Guidelines for the evaluation of Hydropower Projects, Chapter 3 Gravity dams*, USA: Federal Energy Reulatory Commission, USA.

- Freeze, R. A. & Cherry, J. A., 1979. *Groundwater*, s.l.: Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, Inc..
- Goodman, R. E., 1993. *Engineering geology – Rock in in engineering construction*, s.l.: John Wiley & Sons, 412 pp..
- Grøneng, G. & Nilsen, B., 2009. *rocedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation*, s.l.: Rep. No. 28, NTNU, IGB, 22 pp. .
- Hanssen, T. . H., 1988. *Rock properties*, s.l.: NJFF/NFF Publ. No. 5, p. 41-44..
- Hoek, E., 2006. *Practical rock engineering*, s.l.: Book based on lecture notes Univ. of Toronto.
- Hoek, E. & Bray, J., 1981. *Rock Slope Engineering*, s.l.: SPON Press Taylor and Francis Group.
- Hoek, E. & Brown, E., 2019. *The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition*, s.l.: Journ. Rock Mech. and Getech.Eng., 11 (2019) 445-463..
- Hoek, E. & Brown, E. T., 2019. *The Hoek-Brown failure criterion and GSI*, s.l.: Journ. Rock Mech. and Getech.Eng., 11 (2019) 445-463..
- IABSE, 1983. *The Itapu Dam, Design and Construction features*, s.l.: s.n.
- ICOLD, 1994. *Technical Diconary for dams*. s.l.:ICOLD.
- ICOLD, 2004. *Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams*, s.l.: ICOLD European Working group.
- ISRM, 1979. *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock material*, s.l.: s.n.
- ISRM, 2009. *ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness*, s.l.: Testing and Monitoring: 2007-2014», Springer, 25-33..
- ISRM, 2015. *ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebpund Hardness; Revised Version*, s.l.: The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014», Springer, 25-33..
- Kartverket, 2024. [Internett]
Available at: <https://www.norgeskart.no/>
- Kebab, H., Boumezbeur, A. & Rivard, P., 2020. *Rock mass properties and their suitability as a foundation for a rolled compacted concrete gravity dam: case study of Beni Haroun dam (Mila, NE Algeria)*, s.l.: Bulletin of Engineering Geology and the Environment.
- Konow, K. & Engseth, M., 2017. *Evaluering av eksisterende betong- og murdammer Rapport 1 – Anbefalinger*, s.l.: Rapport 12372 utarbeidet av Dr.techn. Olav Olsen for Energi Norge.
- M. Abdi (KTH), D. N. (., 2022. *Numerical simulations of pore pressure on concrete buttress dams*, Stockholm: KTH.

NGI, 1994. *Retningslinjer for instrumentering av norske dammer. etterinstrumentering og tilstandsovervåking av eksisterende dammer*, Oslo: NGI.

NGI, 2015. *Using the Q-system- Rock mass classification and support design. Handbook*, 54 pp.. s.l.:s.n.

NGU, 1975. *Geologisk kart over Norge, berggrunnskart Sauda 1:250.000*, s.l.: Norges geologiske undersøkels.

NGU, 2024. [Internett]
Available at: <https://www.ngu.no/geologiske-kart>

Nilsen, B., 2016. *Rock slope stability analysis according to Eurocode 7, discussion of some dilemmas with particular focus on limit equilibrium analysis*, s.l.: Springer-Verlag.

Nilsen, B., 2019. *Dam A – stabilitet av fjellskråninger på nedstrøms side*, s.l.: s.n.

Nilsen, B. & Palmstrøm, 2000. *Engineering geology and rock engineering*, s.l.: NBG/NFF Handbook No. 2, 249 p..

Norconsult, 2018. *Dam D – Teknisk plan. 26 p. + appendix A and B*, s.l.: s.n.

Norconsult, 2019. *Dam B, rehabilitering av platedam, poretrykksmålere. Teg.B-312 og B313, 2023-01-30*, s.l.: s.n.

Norconsult, 2019. *Dam D – Ingeniørgeologisk befaringsnotat*, s.l.: s.n.

Norconsult, 2020. *Dam B – Ingeniørgeologisk befaring*, s.l.: s.n.

Norconsult, 2021. *Dam C1 og C2 - Forsterkning av platedammer, sluttrapport. Vedlegg I – Instrumentering og poretrykksmålere*, s.l.: s.n.

NVE/NGI, 2024. *Poretrykksmålinger på dammer, Ekstern rapport nr. 15/2024*, Oslo: NVE.

NVE, 2005. *Retningslinje for betongdammer, utgave 2, oktober 2005*. Oslo: NVE, Seksjon for damsikkerhet.

NVE, 2011. *Retningslinjer for murdammer, utgave 3, Desember 2011*. Oslo: NVEs seksjon for damsikkerhet.

P. Novak, A. M. C. N. a. R. N., 2007. *Hydraulic Structures, 4th Edition*. Oxon, UK: Taylor & Francis.

P. Obernhuber, F. P., 2009. *Arch Dam Analysis Using the Zillerground Dam as an Example*, Brasilia: ICOLD.

Quinones-Roso, C., 2010. *Lugeon testing interpretation, revisited*, s.l.: Proc. USS Dams, Collaborative management of integrated watersheds, p. 405-414..

R. S. Olsen, I. J. S., 2016. *Relearning how to look at piezometric data for seepage evaluation*, Denver: USSD.

R.B., P., September 2001. *Embankment Dams - Instrumentation versus Monitoring*, s.l.: s.n.

Romana, M., 2003. *DMR (Dam Mass Rating). An adaptation of RMR geomechanics classification for use in dams foundations*, s.l.: 10th ISRM Congress, p 977-980, 2003, 10th ISRM Congress..

Romana, M., 2011. *Use of DMR (Dam Mass Ratio), a new geomechanics classification, derived from RMR, in safety appraisals of old dams' foundations*, s.l.: Dam Maintenance and Rehabilitation II - Proceedings of the 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation, p 1127-1137.

Shafiel, A., Heidari, M. & Dusseault, M., 2007. *Rock mass characterization at the proposed Khorram-Roud dam site in Western Iran*, s.l.: Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium - Rock Mechanics Meeting Society's Challenges and Demands, Volume 2, Pages 1065-1073, 2007..

SNL, 2023. *Store norske leksikon; Demning*. s.l.:<https://snl.no>.

USACE/ERDC, 2002. *Assessment of Geology as it Pertains to Modeling Uplift in Jointed Rock: A Basis for Inclusion of Uncertainty in Flow Models*, s.l.: US Army Corps of Engineers, WilliamL. Murpy, Robert M. Edeling, John M. Andersen.

USACE, 1995. *Gravity Dam Design, Engineering manual*, Washington DC, USA: US Army Corps of Engineers, USACE.

VEDLEGG A – DAM A

A.1 Dam A - General overview of the dam

The dam was built in the 1980s with a maximum height of 21 m and a length of about 60 m. The dam has 10 buttress sections and gravity sections against the abutments. The highest section with a gate has a bottom slab against the rock surface. The dam is a traditional Norwegian slab buttress dam, and there have been no major modifications to the dam structure since construction.

Although the dam is a traditional Norwegian slab buttress dam, the gated section with the bottom slab will be comparable to a Solid Head Buttress Dam, where the buttress head and support is a continuous structure cast on to the bedrock, and this is where the 16 piezometers have been installed.

After a flood incident, the downstream foundation was strengthened with rock bolts. In addition, loose rock blocks were secured with a massive concrete slab. The downstream side of the supports and the frost wall was also strengthened with a concrete wall and rock bolts.

Initially, the consultant recommended to install drains in the foundation inside the inspection gallery on the downstream side of the grout curtain. However, NVE wanted piezometers to be installed, to measure the pore pressure under a concrete slab under the bottom gate. This concrete slab is cast on the foundation in the highest section. The drain was therefore not installed, as there would be no purpose to measure the pore pressure of a drained foundation.

A total of 16 piezometers has been installed under the concrete slab under the bottom gate. The sensors are placed along 5 axes, of which 2 axes are along the dam axis and 3 axes perpendicular to the dam axis (i.e. along an upstream - downstream line).

Six of the piezometers are placed in rock at different depths (2 sensors at 1.5 m, 3.0 and 4.5 m below the surface, respectively). The rest of the sensors are placed to measure pore pressure at the rock/concrete transition or directly under the concrete slab.

There is a grout curtain under the upstream slab. In the highest section under the bottom gate, there are 3 rows of grouted holes under the foundation slab.

There has not been observed any visible leakage from the dam or the foundation.



Figure v1. Downstream side of the slab buttress dam. Free overflow spillway along the dam crest.



Figure v2. Downstream the bottom gate. Rock bolts and concrete slab to secure the downstream foundation are visible on the downstream foundation.



Figure v3. Cables to piezometer P14, P15 and P16.

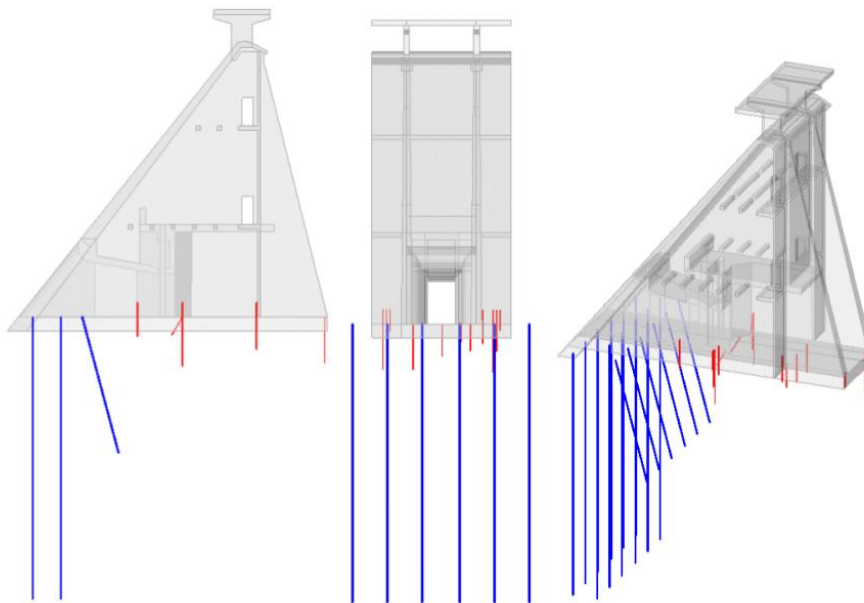


Figure v4. Grout curtain at dam A, shown as *blue lines*, and locationn of piezometers, shown as *red lines*. Left: Section with the upstream side to the left. Middle: Front view of the midsection. Right: 3D illustration of the grout curtain and the dam section.

A.2 Dam A - Description of the bedrock

The dam is located in coarse-grained granitic migmatite belonging to a large Gneiss-migmatite-granite-complex of Precambrian age. On geological bedrock map from NGU (1:250.000, paper version, Sigmond 1975), strike NW-SE to NNW-SSE and dip to the East are indicated for foliation/schistosity at locations near the damsite.

Site visit with engineering geological mapping was carried out 15.8.2024. As basis for the mapping, geological and topographical maps were used (NGU, 2024), (Kartverket, 2024). In addition, results and evaluations related to previous work on stability of rock slopes immediately downstream the dam was useful as background material for this study (Nilsen, 2019). Detailed information on extensive pre-grouting in 1980-1981 of the rock mass at the base of dam, instrumentation and monitoring results is given in (Dr.techn.Olav Olsen, 2024).

As shown in *Figure v5*, the bedrock was found to be generally well exposed in the downstream slopes of the dam foundation. Most of the mapping was therefore done from the surface, but in addition observation and some engineering geological mapping was also done from inside the dam.



Figure v5: Exposed rock in the downstream slopes of the dam foundation. Left: Migmatitic gneiss at the northern valley side. Mainly massive, but with very distinct exfoliation joints having required heavy rock support. Right: granitic gneiss at the southern valley side, very massive at the middle and upper part, more fractured at lower part.



Figure v6. Intermediately fractured, granitic gneiss between support F and G at the bottom of the dam.

The bedrock at the dam foundation was found to be mainly massive and without any distinct

foliation/planar structure. Near the bottom of the river valley, the character was however less massive, and at the northern side of the river valley side distinct, persistent exfoliation (surface-parallel) fractures caused instability/sliding in the downstream slope during heavy rainfall in September 2019. After this incident, the unstable section of this slope was stabilized with rock anchors and concrete structures.

Figure v7 and Figure v8 further illustrate the rock conditions. Details on rock strength and fracturing are given below.



Figure v7: Left: Heavily fractured granitic gneiss at bottom of southern valley side, near support F. Right: massive granitic gneiss near top of southern valley side, between support H-I.



Figure v8. Left: Fractured migmatitic gneiss at bottom of northern valley side, near support E. Right: pegmatitic migmatite undercut by persistent exfoliation joints at middle/upper part of northern valley side.

A.2.1 Rock strength

As discussed in Chapter 4 rock strength is not the most important factor regarding rock mass permeability and water leakage. It is however one of the input parameters for calculating RMR and therefore was included in the site mapping based on index testing with Schmidt hammer (as described in Chapter 4.4 of this report).

The testing was performed according to ISRM-standard, i.e. 20 single tests are carried out with hammer type L and the characteristic Schmidt-hammer value R_L is calculated as the average of the 50% highest single values (ISRM, 2015). The diagram in Figure 50 with estimated rock density of 27 kN/m³ for granitic gneiss/migmatite has been used in the diagram to find the UCS-value. The results are shown in Table v1. The estimated UCS-values are very high, with an average of 211 MPa.

Table v1. Results from Schmidt-hammer testing of granitic gneiss/migmatite.

Location/ rock type	Test values for R_L	Average of 50% highest R_L	Test direction	UCS based on Deere & Miller
S-side, near support F Gran. gneiss	31-41-52-50-44-44-50-40-50-36-30-40-48-38-48-50-40-40-40-36	48,2	~45° downwards	140
S-side, between support H-I Gran. gneiss	58-64-64-64-64-52-48-58-68-62-61-64-60-60-66-56-60-60-50-48	63,8	As above	300
N-side, near support E Migmatite	66-68-52-54-62-38-44-42-32-66-38-68-50-46-30-34-44-42-44-54	58,6	Vertically downwards	250
N-side, between support B-C Pegm.migmat.	54-50-50-58-40-48-48-44-42-50-38-48-40-52-44-50-46-46-48-46	50,8	~45° downwards	155

A.2.2 Fracture characteristics

Results from mapping of joint orientations based on stereographic projection (see chapter 4.2 - 4.3 for interpretation explanation) are shown in *Figure v9*. As can be seen, steep cross joints striking ENE-WSW and dipping steeply (about 75-85°) towards S were found to represent the predominant joint sets. In addition, there is a second distinct set of crossjoints striking NE-SW and dipping moderately steep to NW (40-45°) and a set of sub-horizontal joints dipping gently (20-30°) towards N (i.e. in direction towards the reservoir). Also, as can be seen from the stereo plot, there are some joints in other directions, including some sub-horizontal.

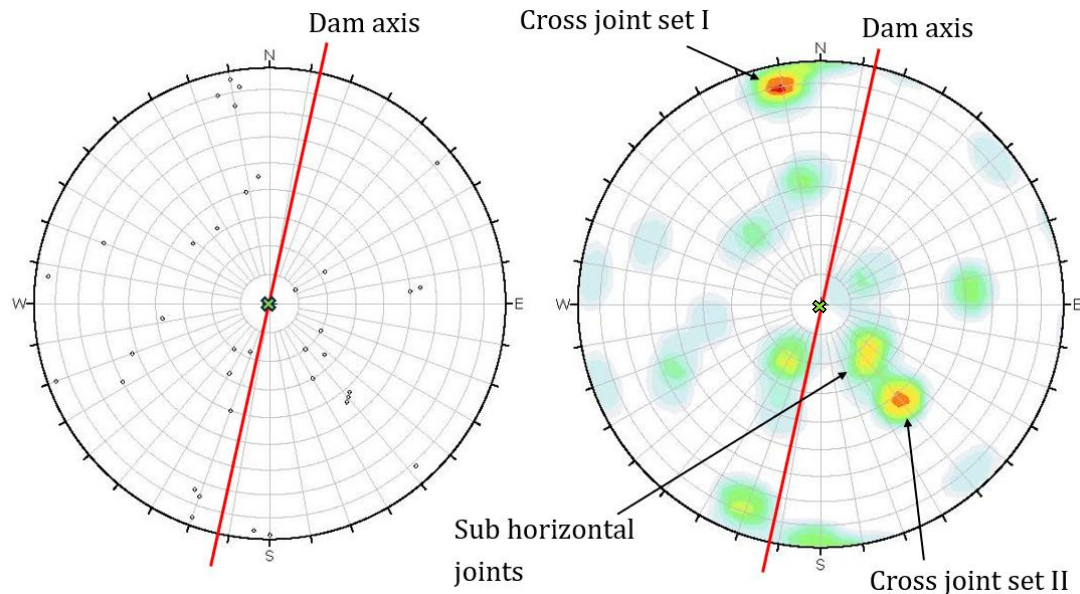


Figure v9. Distinct joints, presented as pole plots (left) and contoured plot (right) with colours representing main pole concentrations of 9-10 % (red), 8-9 % (brown) and 7-8% % (yellow), respectively. Green cross indicates vector (direction and inclination) of piezometer drillholes (in this case mainly vertical according to Olav Olsen, 2024). Number of measured joints: 36.

The degree of jointing was found to vary from very massive and massive sections for most of the dam foundation, with spacing between distinct joints of 1-2 m and more. At the bottom of the river valley (between support E-F and a few meters further to each side) the rock was found to be considerably more fractured, with typical joint spacing down to 5-10 cm.

The distinct exfoliation fractures at the northern abutment (probably caused by high tangential stress, see left part of *Figure v5* are striking approx. N40°E and dipping moderately (around 35°) to SE (recognized as the green concentration just below “Cross joint set I” in *Figure v9*). Fractures belonging to this set are persistent and quite open, if located also further beyond the valley surface this joint set may cause build-up of considerable water pressure.

Most sub-horizontal joints dip in westerly (i.e. downstream) direction and potentially may be supplied by water from the reservoir and cause uplift pressure. For this dam, extensive grouting has however been done, which greatly reduces the risk of such potential uplift. Very little leakage was observed by surface observation at the dam foundation and by observations inside the dam.

As mentioned above, the degree of fracturing at the bottom of the river valley was observed to be much higher than further up. In addition, the bedrock at the bottom, as observed by inspection inside

the dam (see *Figure v6*) showed signs of weathering. This gives good reason to believe that the bottom of the river valley represents a fault/weakness zone. Detailed mapping of rock mass quality there was however not possible due to soil cover. In any case, serious consequences of this fault most likely have been prevented by the extensive pre-grouting which has been done.

A.2.3 Classification

Rock mass classification based on the RMR system, as described in Chapter 4.4 was done during the site visit for selected, representative locations. The results are presented in *Table v2* below. As can be seen, the ratings vary considerably in the dam foundation area. Near the bottom (as shown for support F and E in *Table v2*) the quality has been estimated as Class II-III due to generally high degree of jointing and weathering, while at the middle part of the Northern side (between support H-I) it has been classified as Class III (close to Class IV) due to the distinct exfoliation jointing. At the upper part of the Southern side (between support H-I) the estimated rating was Class I “Very good”.

Table v2. Estimation of RMR ratings for selected locations.

Location/ parameters	S-side near support F	S-side between support H-I	N-side near support E	N-side between support B-C
1 Rock strength (UCS)	12	15	15	12
2 RQD	10	17	17	20
3 Joint spacing	10	15	10	15
4 Joint condition - persistence - separation - roughness - infilling - weatherin	22	25	25	10
5 Ground water	10	12	12	12
Rating adjustment	-15	-2	-15	-25
Rating	49	82	64	44
Class No.	III	I	II	III
Description	Fair	Very good	Good	Fair

The Q- and GSI-systems, as discussed in Chapter 4.4 are not considered suitable for evaluation of damsites and therefore have not been used systematically in this project. Like for the other dam sites of this study reconnaissance estimation of Q-value and GSI has however been done. Based on this characteristic Q'-values of 10-12 have been estimated for the least massive sections and around 40 for the most massive sections, which for J_w and SRF equal to 1 corresponds to “Fair” to “Good” and “Good” to “Very good”, respectively. The characteristic GSI-value was found to be within the region 50 to 90, i.e. “Good” to “Very good”.

A.3 Dam A - Measurements of pore pressure

Placement of the piezometers is shown in *Figure v10* and *Figure v11*, where they are located along five axes as summarised in the following table:

Table v3. Location of the piezometers along the different axis.

Axis orientation	Axis	Depth under foundation	Piezometer	Location
Along dam axis	L1	0-0,5 m	P1, P2, P4	Downstream bottom gate
		1,5 m	P14, P17	
		3,0 m	P15, P18	
		4,5 m	P16, P19	
	L2	0-0,5 m	P5, P6, P8, P9	In line with the frost wall
Upstream-downstream direction	B1	0-0,5 m	P3, P4, P5	Along Buttress support. About 1 m from axis B2
	B2	0-0,5 m	P1, P6, P7	Along Buttress support. About 1 m from axis B1 and 4 m from axis B3.
	B3	0-0,5 m	P2, P9, P10	Along Buttress support. About 4 m from axis B2.

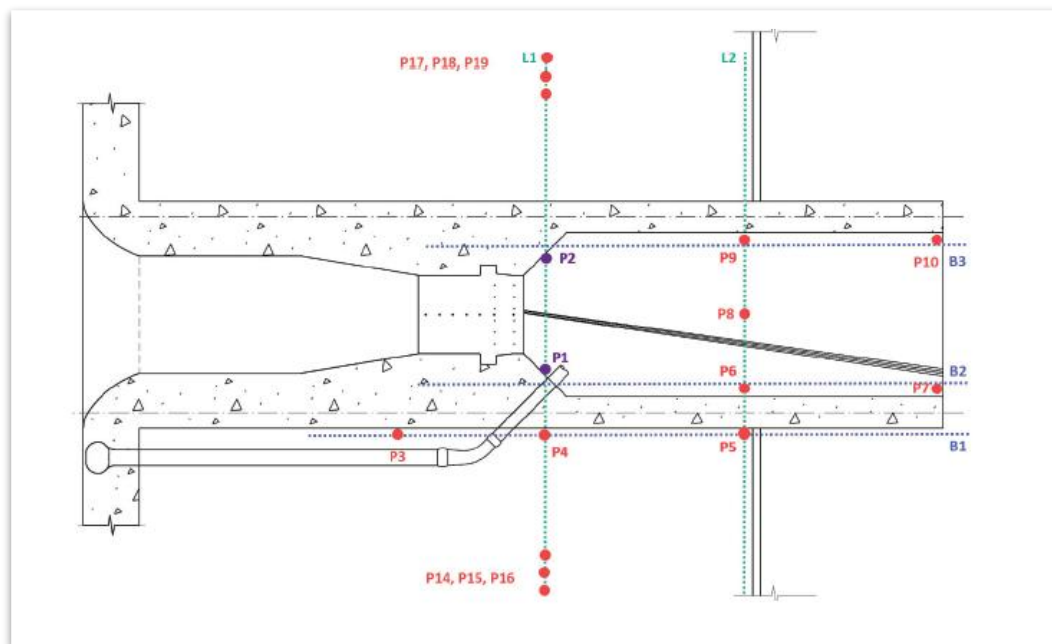


Figure v10. Plan view of the bottom gate section with the 16 sensors along 5 axes, B1, B2, B3 and L1 and L2. Upstream side to the left and bottom gate in the middle.

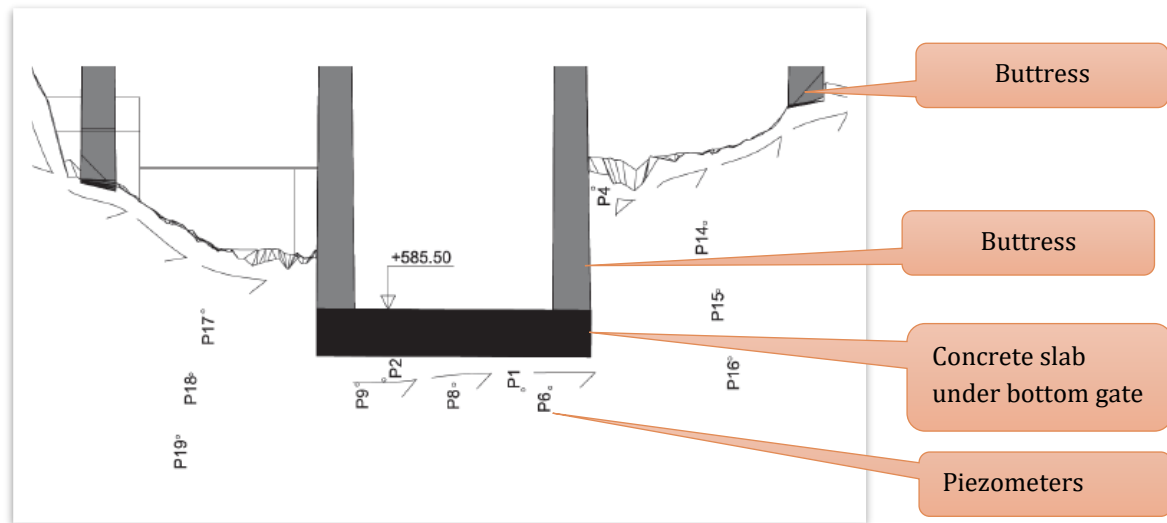


Figure v11. Downstream elevation of the concrete slab under the bottom gate, with adjacent hollow sections and buttress supports. The location of the sensors in the foundation is also shown

The analysed measurements from Dam A span from August 2021 to October 2024, and there are 16 sensors. While the available data is stored hourly, over half of the entries are missing. This presents several challenges: postprocessing becomes more cumbersome and complex, and cross-correlation analyses require aligned time series, as discussed in above.

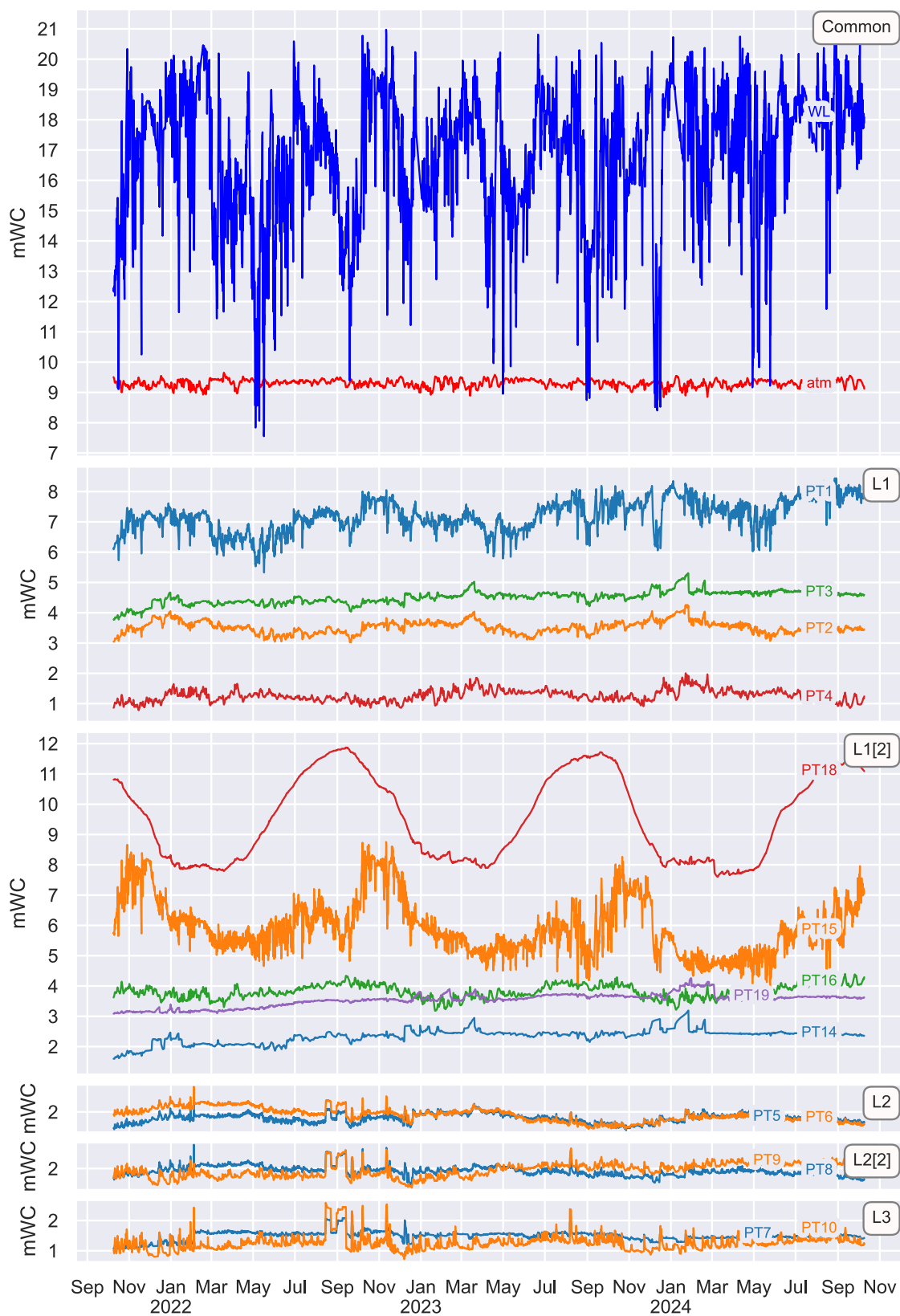
Visual representation of the time series is key to understanding the measurements. The simplest, but possibly also the most misunderstood plot is line plots. By scaling the x- and y-axis one can make any data look smooth or highly variable. Having a known reference variable, like water level, helps understanding the data significantly. The plot in Figure v12 shows the following:

1. Common variables: water level in the reservoir and atmospheric pressure from the nearest available station.
2. L1 [1]: Sensor values for axis L1, but only those beneath the bottom slab.
3. L1 [2]: Addition sensor in axis L1, all installed directly into bedrock.
4. L2 [1]: Sensor values for axis L2 right hand side
5. L2 [2]: Sensor values for axis L2 left hand side
6. L2: Sensor values for axis L3

With data for more than 3 years short-time effects disappear, but long-time trends remain visible. The water level in this reservoir varies often, and a lot. Assuming a pore pressure distribution under the concrete base like the design requirements one should see the same rapid movements in the plotted values. All but PT1 and PT15 seems to either have fewer fluctuation and/or different movement. Observations:

- PT1 is clearly correlated with the water level, probably through water-conducting cracks. (clearer in shorter timespans)
- PT2, PT3 and PT14 show very similar movement, but with a rate and intensity that does not match water level in the reservoir nor atmospheric pressure.
- PT18 have a seasonal variation, almost sinusoidal, with peak values mid-September.
- PT15 appears to be correlated with water level, but also some other variables. A similar sinusoidal pattern as PT18 is visible, but with fluctuations. Both PT15 and PT18 located on

- 
-
- each separate end of axis L1 and are both 3 m below the surface.
- All sensors in axis L2 and L3, PT5-PT10, have the same “jump” in late summer 2022 and 2023. They all measure small values, probably none of which is greater than the bore hole depth, i.e. no pore pressure.
 - PT4 and P16 show the same movement as atmospheric pressure, atm, but opposite direction. Maybe miscalibration?



The plot below shows the relative position of the sensors, combined with a blue circle whose radius depicts the mean pressure and a grey circle whose radius depicts the borehole depth minus grouted part, which is set to 0.5 meters. The grey circles are plotted on top of the blue ones to identify which sensors are measuring pore pressure. In this context a sensor measuring a water column whose height is smaller than the bore hole is said to not measure pore pressure, but rather the water level in the bore. All blue circles for sensors in axis L2 and L3 are not visible, i.e. the mean value is no pore pressure.

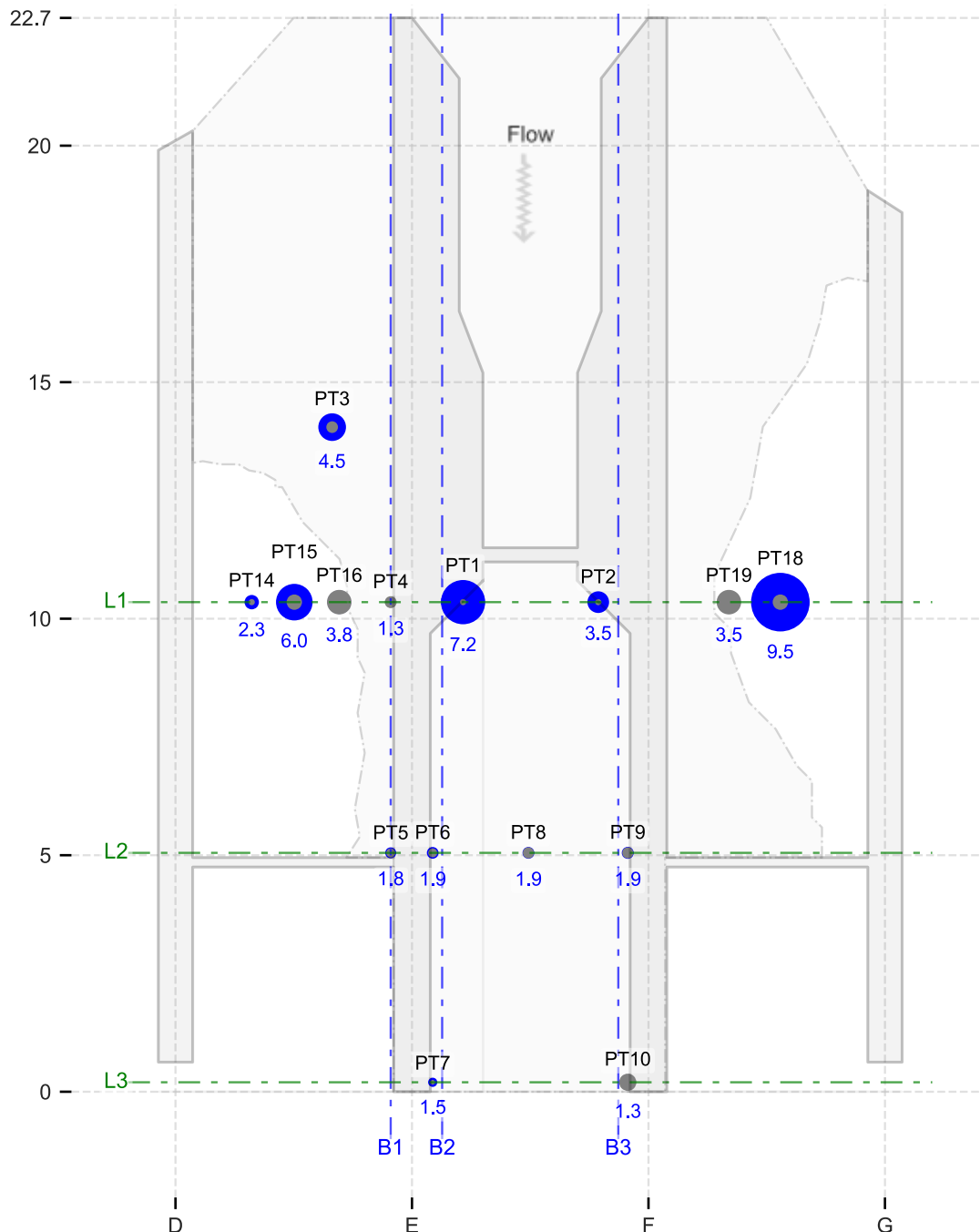


Figure v13: Sensor layout Dam A

The plot below shows the same numbers as Figure v13 but visualized as cross sections along axis B1, B2 and B3. The dotted line with dots (..•..) show sensor mean values, and the dashed line with crosses (--x--) shows sensor mean values subtracted bore hole depth minus grouted part, which is set to be 0.5 meters. Note that that negative values are zeroed, and that grout depth may vary. Note also that the concrete base is not as wide as depicted above for axis B1, se Figure v13. The plot clearly shows how the sensors in axis L1 differ, and that sensors in axis L2 and L3 seemingly is not measuring pore pressure. It does however not show the difference in installed elevation and bore hole depth. To show these differences an elevation cut though axis L1 is created, as shown in Figure v15 . The plot assumes that pore pressure from upstream side to the first sensor, is linear through the gorut curtain, and is probably not correct, ie. the pore pressure on the upstream side is overestimated in the plot.

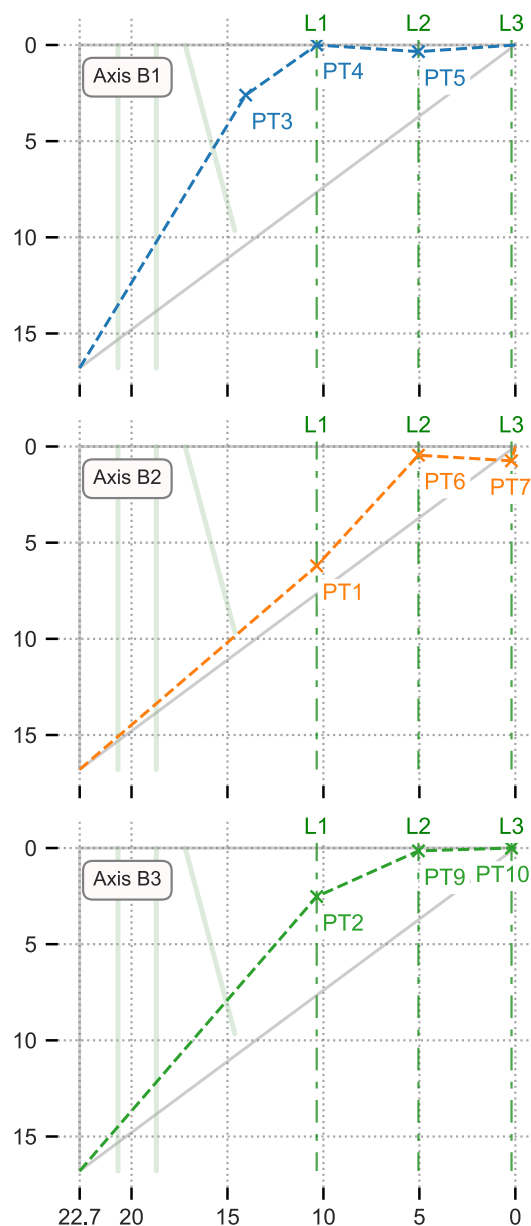


Figure v14: Pore pressure triangles. The plot assumes that pore pressure from upstream side to the first sensor, is linear through the grout curtain.

Figure v14 reveals the three-dimensional problem of identifying pore pressure under this concrete base. The base is elevated by 1.7 meters and 3.6 meters in the neighbouring sections, creating a three-dimensional challenge. Additionally, the thickness of the base varies by more than 2 meters, which is visible on the downstream side of the dam. Plot below shows a constant thickness of 1 meter for simplicity, which corresponds well with the bore hole depths.

Pressure values are visualized as equivalent water column heights, ranging from approximately 1 meter to nearly 12 meters, but without any discernible pattern. PT18, the highest water column, is sinusoidal in the line plot, *Figure v12*, and this is also reflected in the summer/winter distributions. This measurement is assumed to be something else than pore pressure, whether it is instrumentation error, closed cavity air pressure or a combination of such.

The measurements were demanded by NVE in order to verify the design pore pressure used. The measurements next to the concrete base was installed to confirm the values found beneath base, but due to the highly variable and uncertain values these do a better job of highlighting the challenge.

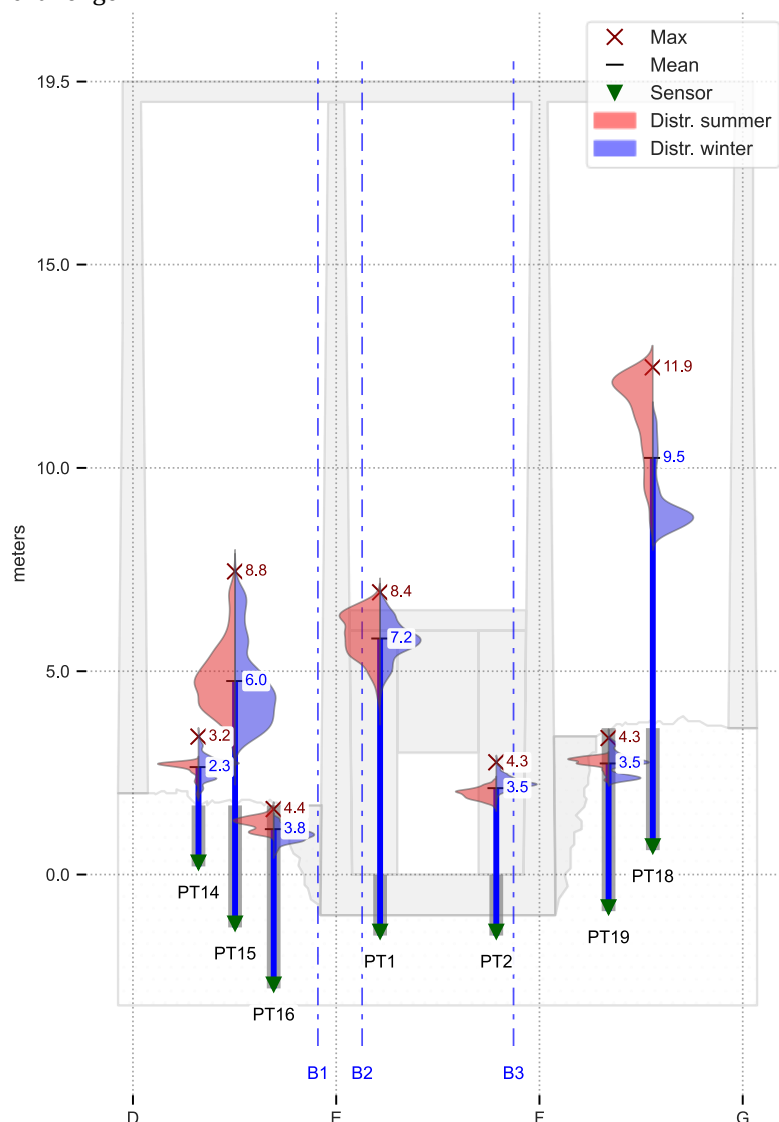


Figure v15: Elevation cut axis L1

A.3.1 Cross correlating timeseries

Cross correlations are useful to measure how well two time series resemble each other. To get good results, timesteps should be equal and data preferably without time-gaps to reduce the error for non-stationary effects. The measurements from Dam A are continuous but a little more than half of the values are missing. To overcome this issue, with both gaps and non-aligned timeseries, down-sampling is performed to a sampling rate of every six hours. While interpolation of missing values could have been an alternative, down-sampling was chosen to reduce the risk of introducing artificial patterns into the data. This approach works well when missing values are distributed throughout the time series. However, if missing values were concentrated into large gaps, alternative methods, such as piecewise analysis, would be more appropriate to ensure meaningful results.

Down sampling was done in a three step process:

1. Ensure that there is one timeslot every hour, i.e. constant frequency
2. Interpolate empty timeslots by linear interpolation between known values
3. Select every 6th value

The figure below, visualizes this process. All recorded datapoints are marked with a red solid dot (•), interpolated values (every hour) between these are marked with a small red circle (o) and the chosen values are marked with a large blue circle (O). The line is solid for continuous segments, i.e. a measurement every hour, and the interpolated line is dotted to indicate gaps in the measurement where interpolation has been performed.

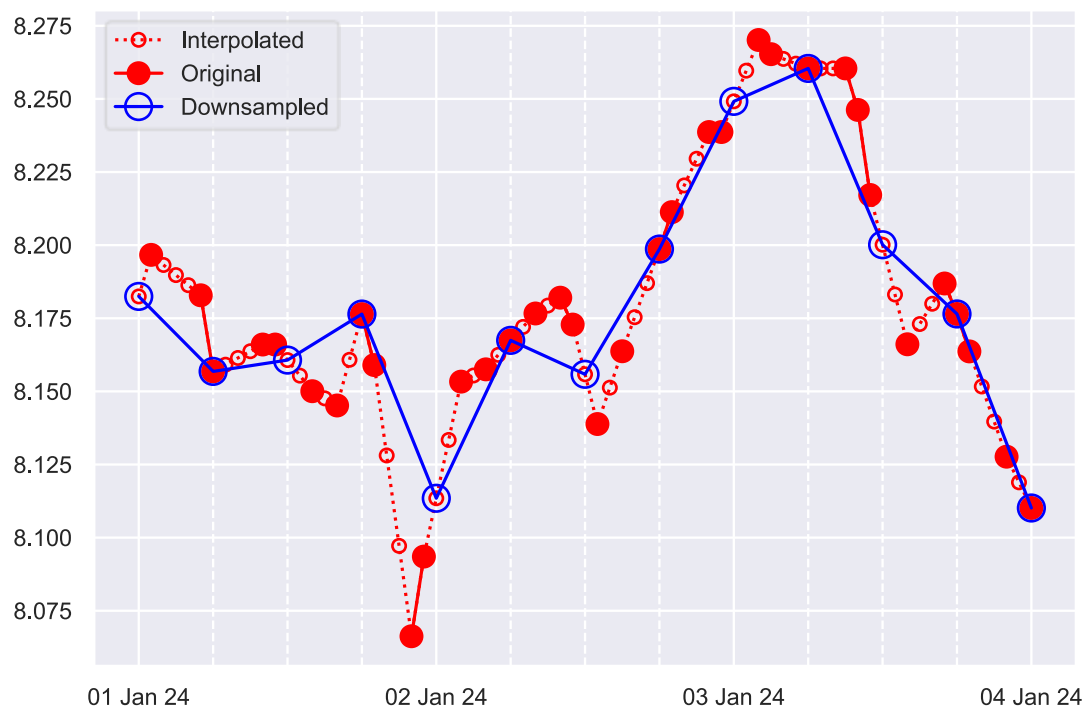


Figure v16: Down sampling of timeseries for Dam A

Note how the new signal, represented in blue with large open circles (O), modifies the original signal. Peaks are smoothed, and local variations are diminished. Whether these modifications alter the data depends on the specific context and the period under consideration. While the plot above appears heavily smoothed, recreating the same line plot over a 3-year span reveals no visible changes. This underscores the importance of reference and scale, as previously discussed.

The Pearson correlation coefficient is a normalized measure of the covariance between two series of data, with values ranging from -1 to 1. A value of 1 indicates perfect correlation, meaning the variables increase simultaneously, though their intensities may differ. -1 indicates a perfect, but opposite behaviour. 0 indicates no covariance between the two.

The plot below shows absolute value of the Pearson Coefficients between all measurements at Dam A. The correlations are mostly in the midrange, but there are more values below 0.1 (shown with a marker "x") than above 0.75 (shown with a marker "⊙").

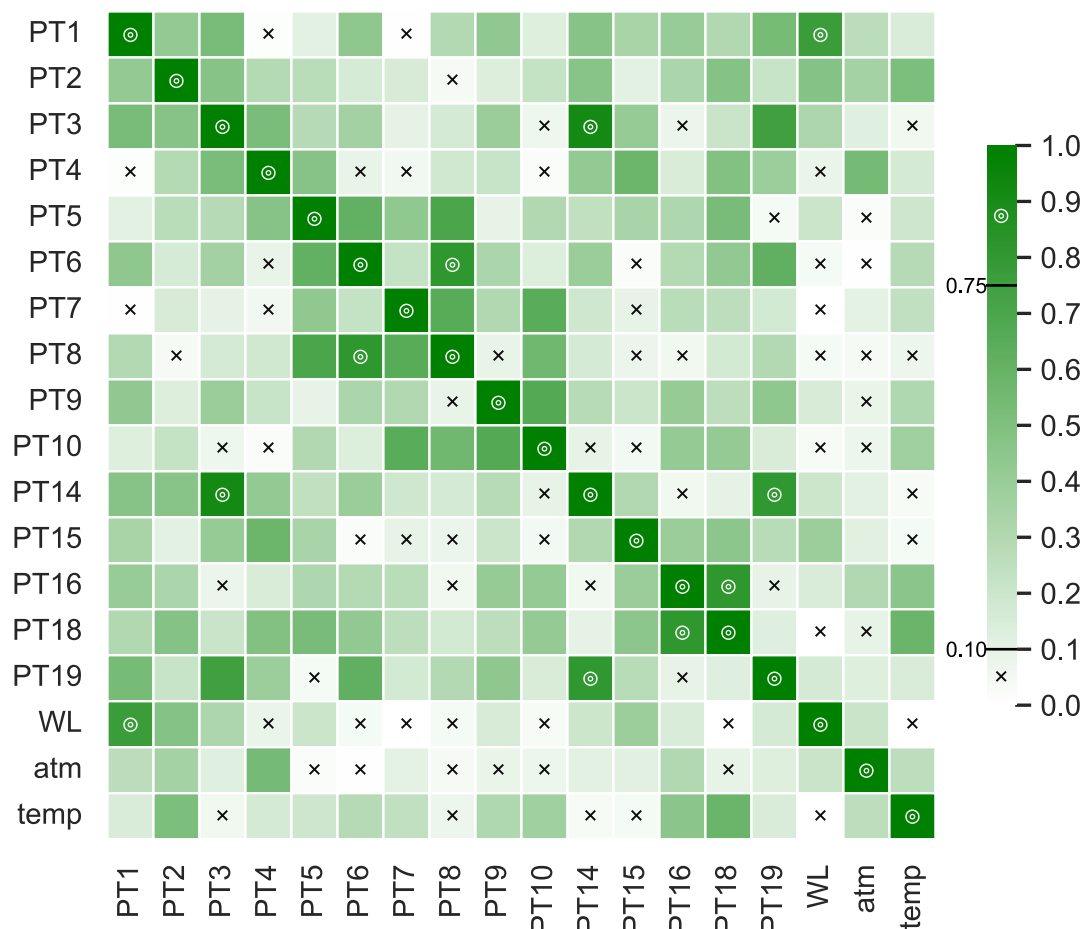


Figure v17. Pearson correlation coefficient - Dam A

In dam design, a linear relationship is typically assumed between water level and pore pressure. Under this assumption, the two variables would be perfectly correlated if the design load accurately reflects real-world conditions. PT1 and water level (“WL” in *Figure v17*) is above 0.75, highly correlated, as earlier assumed.

However, low correlation values should not be interpreted as falsifying the design hypothesis. Instead, they highlight the flaws of Pearson correlation and emphasize the inherently conservative nature of the hypothesis. This is best illustrated with an example: looking at PT2 and PT3 in the figure below, they are clearly exhibiting the same movement, but the overall trend differs, which is seen as variable spacing between them.

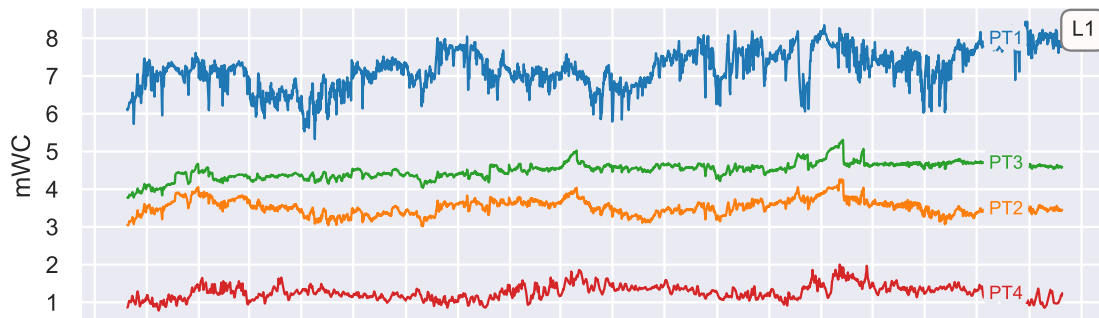


Figure v18: Extract of lineplot

Another source of low correlations is time shifts, which can occur when one variable responds to changes in another with a delay. This is likely not the case for PT2 and PT3, nor for WL and PT1, as observed by visually aligning their data in a zoomed plot. However, it must also be stated that the sampling rate plays a crucial role in detecting such delays.

According to the Nyquist criterion, the sampling frequency must be at least twice the frequency of the fastest-changing signal or the smallest expected lag. For instance, if the lag between variables is on the order of minutes, the sampling rate should be sufficient to capture changes at intervals of half that duration or less. A sampling interval of 30 seconds to 1 minute would generally suffice for detecting lags on the scale of minutes while ensuring that no significant information is lost due to under-sampling.

Given the current measurement data, which has an hourly sampling interval and contains more than half empty cells, time lag analyses are significantly limited. For example, detecting lags of less than two hours would be highly unreliable due to insufficient data resolution and missing values. As the expected lag is likely to be on the order of minutes rather than hours, the current dataset is not suitable for such analyses without additional preprocessing, such as interpolating missing data or collecting higher-resolution measurements.

While time lag analyses may be constrained by the current dataset's limitations, scatter plots and statistical visualizations can still provide valuable insights into potential relationships and correlations between variables. *Figure v19* presents such a visualization, breaking down the data into four key components:

1. **Scatterplots – blue dots**

Scatterplots are displayed in all cells except the diagonal. Each dot represents one measurement, visualizing the relationship between two variables. Scatterplots on opposite sides of the diagonal (e.g., PT1 vs. WL and WL vs. PT1) are mirror images of each other, with the x- and y-values swapped. When the axes are equal, this mirroring appears along the line $x=y$. A scattered circular or horizontal pattern indicates no correlation, while a clear linear trend suggests strong correlation.

2. **Distributions – blue histogram**

The diagonal cells show the distribution of each variable as a histogram, providing an overview of its frequency and spread. These histograms offer a quick way to identify the shape of each variable's distribution, such as whether it is symmetric, skewed, or multimodal.

3. **Kernel Density Estimate (KDE) – black contour lines**

The lower half of the matrix includes a Kernel Density Estimate applied to the scatter data. The KDE generates contour lines that indicate regions with the highest density of measurements. These transparent contours highlight clusters or patterns within the scatter, complementing the raw data points. High correlation is visually identified by elongated, non-overlapping contour lines, whereas overlapping or circular contours suggest low correlation.

4. **Linear regression – black line**

In the upper half of the matrix, a linear regression line is fitted to the scatter data. This line provides a clear indication of the relationship between variables. When the scatter consists of numerous points, the regression line helps clarify the trend, offering an additional visual aid to assess the strength and direction of the correlation.

Figure v19 does not reveal any entirely new patterns but serves to confirm that WL and PT are correlated. Additionally, it highlights that the water level and PT1 are skewed toward higher values, while the other variables exhibit skewness toward their lower values. This skewness is possibly seasonal, suggesting that a seasonal decomposition of the data could provide valuable insights.

The line plot in *Figure v12* further supports the presence of seasonal variations. To explore this, the same operations as in *Figure v19* were performed, but this time split by quarter of the year. The results of this analysis are presented in *Figure v20*.

Examining the scatterplots in *Figure v20*, a faint pattern emerges where Q1 values tend to be higher than those in Q4. However, this pattern is subtle, and most scatterplots exhibit a widespread distribution, indicative of low correlations overall. Despite this, specific features, such as stripes or clusters in the scatter, hint at the possibility of linear relationships during certain periods. For instance, PT3 vs. PT2 in the lower half of the figure shows stripes suggesting periods of linearity.

The regression lines provide additional insight into these relationships. Among the variables, PT1 exhibits the strongest correlation with the water level, as indicated by its regression trend that is closely spaced and nearly the same gradient. This also indicates that the connection between PT1 and the water is permanent and not changing with season.

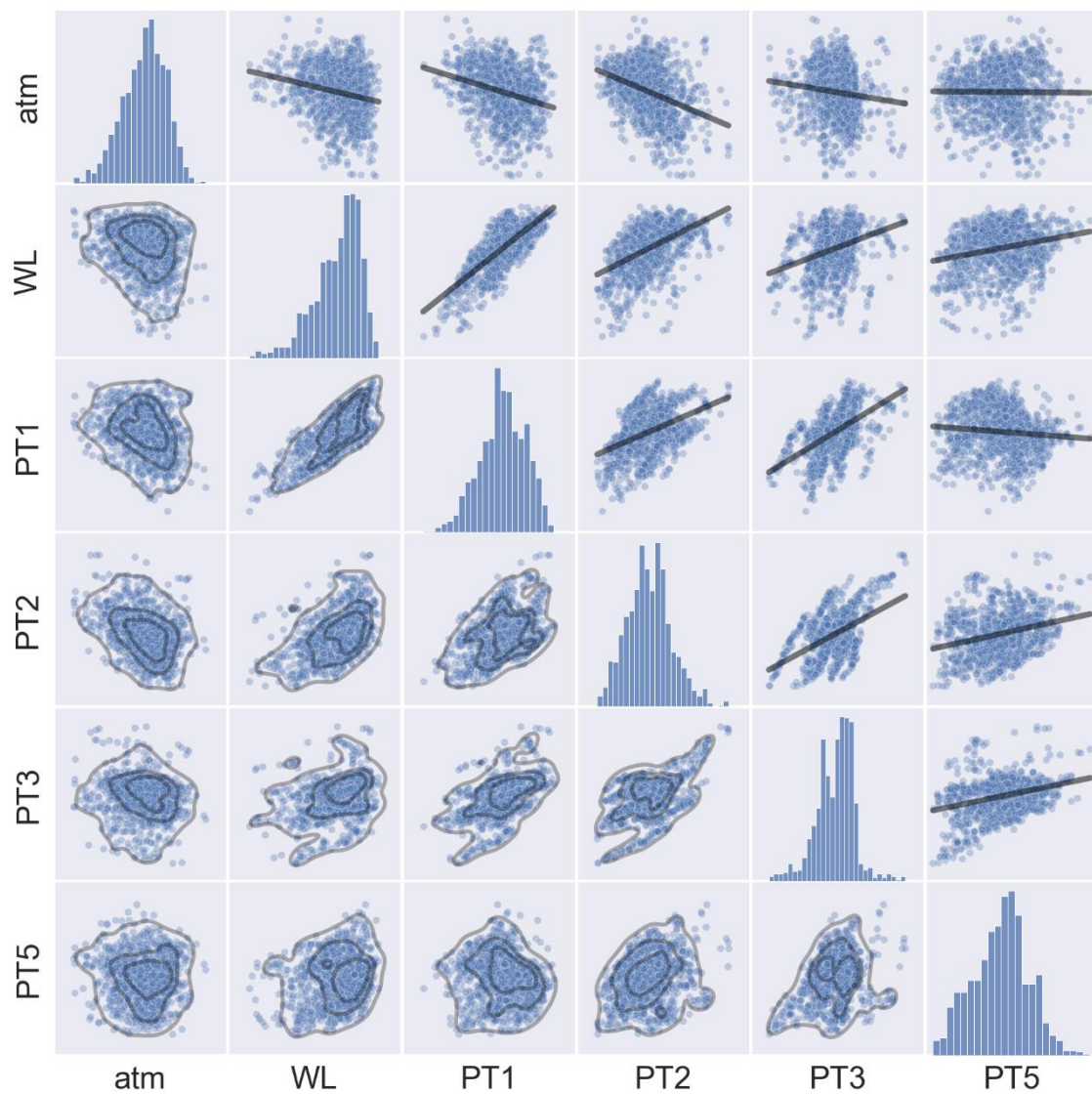


Figure v19: Scatterplot, distribution plot and linear regression

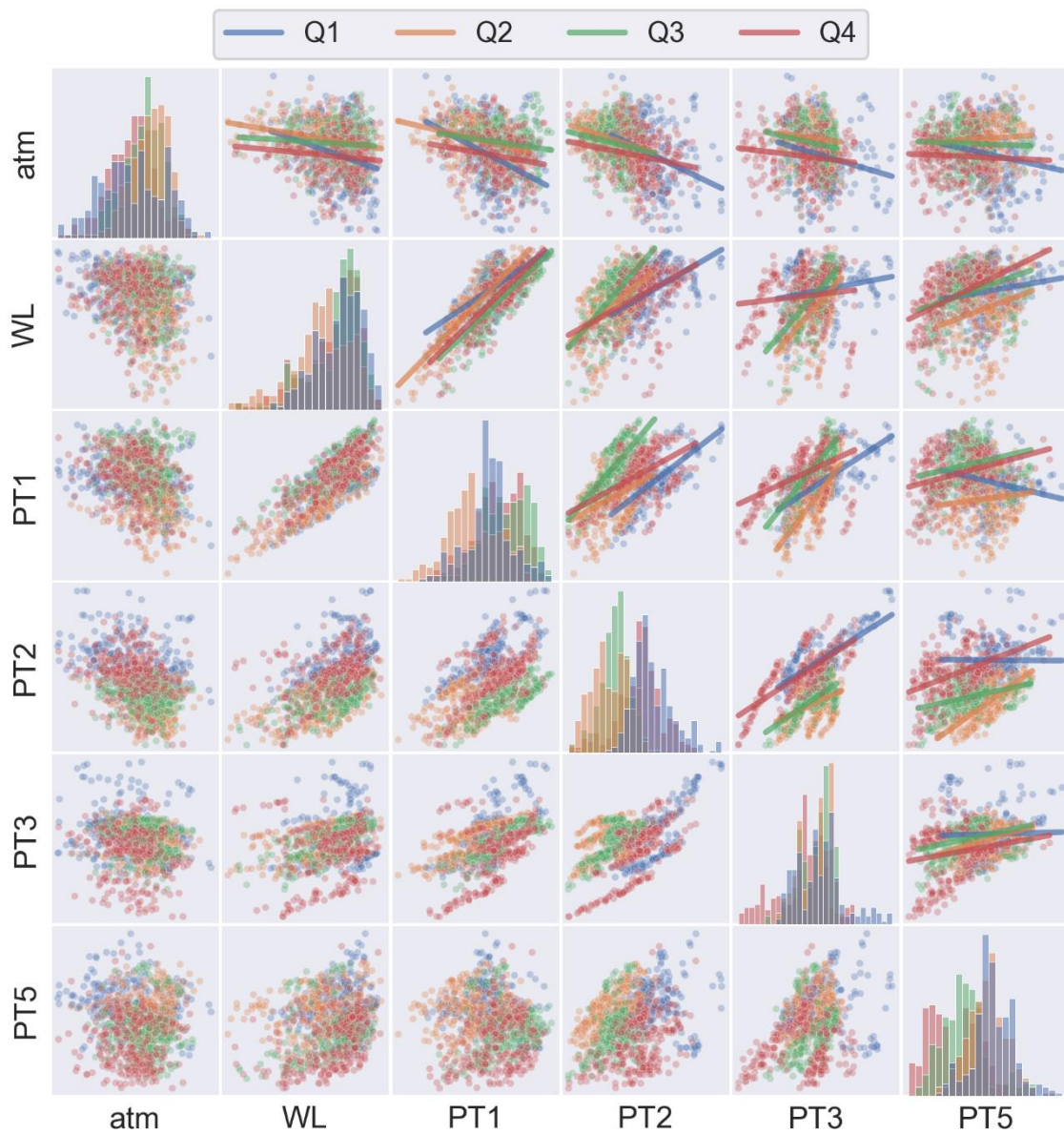


Figure v20: Scatterplot, distribution plot and linear regression per quarter

A.4 Dam A - Assessment of results

The generally massive migmatite and granitic gneiss at this damsite are believed to have very low porosity ($< 1\%$) and hence the permeability of intact rock will also be very low ($< 10^{-9}$ m/s). In practice, water flow and pressure build-up therefore can only take place in fractures. If a borehole for piezometer installation is not intersecting any water leading fractures, no water pressure will be measured. Also, water flow in fractures is often concentrated to certain flow channels, and even if no water pressure is measured in a piezometer drillhole, it therefore does not necessarily mean that there is no water present, since the drillholes are relatively few and the monitoring sections have limited lengths. pre

sure is measured in a piezometer drillhole, it therefore does not necessarily mean that there is no water present, since the drillholes are relatively few and the monitoring sections have limited lengths.

All piezometers are in drillholes near the baseplate, i.e. between sections D and G. The piezometer drillholes according to (Dr.techn.Olav Olsen, 2024) have lengths between 1.50 and 4.50 m (0.50-4.50 m drilled in rock), and almost all are vertical. The depth, placements and numbering of piezometers are described, but there are values and information in the data that makes us uncertain if it is true. Vertical drillholes may intersect sets of sub-horizontal joints shown in *Figure v9* but barely the predominant set of cross joints (set I).

As described above three main joint sets; one consisting of sub-horizontal joints and two consisting of steep cross joints, have been identified. In order to obtain measurement data for all joints, the piezometer drillholes have to be drilled such that all sets are being crossed by piezometer drillholes. For evaluation of potential risk of uplift of the base plate of this dam, the theoretically most favourable orientation of piezometer drillholes is inclination $50-60^\circ$ towards NE. In practice, approximately vertical holes may also work well, Fracture mapping and presentation of mapping data in joint rosette as shown in figure v9 give a good basis for choosing locations and directions of piezometer drillholes for monitoring of any pore pressure between rock surface and concrete. This illustrates the importance of geological mapping to obtain a reliable basis for deciding optimum localization and number of piezometers.

The measured values in dam A show that there is pressure contribution linked to the water level for PT1 in axis L1. PT 2 in the same axis is somewhat related to the water level, but its amplitude is hardly changed by a significant change in the water pressure. The most reasonable explanation is that the sensor PT1 is intersecting a rock joint. The relatively small change in PT 2 (and PT3 further upstream) is difficult to guess. It is also interesting to note that PT4 close to PT1 (and downstream PT3) does not measure any pore pressure. This indicate that the measurements in PT1 is very local and probably connected to a rock joint. The measurements in PT3, do indicate a pore pressure, but do not show a close connection with the upstream water level. This can indicate that the sensors are connected to a rock joint along the dam axis and not connected with the reservoir.

Ideally, if all joint sets were mapped and instrumented and transition zones between the joints were instrumented, a small area load combined with line loads from each joint would most precisely model the load on the structure from pore pressure. For instance, transverse cracks and joints in the rock or concrete combined with poor casting can result in a significant pressure in rock joints. There would however be significant uncertainties regarding the mapping of the cracks and the measurements of the pressure. From the measured data from Dam A One cannot state whether or

not a triangular distribution is conservative. All measurements are on the downstream half, near edges, possibly not perforating cracks, and show great discrepancy.

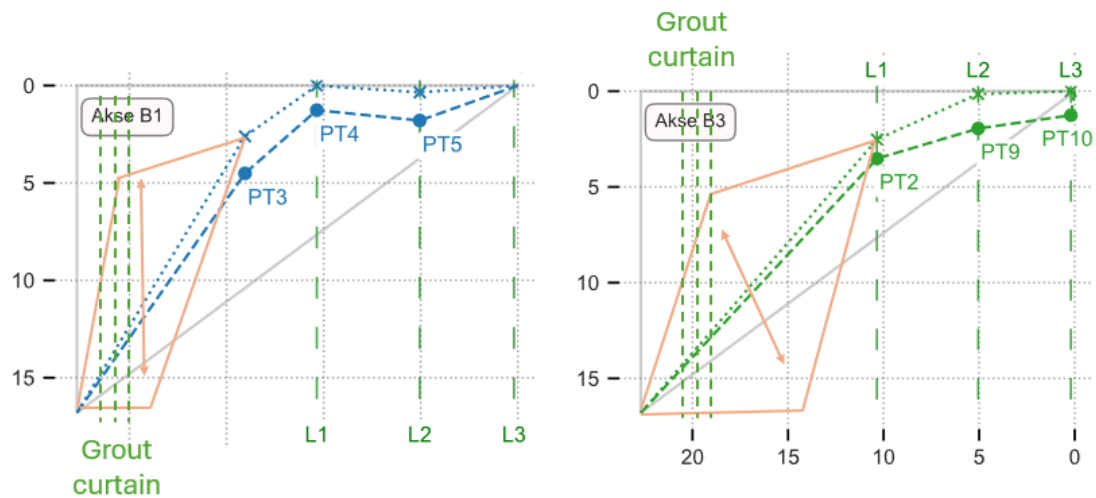


Figure v21: Uncertainty in pore pressure between axis L1 and the upstream side. Downstream of the grout curtain, lower pore pressure is the most likely

Of the 9 sensors located close to the bedrock surface, only one (PT1) show a connection with the reservoir. Further 2 sensors (PT3 and PT2) measure a pore pressure, but there is not a clear correlation with the reservoir fluctuations. In addition, 2 sensors located 3 m below the surface (PT 15 and PT18) indicate seasonal variations and measure a pore pressure. Measurements from PT15 indicate a possible connection with the reservoir, while PT18 show no connection with the reservoir.

Al in all, only 1 of 16 piezometers show a pore pressure that can be connected to the reservoir. It can therefore be concluded that the pore pressure under the dam is not evenly distributed and is generally lower than what is assumed in theory for stability assessments for this dam. The measured pore pressure is local and probably connected to water pressure in rock joints.

VEDLEGG B - DAM B

B.1 Dam B - General overview of the dam

The dam was built in 1969 with a maximum height of 19 m and a length of about 200 m, originally with 29 buttress sections and gravity sections against the abutments.

The dam was rehabilitated in 2023 and included the following:

- Gravity dam against the abutment: New concrete slab on the upstream side and dam crest
- Slab buttress dam: The area between the original buttress supports throughout the dam was filled with concrete. Against the rock foundation the supports have been expanded to a width of 2 m, so that there is a gallery 3 m onto the rock foundation. The foundation is freely drained as for a traditional Buttress dam.
- Upstream slab: New slab was cast on the upstream side of the original dam.
- Drainage gallery: There is a drainage gallery (box drain) onto the rock foundation throughout the dam. In most of the dam there is a thin concrete slab onto the rock. This slab is drained with 1 m deep drain holes at 1m centre distance. There is no drainage curtain in the foundation.
- Piezometers: There are a total of 24 piezometers installed in 8 of the buttresses supports. All the sensors are placed in inclined 1.5 m boreholes under each buttress support. As the boreholes are inclined the sensors are about 1 m under the rock surface. Installation of the sensors are similar to that of dam C and D.

There is no evidence of foundation grouting.

The leakage from the dam is estimated to 0.1-0.2 l/s.



Figure v22. Downstream side of the buttress dam. The original frost wall and buttress supports are visible from the downstream side. However, upstream the frost wall the whole dam has been filled with concrete, except the lower part over the foundation, where there is an inspection gallery.



Figure v23. Inspection gallery onto the foundation. View to the upstream side and Buttress supports to the left in the picture.

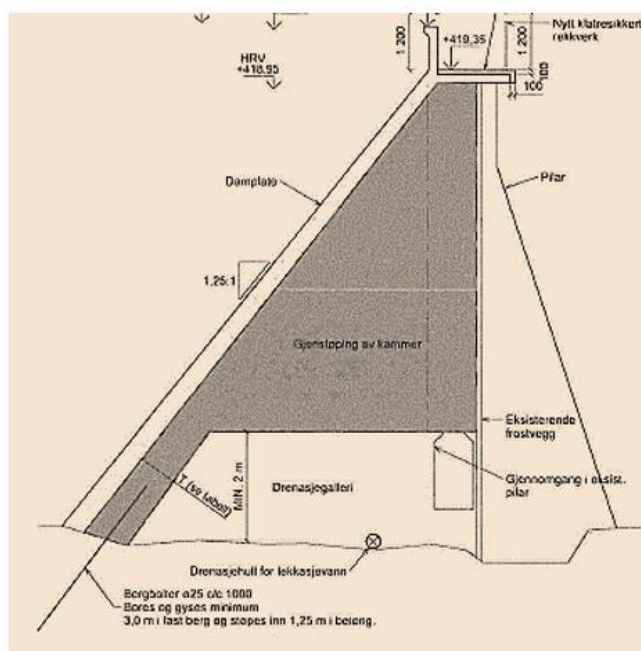
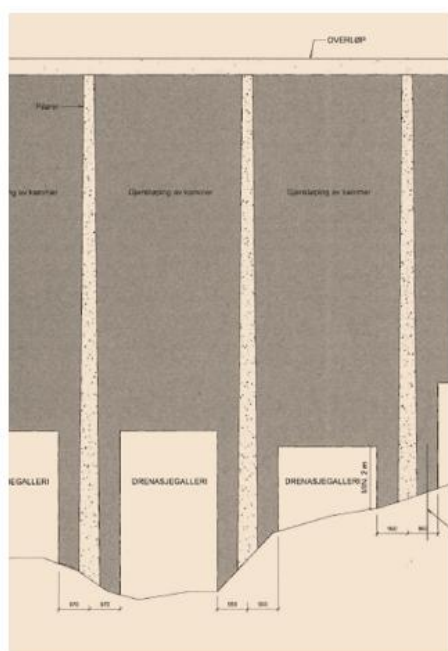


Figure v24. Drawing of the dam. Grey color is the new concrete. Inspection gallery onto the foundation. Left side showing a section of the elevation through the dam from the downstream side. Right side showing a section of the buttress



Figure v25. Drains with leakage. One pipe from each side of the dam

B.2 Dam B - Description of the bedrock

The dam is located in syenite belonging to the Permian, igneous rocks of the Oslo-field, which contains a range of intrusive and volcanic rocks of ages around 250-300 my (NGU, 2024).

The site visit with engineering geological mapping was carried out on 24.6.2024. As basis for the mapping, geological and topographical maps were used (NGU, 2024), (Kartverket, 2024). Note from engineering geological site inspection were also available, plus excerpts from re-evaluation in 2018 and several notes on piezometer locations, monitoring results. (Norconsult, 2020), (Norconsult, 2018).

Norconsult's engineering geological note gives a systematic description of rock mass and water leakage conditions in the hollow sections inside the dam. Their investigations were however aimed primarily on evaluating friction between dam and rock foundation and contains no evaluation of water pressure or potential risk of uplift.

The mapping of the dam foundation in this case was mainly focused on hollow sections inside the dam since surface outcrops were few due to soil cover and vegetation at the surface. Some rock grouting was reported to have been done recently on the western side of the dam. It was informed by the owner that grouting had been done prior to/during construction of the dam as well. The exact extent of this grouting is however not known.

The bedrock at the dam site was found to be homogenous and isotropic, i.e. without any sign of foliation/planar structure, and mainly quite massive. Sub-horizontal joints and sets of steep cross joints were distinct almost all the way along the dam foundation, but typically the character of the rock mass varied from very massive most places to sections, particularly at the western side of the dam, with higher degree of fracturing ("moderate"). Several locations with minor leakage were observed, almost all these seeming to originate from the contact between concrete and bedrock.

Photos illustrating the rock conditions are shown in Figure v26 and Figure v27, and further details on rock strength and fracturing are given below.



Figure v26: Left: massive syenite with fractures forming tabular blocks at eastern side of dam, P27-28 approx.; Right: more fractured rock at eastern part, P18-19 approx.



Figure v27. Left: syenite with 3 distinct joint sets, including sub-horizontal, at central part of dam, P16-17 approx. Right: massive syenite at western part of dam, P5-6 approx.

B.2.1 Rock strength

Schmidt-hammer testing was done at three locations and characteristic UCS-values estimated as described in the corresponding section for dam A. An estimated rock density of 27 kN/m³ for syenite has been used in the diagram to find the UCS-value. The results are shown in *Table v4*.

Table v4. Results from Schmidt-hammer testing of Syenite.

Location/ rock type	Test values for R _L	Average of 50% highest RL-values	Test direction	UCS based on Deere & Miller
Betw. P27-28 Syenite	46-48-40-46-53-66-48-52-58-54 60-62-58-62-50-62-64-54-48-54	60.2	~horizontal	260
Betw. P16-17 Syenite	52-56-50-58-58 46-51-58-53-55 61-46-56-51-54-56-46-58-46-51	57,1	~horizontal	220
Betw. P10-11 Syenite	58-57-63-60 58-58-57-53-53-54 50-56-53-61-51-63-59-54-60-64	60,4	~45° downwards	280

As can be seen from the table, the estimated UCS-values for the syenite are very high, with an average of 253 MPa.

B.2.2 Fracture characteristics

Results from mapping of joint orientations based on stereographic projection are shown in *Figure v28*. As can be seen, sub-horizontal joints dipping gently mainly towards NE (i.e. in direction towards the reservoir) and steep cross joints striking NNE-SSW and dipping steeply towards W (60-80°) represent the predominant joint sets. In addition, there is a second set of cross joints striking NW-SE and dipping steeply to NE (75-90°) or W (70-80°) and, as can be seen from the stereo plot, also some joints in other directions. The joint sets described in Norconsult's report fits fairly well with this (Norconsult, 2020).

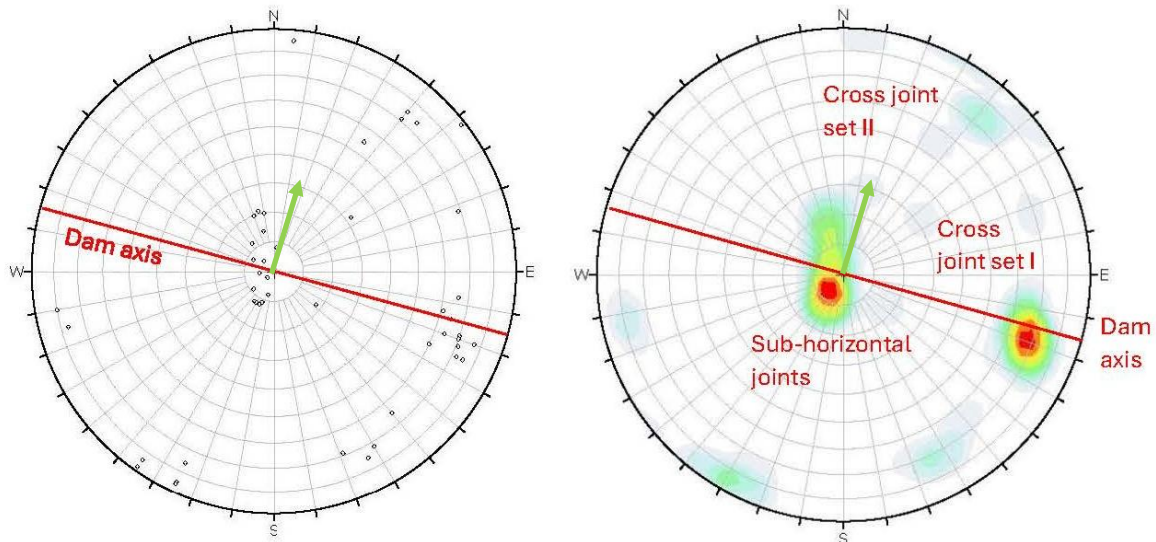


Figure v28. Distinct joints, presented as pole plots (left) and contoured plot (right) with colors representing pole concentrations of 14.4 -16 % (red), 11.2-12.8 (yellow) and 6.4-9.6 % (green), respectively. Green arrow indicates vector of piezometer drillhole (direction/inclination, approx. N15°Ø/60°N according to, drawings B-312 and B-313. Number of measured joints: 49.

The degree of jointing was found to vary from fairly low for most of the dam foundation (as shown in *Figure v26* and *Figure v27*) to fairly high for sections at the middle of the dam (support 14- 16) and on the western side, particularly west of support 4 (as shown in *Figure v27*). At massive sections the spacing between distinct joints was found to be 1-2 m and more, while for the most fractured sections it was some places down to 10-20 cm.

No signs of faults or distinct weakness zones were observed, neither during mapping inside the dam nor based on surface observations of the river downstream of the overflow weir.

The sub-horizontal joints are quite distinct and continuous, with persistence of several meters, perhaps up to 5-10 m and more (exact measurement not possible due to limited area of outcrops) and in theory may cause buildup of considerable uplift pressure. Even though these fractures are favourably inclined with dip towards the reservoir, they may be fed by water from the steep cross joints. The conditions inside the dam at the time of the geological mapping were quite humid, but the total leakage from the dam was reported to be rather low (as could also be observed at the monitoring point during this site visit).

B.2.3 Classification

Rock mass classification based on the RMR system, as described in chapter 4.4 has been done for selected, representative locations. In selection of “Rating adjustment” factor main emphasis has been placed on consideration of water leakage and potential uplift pressure. The results are presented in *Table v5* below. As can be seen, the ratings for two of the locations classify as “Good” (P25-26 at the lower end, and P10-11 at the upper end of that class, respectively), and the rating for P16-17 classifies as “Fair”.

Table v5. Estimation of RMR for selected locations.

Location	Betw. P25-26 massive syenite	Betw. P16-17 more jointed syenite	Betw. P10-11 massive syenite
1 Rock strength (UCS)	15	12	15
2 RQD	17	8	17
3 Joint spacing	15	10	15
4 Joint condition			
- persistence	2	2	2
-separation	5	5	6
-roughness	3	3	6
-infilling	6	6	6
-weathering	5	5	6
5 Ground water	10	15	10
Rating adjustment	-15	-15	-7
Rating	63	51	76
Class No.	II	III	II
Description	Good	Fair	Good

The Q- and GSI-systems, as explained in previous chapters, are not considered suitable for evaluation of damsites and therefore have not been used systematically in this project. Some reconnaissance estimations have however been done. Based on this, characteristic Q'-values down to approx. 6 have been estimated for most densely fractured sections and up to 50 for the most massive sections, corresponding to “Fair” and “Good - Very good”, respectively for J_w and SRF equal to 1. The characteristic GSI-value has been found to be within the range 60-75, i.e. medium to high.

B.3 Dam B - Measurements of pore pressure

Measurements from dam B has been sampled since installation in late 2023. The analyzed data contains a little more than one year of measurements with a timestep of 2 hour and 40 minutes between each value. Dam B is in an area with multiple stations relatively nearby and one station approximately 20 km away is used in in the plots.

Figure v29 shows all measurements in a line plot without other adjustments than unit conversion to meter water column, mWC. The plot is divided into 10 subplots whose scale is consistent. This way comparison is easy, especially with reference variables like atm and water level (WL in figures).

Figure v30 shows the same timeseries after subtracting the variation of atmospheric pressure, i.e.:

$$s_{i.adj} = s_i - (s_{atm} - \text{mean}(s_{atm}))$$

This operation aims to detect influence of atmospheric pressure on the measurements by looking at the resulting plot as well as comparison with the original. When peaks and valleys corresponding to the atmospheric pressure in Figure v29 are completely smoothened in Figure v30, one can conclude that the measurement has direct contact with air.

Mean values, for all but PT71, are so low that the measured pressure appears to be water column in the bore holes. PT71 have some more fluctuations and almost double the mean value of the remaining sensors. The peaks of PT71 are correlated with the atmospheric pressure although there are other factors influencing this sensor. One hypothesis is leakages/rain/surface water inside the dam in addition to a deeper bore hole.

PT42 and PT43 are clearly not smoothed as the other sensors in Figure v29. Looking in Figure v30 the peaks and values have lower height than the atmospheric pressure and the other sensors. This suggest that the contact with air is restricted, possibly creating a delay and over-/under-pressure relative to the atmosphere. The water level gets more variable when atmospheric pressure adjustment is performed. This suggest that the sensor is ventilated, i.e. already adjusted.

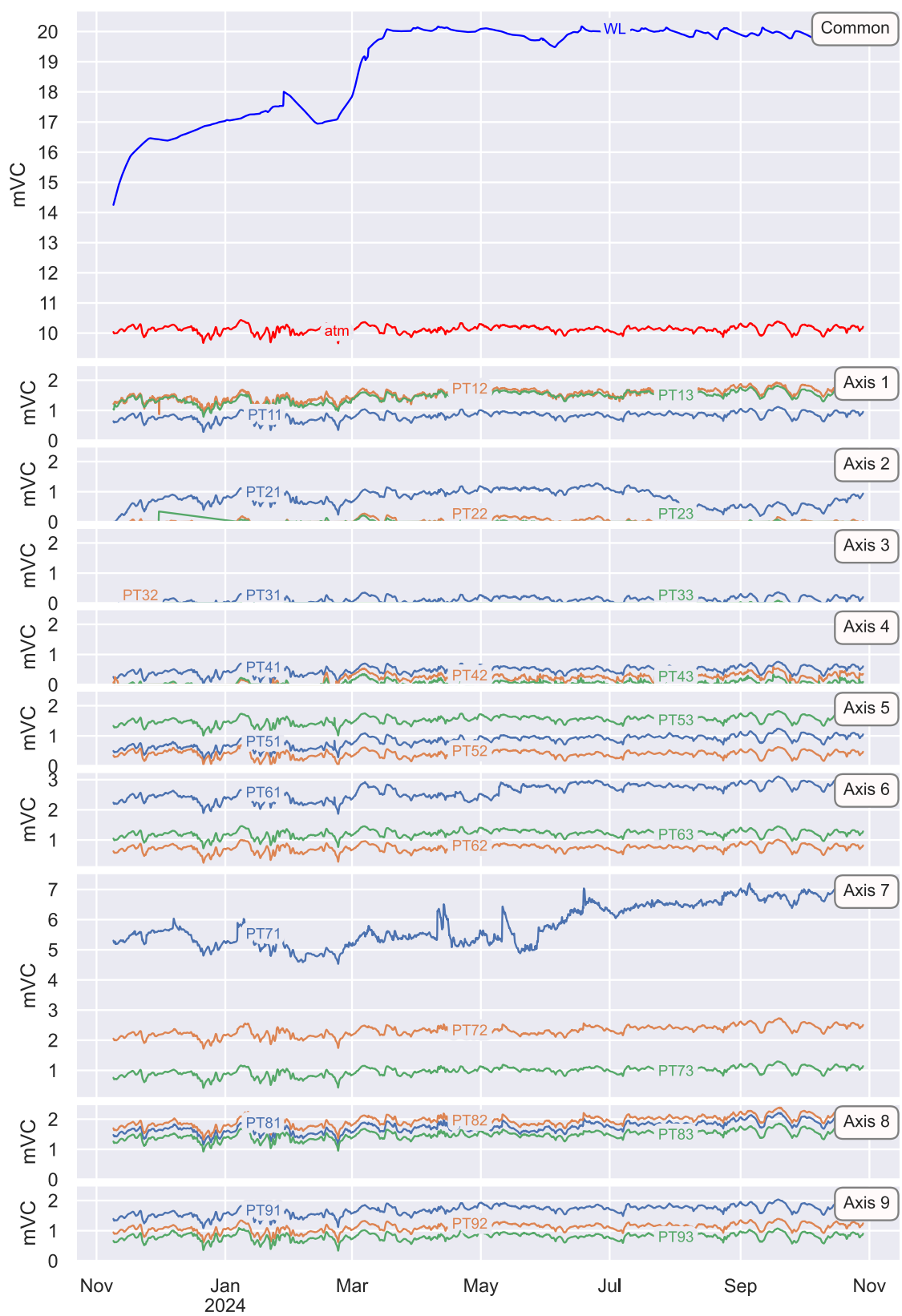


Figure v29: Line plot all axes Dam B.

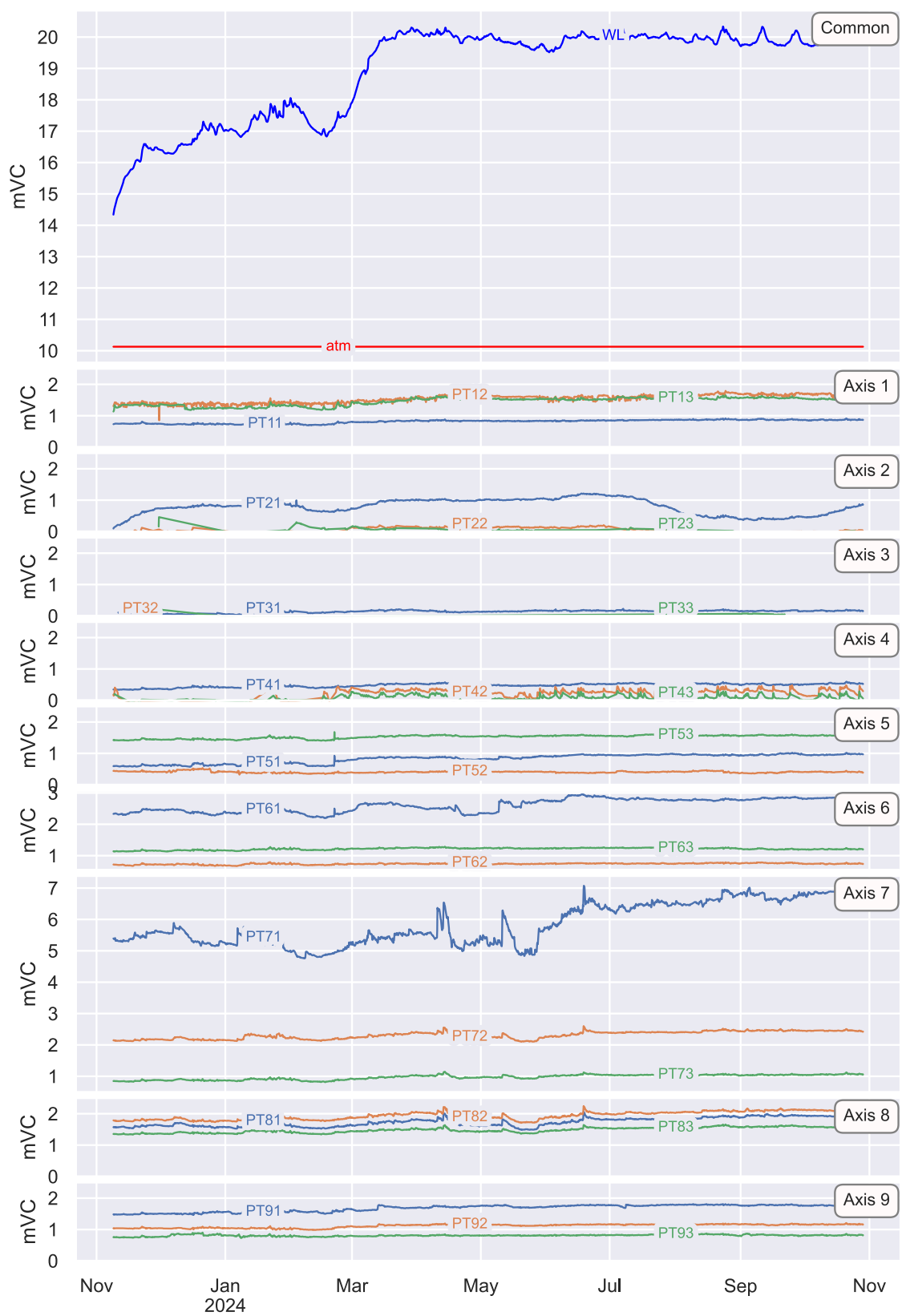


Figure v30 Line plots all axes Dam B – adjusted.

B.4 Dam B - Assessment of results

As for Scandinavian hard rocks in general, also the syenite at Dam B is believed to have very low porosity ($< 1\%$) and hence the permeability of intact rock will also be very low ($< 10^{-9}$ m/s). In practice all water flow and pressure build-up will therefore take place in fractures, and if a borehole for piezometer installation is not intersecting any water leading fractures, no water pressure will be measured.

According to (Norconsult, 2019) drawing. B-312 and B-313, piezometer holes have been drilled at 60° inclination upstream of each Buttress support and vertically at the gate hatch. This corresponds to borehole direction/inclination of $N15^\circ E/60^\circ NW$ and $N0^\circ E/60^\circ NW$, respectively, which is favourable with respect to the predominant sub-horizontal joint set (which is also the most decisive regarding risk of uplift pressure). The directions are less favourable for intersecting cross joints.

The lengths of the piezometer monitoring sections in rock are also here only 1 m, which is very short for a situation where the typical fracture spacing is in the range 2 m and more.

To increase the probability of intersecting water leading fractures, the direction for drilling should be selected based on data from joint mapping as presented in stereo plot. At this damsite the main fracturing, as shown in *Figure v28*, is sub-horizontal, and the directions of the piezometer drillholes are quite favourable, although vertical (or around 80° inclination towards NE) would be the optimum for monitoring holes (as well as drain holes), It should be reconsidered whether a hole length of 1.5 piezometer drillholes is sufficient.

The measured data show that variation is most related to the outside atmospheric pressure. Several piezometers are placed right next to borehole for drainage. We believe that the measurements are measuring the depth of the sensor and if present water inside the dam. The measurements show no indication of being linked to the water level in the reservoir. If the sensors were placed further away from the drainage and in according to a geological mapping measuring both at and between joints, small values would have indicated a well-functioning drainage in the dam.

Because all sensors have contact with air one can conclude that the measurements made are not of pore pressure, but rather borehole water columns. However, this does not directly mean that the drainage of the dam is proven effective. The image below shows a red arrow and a red circle depicting the bore hole of the sensor and the drainage hole. The distance between the sensor and the drainage hole is small and one can therefore expect contact with the water column in the bore hole if rock or concrete has crack. The hole may be tilted, giving some distance, but distance between free edges or drainage holes should be maximized to ensure that peak pore pressure is captured in measurements.



Figure v31 Picture of sensor and bore hole location/Cutout from drawings

VEDLEGG C - DAM C1 AND C2

C.1 Dam C - General overview of the dams

Both dams were built in the 1950s, with the following dimensions:

- Dam 1: Hight of 12 m and length approx. 110 m
- Dam 2: Hight of 6 m and length approx. 25 m

The dams were rehabilitated in 2020 and included the following:

- Gravity dam against the abutment: New concrete slab on the upstream side and dam crest
- Slab buttress dam: The area between every other buttress support was filled with concrete, so that the buttress supports are about 5-6 m wide, while the centre spacing between the supports are 10 m.
- Drainage gallery: Downstream the slab and upstream the buttress supports, are drained (box drain), and there is access to the opening through holes that are core-drilled through the old supports (hole of diameter 650 mm)
- Piezometers: There were 2 piezometers installed 1 m in the rock under each buttress support. In total 28 sensors.
-

There is not found any evidence that the foundation has been grouted and there is almost no visible leakage.



Figure v32. Dam C1, downstream side of the buttress dam, with gravity sections towards each abutment.



Figure v33. Dam C2, from downstream side. Gravity sections towards each abutment.

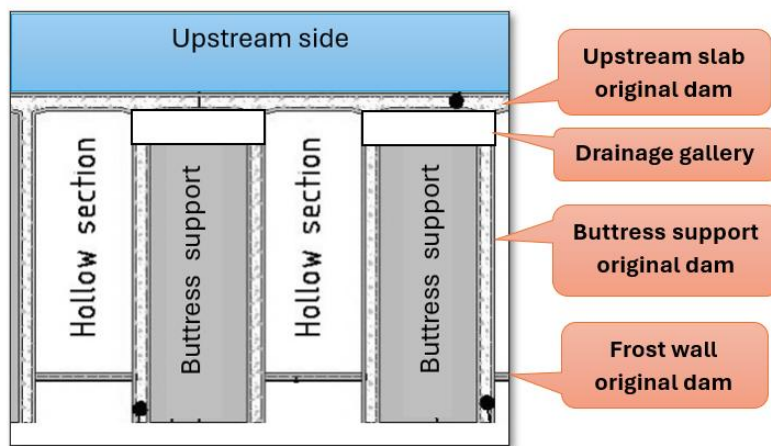


Figure v34. Plan view - typical outline of the dam

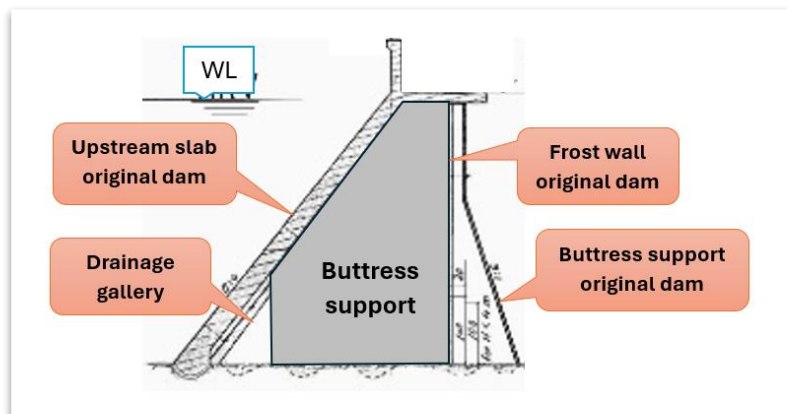


Figure v35. Section through the buttress (cast between the supports in the old dam)

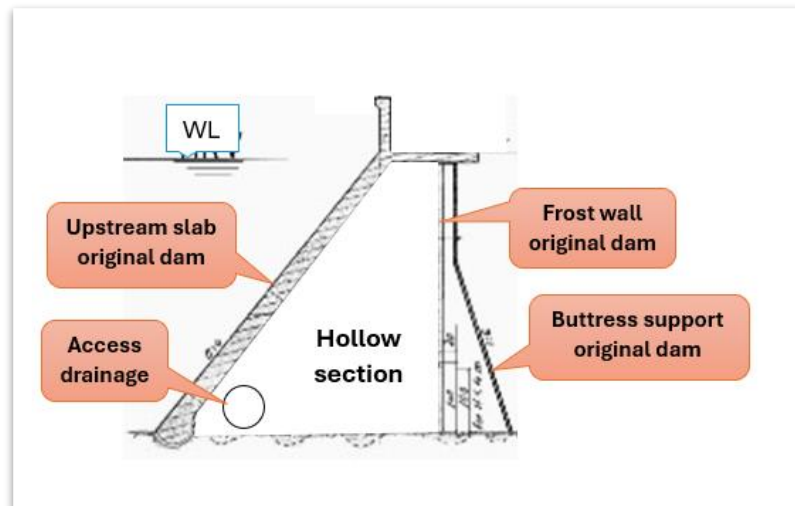


Figure v36. Section through the hollow section between the supports.



Figure v37. Dam C1 - leakage from the dam with full reservoir, about 0.1 l/s.

C.2 Dam C - Description of the bedrock

The project is in bedrock belonging to the South-Norwegian Precambrian region, which according to NGU here consists of shale, gabbro and amphibolite as shown in *Figure v38*.

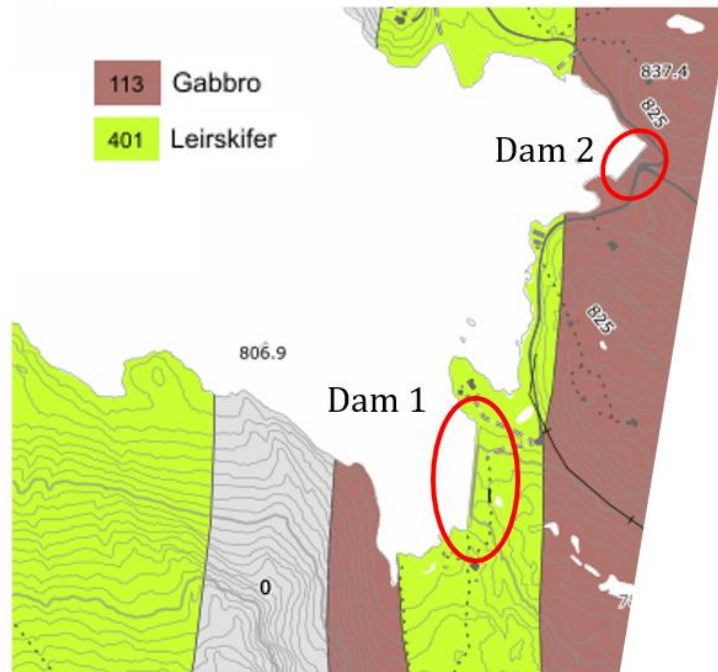


Figure v38. Geological map of the area, with the locations of the two dams indicated with red circles. Color codes: brown for gabbro and amphibolite, green for shale, yellow for quartzite and grey for area covered by soil (NGU, 2024)

Site visit with engineering geological mapping was carried out on 05.06.2024. As basis for the mapping, geological and topographical maps were used (NGU, 2024), (Kartverket, 2024). Reports with brief description of geology and drawings of dam where also used (Norconsult, 2021).

Engineering geological mapping was carried out for accessible locations inside the dam as well as for available outcrops at the downstream side of the dams. At dam 1 It was found that the bedrock was not a shale as indicated on NGU's geological map above, but a massive amphibolite/gabbro without distinct schistosity as would be seen in a shale. A certain, but not very significant, tendency of planar structure/ banding was observed at some, few places. At the central part of dam 1, migmatite could be an appropriate term.

At dam 2 the bedrock was similar to what is described above for dam 1, but even a bit more massive.

The degree of jointing was generally low at both dam sites, with persistent rough cross joints representing the most distinct joint set. and not joints along the planar structure/foliation. Photos illustrating the rock conditions at the two dam sites are shown in *Figure v39*, *Figure v40* and *Figure v41*. Further details on rock strength and fracturing are given below.



Figure v39: Dam 1: Amphibolite with visible foliation at hollow section between support 3-4.



Figure v40: Dam 1: Very massive amphibolite at chamber between support 5 and 6 (left) and mixture of massive and more fractured amphibolite/migmatite at the entrance to hollow section support 5-6 (right).



Figure v41: Dam 2: Very massive amphibolite between P7-Ø1 (left) and migmatite at N-end (right).

C.2.1 Rock strength

As discussed in Chapter 4, rock strength is not the most important factor regarding rock mass permeability and water leakage. It is however one of the input parameters for calculating RMR and therefore was included in the site mapping based on index testing with Schmidt hammer (as described in Chapter 4.4 of this report).

The testing has been performed according to ISRM-standard, i.e. 20 single tests with type-L hammer and the characteristic Schmidt-hammer value R_L calculated as the average of the 50 % highest single values (ISRM, 2015). The diagram in Figure 50, with estimated rock density 30 kN/m^3 was used to find the UCS-value. The results are shown in Table v6.

Table v6. Results from Schmidt-hammer testing of dam 2 rock.

Location/ rock type	Individual R_L -readings	Average of 50% highest R_L -values	Test direction	UCS based on Deere & Miller
Betw. P7-Ø1 Amphibolite	50-44-35-40-42-40-46-42-44-38 40-44-38-38-44-54-44-48-38-44	45.6	~45° downwards	155
At N-end Migmatite	32-34-38-38-34-30-42-34-32-38 32-46-40-32-38-40-34-38-30-34	39.0	As above	110

Due to malfunctioning of the Schmidt hammer during this site visit, testing according to the standard procedure was possible only for the two locations shown in Table v6, both at the N-end of dam 2. For other locations where classification based on RMR was performed, UCS was estimated based on experience and evaluation of results from Schmidt hammer testing from dam 2.

C.2.2 Fracture characteristics

The rock mass at both dam sites was found to be generally quite massive with low degree of jointing. Foliation/planar structure, which is often representing the main joint set, could be observed only a few places, i.e. at dam 1 between support 3 - 4; 4 - 5; and 15 - 16 and at dam 2 between support 3-4. The few distinct joints in this direction were tight and not very continuous. Sub-horizontal joints were not commonly observed, but appeared locally, particularly between support 9-12 in dam 1.

Cross joints, i.e. joints crossing the rock structure, were predominant at both dam sites and had a length/persistence of several meters. Most cross joints were quite rough. The joints in general were found to be very tight and impermeable. Practically no seepage from joints were observed, except for a minor exception for the area between support 5 and 6 at dam 2 where a small seepage seemed to come from a cross joint with aperture a few tenths of a mm. The main conclusion is however that the rock mass at both dam sites had very little leakage, even though according to the dam owner, no rock mass grouting has been done.

Results from mapping of joint orientations presented in stereographic projection (see Chapter 4.3 for explanation) are shown in *Figure v42* and *Figure v43* for dam 1 and dam 2, respectively. As can be seen, steep cross joints (dip angle 70-90°) represent the predominant joint set at both dam sites, with strike/dip ENE/70-90°NNW at dam 1 and NE-SW/70-90°NNW at dam 2.

Foliation/planar structure was observed to be less distinct, although visible in some places. At dam 1 strike NNE-SSW to NNW-SSE and dip 70-90°E (occasionally 70-90°W) is most common for this type of structure/jointing, as would be expected based on the orientations of rock formations shown in *Figure v38*. It is also partly coinciding with Joint set S2 in Norconsult's report. At dam 2 foliation/planar structures are scarcer and have orientation ENE-WNW/60-90°N (occasionally 60-90°S), which is quite different from that at dam 1. This might be due to folding, or also by the fact that due to limited number of outcrops few joints were possible to measure at dam 2.

Sub-horizontal joints were scarce but occasionally observed at dam 1.

At both dam sites the degree of jointing is mainly quite low, with spacing between distinct joints of 1-2 m and more. Some places have less spacing, down to 40-50 cm. Particularly this is the case at the foundation for highest part of dam 1. The jointing at the two damsites has been found to be quite unsystematic/ random, as expected for the actual rock types and the complex tectonics of this region.

The main conclusion based on this engineering geological mapping is however that the bedrock at the foundation of these two dams however must be characterized as very massive, as will also be reflected by the results for rock mass classification in next chapter.

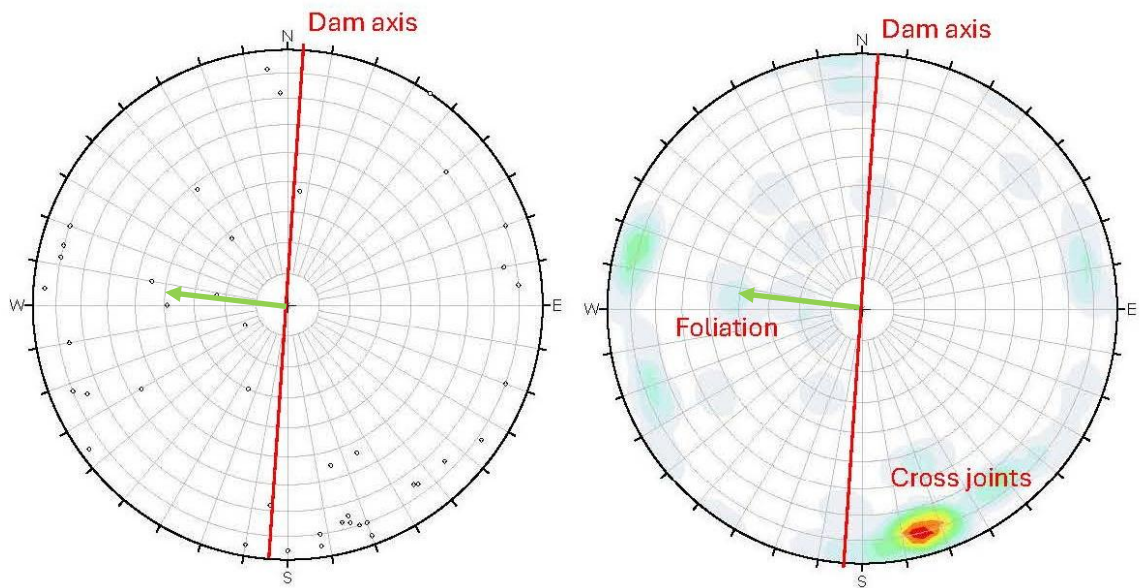


Figure v42. Distinct joints mapped at dam 1 presented as pole plots (left) and contoured plot (right) with the colours representing 13-15 % (red), 10-12 % (yellow) and 6-9 % (dark green) pole density, respectively. Green arrow indicates vector (direction and inclination) of piezometer drillholes. Number of joints mapped: 42.

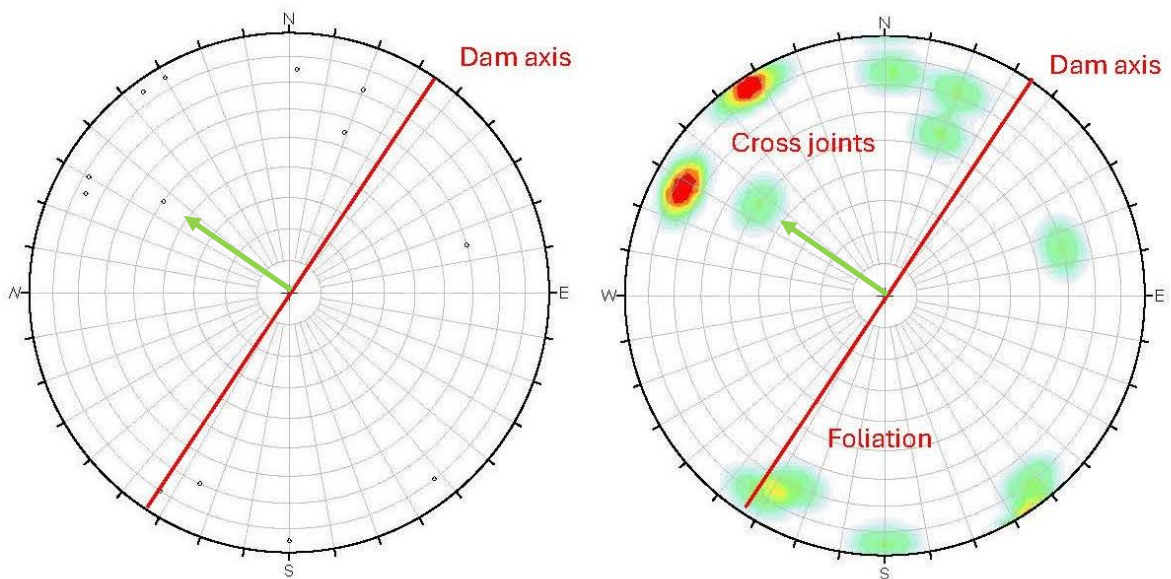


Figure v43. Joints mapped at dam 2 presented as pole plots (left) and contoured plot (right) with the colours representing 13-15 % (red), 10-12 % (yellow) and 6-9 % (dark green) pole density, respectively. Green arrow indicates vector (direction and inclination) of piezometer drillholes. Number of joints mapped: 13.

At both dam foundations cross joints as well as foliation joints are so steep that problems due to uplift pressure caused by these are not regarded realistic. Such joints may however in theory feed water down to sub-horizontal joints which have been observed at dam 1 (shown in Figure v43. as poles plotting close to the center of the stereonet).

C.2.3 Classification

Rock mass classification, primarily based on the RMR system, has been done for selected, representative locations as described in Chapter 4.4. The results are presented in *Table v7* below.

Table v7. Estimation of RMR for selected representative locations at dam 1 and 2.

Location	Dam 1 ratings			Dam 2 ratings	
	Betw. P3-4	Betw. P5-6	Near P11	Betw. P7-Ø1	At S-end
1 Rock strength (UCS)	12	12	12	12	12
2 RQD	20	20	17	20	20
3 Joint spacing	15	18	15	20	15
4 Joint condition					
- persistence	2	2	2	4	2
- separation	6	6	6	6	6
- roughness	5	5	6	5	6
- infilling	6	6	6	6	6
- weathering	6	6	6	6	6
5 Ground water	10	10	10	15	15
Rating adjustment	-2	-2	-2	0	0
Rating	80	83	78	94	88
Class No.	II	I	II	I	I
Description	Good	Very good	Good	Very good	Very good

As can be seen from *Table v7* the ratings are good and very good for both dams, with slightly better results for dam 2 than for dam 1. The two locations at dam 1 which classify as Class II “Good” are however also very close to class “Very good” (the lower limit is at 80/81).

As discussed in Chapter 4.4 the Q-system, which is very commonly used in many countries (including Norway) is not considered suitable for evaluation of damsites and therefore has not been used systematically in this project. Some reconnaissance estimation of Q-value and GSI, which is commonly used also today for rock engineering purposes has however been performed.

Based on this characteristic Q'-values (Q-value with J_w and SRF equal to 0 in the formula $Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF$) of 20-50- have been found for dam 1 and around 70 for dam 2, which for J_w and SRF equal to 1 corresponds to “Good to very good” and “very good”, respectively. The characteristic GSI-value at both damsites is within the range 85-95, which is very high.

C.3 Dam C - Measurements of pore pressure

The measurements used are from the period March 2022 until June 2024. There is a total of 30 sensors when including water level and temperature. Unfortunately, there is a significant number of faulty measurements as well as periods without data. Obvious outliers and noise are removed, and empty timeslots are linearly interpolated with dots in the plot of the measurements in *Figure v44*. Obvious outliers should have been removed with a validation step before storage.

The plot on the next page, *Figure v44*, is separated into four subplots with identical scale for comparison between the subplots.

1. Common measurements: water level (WL) and atmospheric pressure (atm)
2. dam 1 [1]: dam 1 measurements that appears to have a strong influence from atm
3. dam 1 [2]: remaining measurements from dam 1
4. dam 2: all measurements from dam 2.

It visually clear that all pore pressure values are low and exhibit very low variation compared to the water level fluctuation in the magazine. The water level varies by approximately 13 meters, while the measured pore pressure values remain mostly stable, with variations limited to about 2 meters. This suggests that the sensors are not responsive to changes in the water level. There are several possible explanations for this lack of response: effective drainage, a non-permeable rock foundation, or unrepresentative measurements. Although the exact cause cannot be definitively determined, it is clear that there is no connection between the pore pressure values and the water level.

One hypothesis is that these measurements show water column in the bore holes, especially considering that all measurements are in the range of normal bore hole depth. Note, however, that there are negative values, suggesting that the data have already been adjusted. There is no available documentation on how these adjustments were made or how the values were calculated.

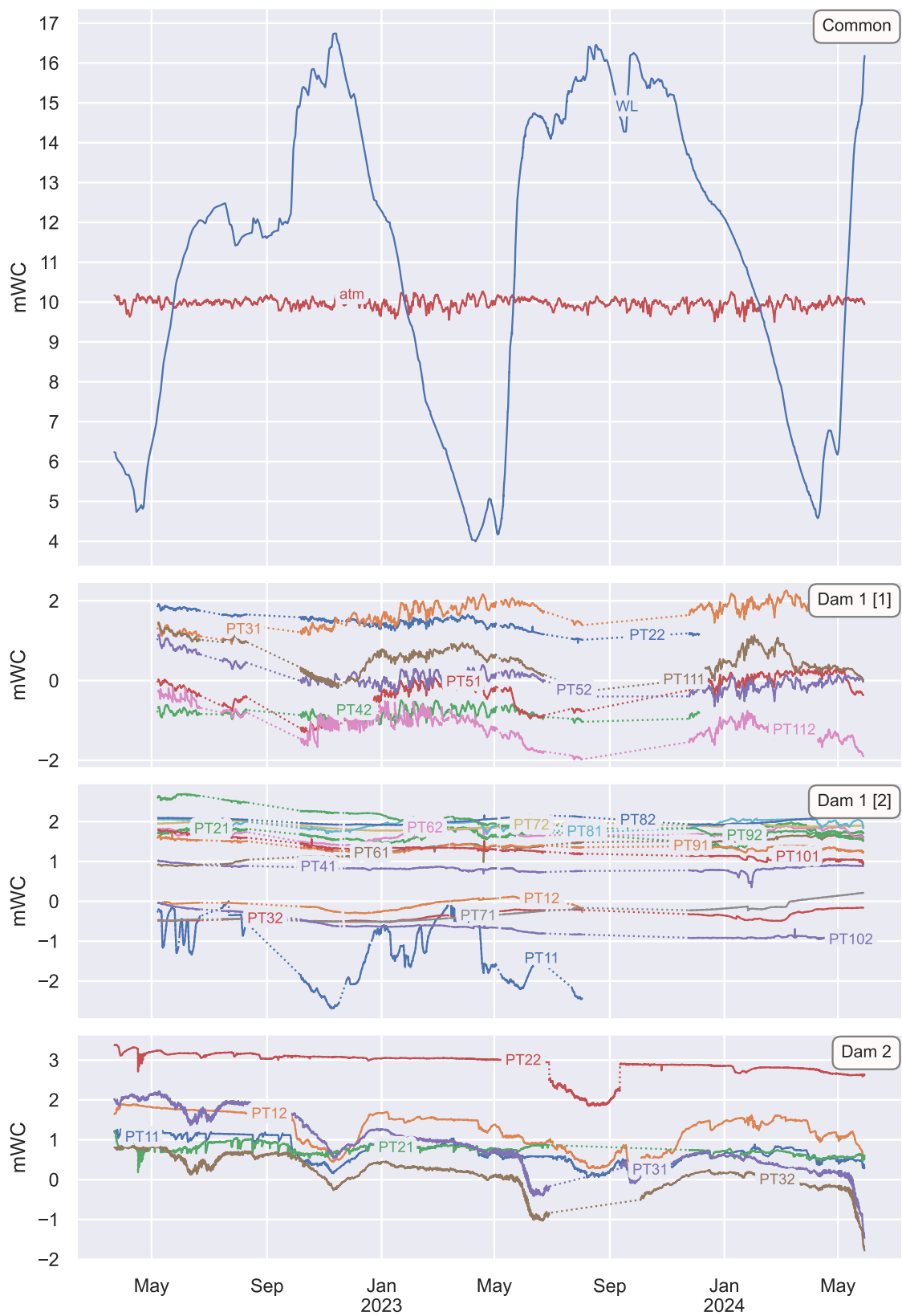


Figure v44: Line plot Dam C (1 and 2)

C.4 Dam C - Assessment of results

As for almost all Scandinavian hard rocks the porosity of the amphibolite/gabbro and migmatite rocks are believed to be very low ($< 1\%$) and the permeability of rock without fractures therefore is also very low ($< 10^{-9}$ m/s). In practice all water flow and pressure build-up will take place in fractures, and if a piezometer borehole does not intersect water leading fractures, no water pressure will be measured.

According to (Norconsult, 2021), two piezometers at each buttress support were to be installed at both Dam 1 and 2. Each piezometer borehole was described to be 1.5 m long (with the upper 0.5 m filled with expanding mortar), and to be drilled in direction perpendicularly to the dam axis and with an inclination of about 50° as shown in Drawing SO-B-207 and S2-B-404, respectively of the Norconsult document.

This corresponds to borehole direction/inclination of N273°E/50°W for Dam 1 and N305°E/50°NW for Dam 2, respectively. For the mapped fracture sets at Dam 1, as shown in Fig. 100, the borehole direction is favourable for intersecting foliation joints, but not for intersecting the predominant set of cross joints. For dam 2 the orientation of piezometer boreholes is favourable for intersecting cross joints, but not for intersecting foliation joints.

The lengths of the monitoring sections of piezometer boreholes have been only 1 m. This is very short for a situation where the typical fracture spacing is in the range of 0.6-2.0 m at dam 1 and 0.6-2 m and more at dam 2.

Thus, for the massive rock mass, with short piezometer drillholes and orientations as described in the Norconsult report, the probability of intersecting water bearing fractures was basically quite small (Norconsult, 2021). To increase the probability of intersecting water bearing joints, the direction of boreholes should be based more on data from joint mapping, and the lengths of piezometer drillholes should be increased beyond 1.5 m.

The data for both these dams show small values typically less than 2 mWC and about half is negative values. The negative values indicate that something is wrong either with the calibration of the sensor, calibration regarding the installation depth or that something is wrong with the sensor.

The low values may indicate that no sensor is intersecting rock joints.

It is important that the values from the instrumentation are validated and that calibration from installation is well documented.

VEDLEGG D - DAM D

D.1 Dam D - General overview of the dam

The dam was built in the 1965/66 with a maximum height of 14 m and a length of about 90 m. The original dam was built with 15 buttress sections and gravity sections against the abutments.

The dam was rehabilitated in 2020 and included the following:

- Gravity dam against the abutment: New concrete slab on the upstream side and dam crest
- Slab buttress dam: The area between every other buttress support in the original dam was filled with concrete, so that the buttress supports are about 5-6 m wide, while the centre spacing between the supports are 10 m. in total there are 7 new buttress supports.
- Upstream slab: New slab was cast on the upstream side of the original dam.
- Drainage gallery: Downstream the slab and upstream the buttress support, is drained (box drain). There is access to the opening through holes that are core-drilled through the old supports (hole of diameter 650 mm)
- Drainage curtain: Two drainage holes were drilled in front of each new buttress support (not in the hollow sections). Depth of holes equals to 50 % of the hydrostatic water pressure.
- Piezometers: There were 2 piezometers installed 1 m in the rock under each buttress support. In addition, 5 piezometers were placed on the interface between the rock and the new buttress support. In total 19 sensors.

There is no evidence of foundation grouting.

The dam has no visible leakage, but there are areas with accumulated water in part of the gallery, and some moist patches in the gallery.



Figure v45. Downstream side of the buttress dam, with gravity sections towards each abutment.



Figure v46. Upstream side with new concrete slab.

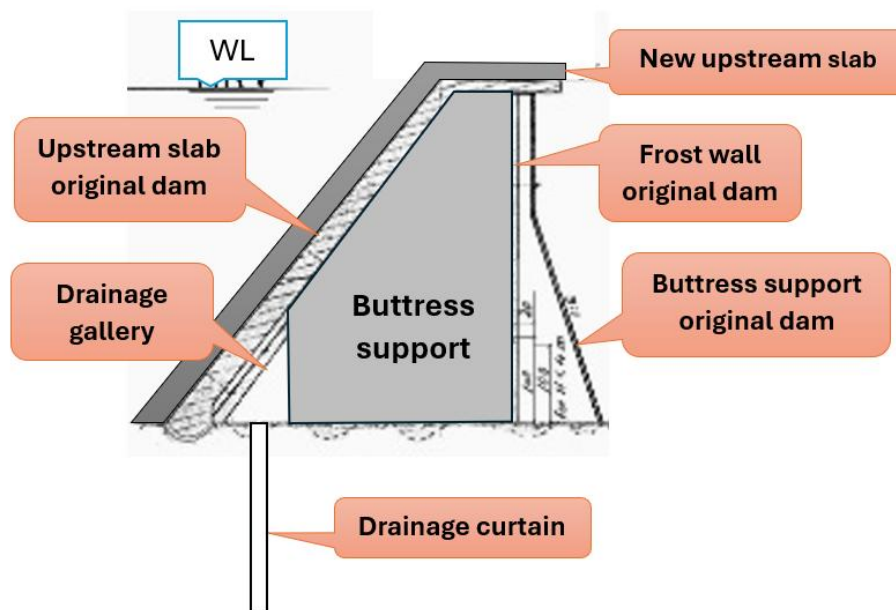


Figure v47. Section through the buttress with drains.



Figure v48. Drainage gallery in front of buttress.



Figure v49. Some of the drains have water seepage with mud-like material from borehole.

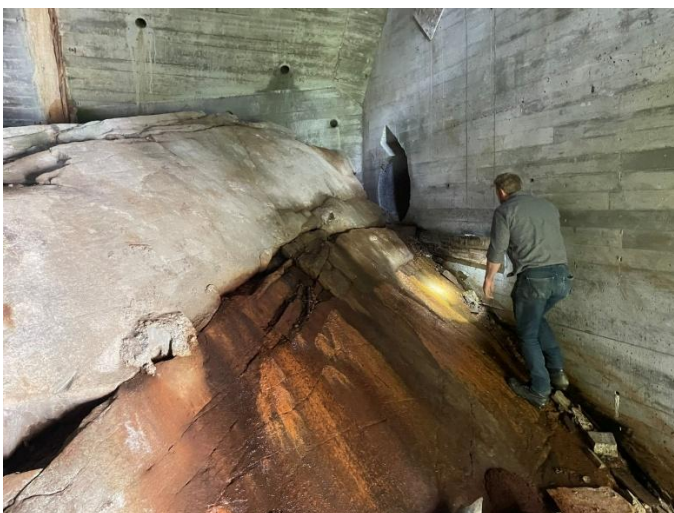


Figure 50. The highest section of the dam. No visible leakage, but seepage through the foundation makes the surface moist.

D.2 Dam D - Description of the bedrock

This dam is located in Precambrian bedrock belonging to the South-Norwegian Precambrian region, which is dominated by gneisses. The area at the damsite is dominated by amphibolitic gneiss and felsic (light colored) volcanic rocks of ages around 1510-1560 my (NGU, 2024).

The site visit and engineering geological mapping was carried out on 6.6.2024. As basis for the mapping, geological and topographical maps were used (NGU, 2024), (Kartverket, 2024). Notes from engineering geological site visit were available, plus several other notes more aiming on description of piezometer installation design, dam rehabilitation and geological investigation of other, nearby areas (Norconsult, 2019).

Due to limited accessibility after filling of every second hollow section between supports with concrete, as recommended by Norconsult in the 2018 technical plan, and because outcrops for engineering geologic mapping were few inside the dam, the mapping was performed mainly on surface outcrops at the downstream side of the dam.

The bedrock at the dam site was found to be generally very massive and consisting of felsic volcanic rock (rhyolite) as indicated on the NGU geological map.

Signs of steeply oriented, planar structure/foliation, as illustrated in right part of *Figure v51* and left part of *Figure v52*, were observed several places, although distinct jointing was not always observed to have developed along the foliation. Photos illustrating the rock conditions at the two dam sites are shown in *Figure v51* and *Figure v52*, and further details on rock strength and fracturing are given below.



Figure v51: Left: overview of the dam as seen from south; Right: very massive bedrock with distinct banding near the northern end



Figure v52. Left: massive rhyolite with distinct planar structure/foliation; Right: water inflow with precipitation of mud-like material from borehole, probably originating from the bottom of the reservoir.

D.2.1 Rock strength

The Schmidt hammer stopped working the day before this site visit, and no Schmidt hammer monitoring was possible during the mapping.

However, the felsic volcanic rock showed all signs of having a very high mechanical strength. A UCS-range of 100-250 MPa is therefore used in the estimation based of RMR. This is believed to be on the safe side.

D.2.2 Fracture characteristics

Results from mapping of joint orientations based on stereographic projection (see Chapter 4.3 for explanation) are shown in *Figure v53*. As can be seen, joints along the foliation/planar structure (with strike direction SSE/NNW and dip 70-90°NE, more rarely towards SW). were found to represent the predominant joint set at this dam site. This orientation is as expected based on the orientations of rock formations/layers shown on the NGU geological map and is also coinciding with Joint set S1 in Norconsult's report (Norconsult, 2019).

Cross joints, with strike direction NE-SW and steep dip mainly towards NW (more rarely towards SE, see *Figure v53*), were found to be quite distinct too, although less distinct than joints along the foliation. This joint set coincides well with Joint set S3 in Norconsult's report.

Sub-horizontal joints are scarce but have been observed occasionally and can be seen near the center of the stereo plot in *Figure v53*. This set coincides well with Joint set S2 in Norconsult's report.

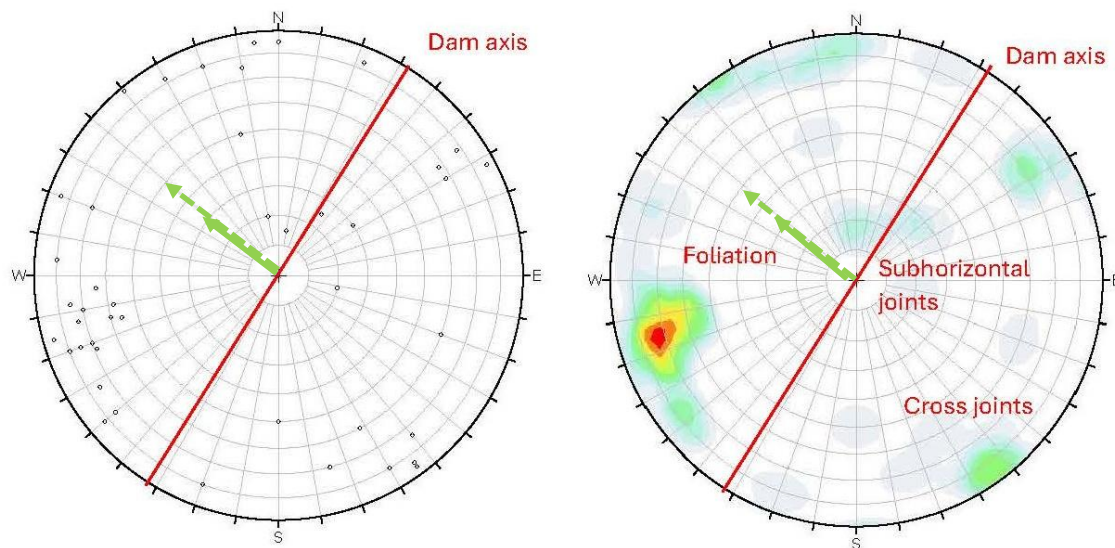


Figure v53. Distinct joints presented as pole plots (left) and contoured plot (right) with the colors representing pole concentrations of 10.8 -12 % (red), 9.6-10.8 % (pink), 8.4-9.6 % (yellow) and 3.6-8.4 % (dark green) respectively. Green arrows indicate vectors (directions and inclinations; N301°E/60°NW and N301°E/40°NW respectively, of piezometer drillholes. Number of measured joints: 44.

The degree of jointing was found to be generally low, with spacing between distinct joints of 1-2 m and more. Some, few places were found to have less joint spacing, down to 10-20 cm. Particularly this was the case at the deepest part of the cleft, where foliation joints were particularly distinct and hollow sections between supports were water-filled. The main conclusion based on the engineering geological mapping is however that the bedrock at the dam foundation must be characterized as mainly very massive.

No visible leakage was observed at the downstream side of the dam. Several of the hollow sections between buttress supports, particularly at the deepest part of the cleft were however quite wet, and a couple of them water filled. It was reported that since the renovation of the dam in 2019 the leakage has been decreasing. A possible reason for this might be that mud-like material as shown in Figure v49 and Figure v52 possibly combined with gouge material from fractures has had a sealing effect.

No faults or distinct weakness zones were observed at this damsite area. The deepest part of the cleft below the dam was however covered by soil and vegetation, and detailed study of this issue therefore difficult.

The main joint sets at the dam foundation are so steep that problems due to uplift pressure caused by these is regarded hardly to be possible. Foliation as well as cross joints may however in theory feed water down to sub-horizontal joints which have been observed at dam 1 and thus are important for the overall evaluation of potential risk of uplift.

D.2.3 Classification

Rock mass classification based on the RMR system, as described in Chapter 4, was done for selected, representative locations. The results are presented in *Table v8* below. As can be seen, the ratings for both locations are very good.

Table v8. Estimation of RMR for selected locations at dam TA 1.

	N-end	Betw. P8-9
1 Rock strength (UCS)	10	12
2 RQD	20	20
3 Joint spacing	20	20
4 Joint condition		
- persistence	2	2
- separation	6	6
- roughness	5	5
- infilling	6	6
- weathering	6	6
5 Ground water	10	7
Rating adjustment	-2	-2
Rating	83	82
Class No.	I	I
Description	Very good	Very good

The Q- and GSI-systems, as explained in Chapter 4.4, are not considered suitable for evaluation of damsites and therefore have not been used systematically in this project. Some reconnaissance estimation of Q-value and GSI has however been done also here.

Based on this characteristic Q'-values of 20-30 have been estimated for the least massive sections and 50-100 for most massive sections, which for J_w and SRF equal to 1 corresponds to "Good" and "Very good" to "Extremely good", respectively. The characteristic GSI-value has been found to be within the region 75-90, which is high to very high.

D.3 Dam D - Measurements of pore pressure

The measurements are manually recorded and consist of 17 datapoints per sensor from 2019 to today. Sampling rate is not consistent, with a higher number of measurements in 2020, as shown in the figure below. Each recording is marked with a plus (+). Data is not further explored as the number of measurements is insufficient. Current measurements implies that there is contact between the sensors and the atmosphere. Later work should start by checking if PT33 is deeper than the other boreholes.

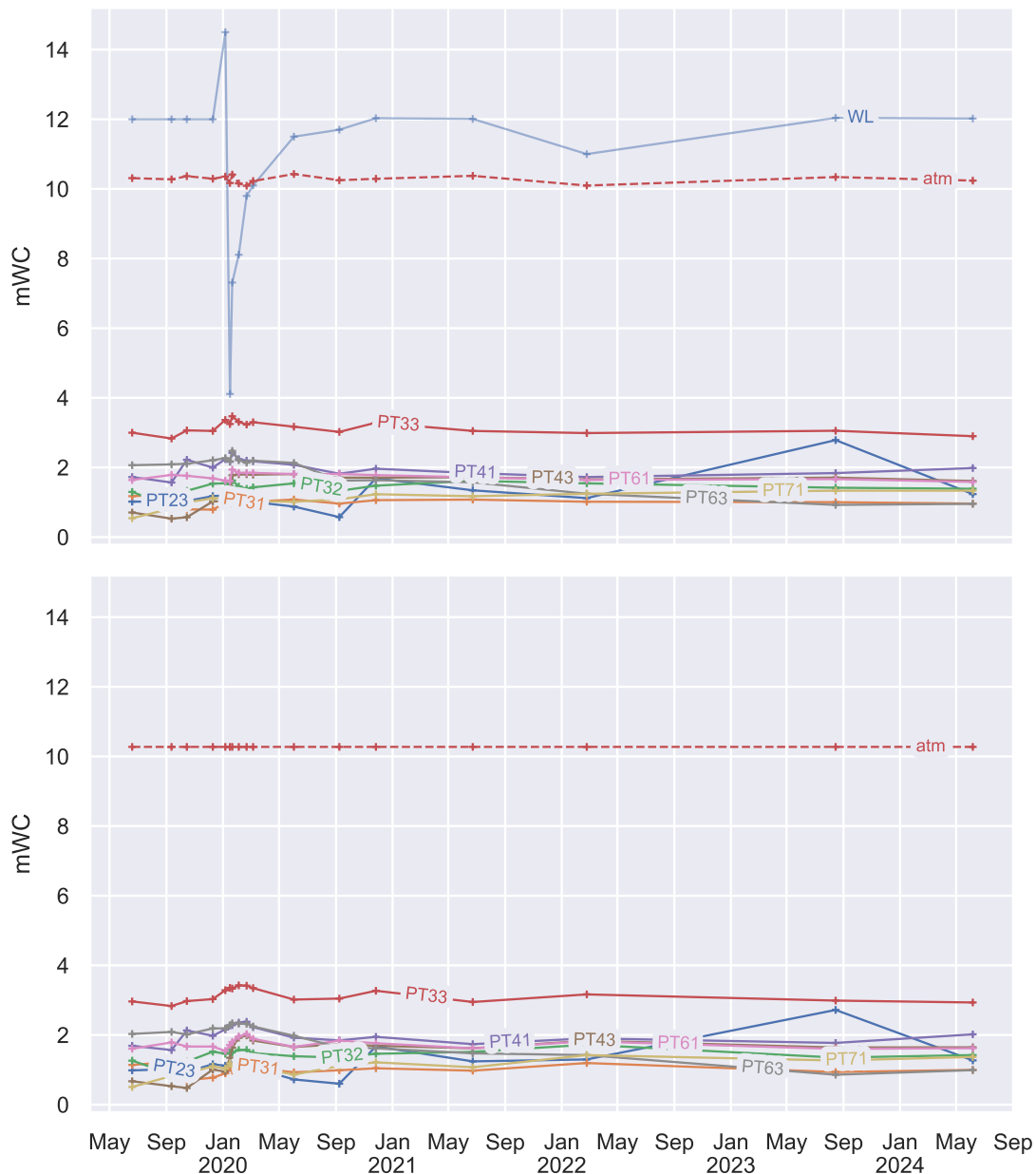


Figure v54: Line plot Dam D

D.4 Dam D - Assessment of results

As for almost all Scandinavian hard rocks the porosity of the amphibolitic gneiss and felsic volcanic rocks is believed to be very low ($< 1\%$) and the permeability of rock without fractures therefore is also very low ($< 10^{-9}$ m/s). In practice all water flow and pressure build-up will take place in fractures, and if a piezometer borehole does not intersect water leading fractures, no water pressure will be measured.

Two piezometers have been installed at each buttress support at a depth of 1 m below the rock surface, and in addition 1 sensor at the transition from rock to concrete at the 5 highest buttress supports. The drilled length in rock according to Drawing no. 103 and 108 from the Consultant are about 1.5 m and the holes are drilled in upstream direction perpendicularly to the dam axis at inclination of 40-60°. This corresponds to borehole direction/inclination of N301°E/60°NW and N301°E/40°NW, respectively.

For the mapped fracture sets, as shown in *Figure v53*, the borehole directions are moderately favourable for intersecting many fractures, including sub-horizontal joints. The lengths of the monitoring sections in rock are however quite short; around 1 m only for a situation where the typical fracture spacing is in the range of 2 m, see *Tabell v8* for estimated ratings of fracture spacings and *Table 8* for conversion of ratings into spacings.

Thus, for the massive rock mass at Dam D, with the short lengths of piezometer drillholes, and not ideal direction of the drillholes, the probability of intersecting water bearing fractures was basically quite small. To increase the probability of intersecting water bearing joints, the lengths of piezometer drillholes should be increased beyond 1.5 m.

The data from manual collection of values has not much information. The small values measured indicate that no sensor is intersecting rock joints. Local storage or even an onsite camera filming an analogue pressure gauge could mean that data could be collected for example once every year. No measured pore pressure is expected as the dam has a drainage curtain along the upstream side along the drainage curtain.