

# SETNINGER I DAM CHECRAS OG TILKNYTTTEDE ANLEGG

SAMMENLIGNING AV MODELLFORSØK OG  
FULLSKALA

**Roe Setnes**

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)  
Innlevert: juni 2013  
Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vann- og miljøteknikk





# MASTEROPPGAVE

*Student: Roe Setnes*

**Tittel: SETNINGER I DAM CHECRAS OG TILKNYTTET  
ANLEGG – SAMMENLIGNING AV MODELLFORSØK  
OG FULLSKALA**

## 1 BAKGRUNN

Det norske kraftselskapet SN Power bygger ut flere vannkraftprosjekt bl.a. i Sør-Amerika. Bygging av kraftverk i Andesfjellene stiller selskapet og ingeniørene ovenfor nye utfordringer. Norconsult er engasjert som rådgivende ingeniør for utbygging, og ingeniører fra Norconsult driver prosjektering av anlegget mens det bygges.

Dammene som skal bygges for Cheves kraftverk i Peru (Andesfjellene), skal alle fundamenteres på løsmasser. Det er også flere konstruksjoner som inntak, overføringsanlegg og annen infrastruktur som skal fundamenteres på løsmasser. Det har vært en vanskelig prosess å forstå historien- og egenskapene til løsmassene. Gjennom forundersøkelser er jordsmonnet og undergrunnen analysert og erfaring fra den pågående byggeprosessen bidrar til ytterligere forståelse. Løsninger har endret seg underveis og setninger m.m. følges opp tett under byggearbeidene. I sum skaper dette en svært interessant arena for å studere og forstå oppførselen til betongdammer som bygges på løsmasser. Anlegget gir også rom for videre studier med tanke på jordskjelv, utglidninger, setninger m.m.

## 2 HOVEDPUNKT I OPPGAVEN

Med bakgrunn i prosjektoppgavens gjennomgang av beregnet setningsforløp og studie av liknende prosjekt, skal dette sammenliknes med virkelige setninger i dam Checras som er under bygging i Peru. Bygging av dammen er påbegynt ved start av masteroppgaven, og entreprenør har startet program for måling/overvåking av setningsforløp. Hovedpunkt i oppgaven vil bli:

- Gjennomgang av geologiske og geotekniske data fra Feasibility-, Basic Design/Tendering- og Construction-fasene
- Beskrivelse av grunnforhold på stedet basert på siste målinger og analyser
- Sammenlikning av virkelige forhold med det som er lagt til grunn i beregningene
- Vurdering av hvordan utviklingen i forståelsen av grunnforholdene har påvirket valg av teknisk løsning for fundamentering av Checras dam
- Vurdering av opplegget for måling
- Vurdering av behov for ytterligere målepunkter
- Fysisk overvåking og datainnsamling på anleggstedet
- Sammenlikning av data fra beregnede setninger med virkelig setningsforløp
- Vurdering av mulige resultat ved bruk av andre metoder og i så fall hvordan
- Diskusjon rundt funn og avvik i måleverdier/beregninger og utarbeide en anbefaling til eventuelle endringer/usikkerheter i beregningsmodell
- Vurdering av valgte fundamenteringsløsning basert på siste informasjon fra setningsmålinger og materialprøver

Innholdet i masteroppgaven vil bli nærmere avgjort av veileder i samråd med samarbeidspartnere som knyttes til prosjektet.

## 3 VEILEDNING, DATA OG INFORMASJON

Hovedveileder på NTNU vil være Professor Leif Lia. Medveiledere vil være Dr.ing. Aslak Løvoll i Norconsult og Professor Arnfinn Emdal på Geoteknikk.

Diskusjon med, og bidrag fra, kollegaer og medarbeidere ved NTNU, Norconsult, SN Power og andre firma og organisasjoner er anbefalt. Bidrag som går inn i oppgava skal alltid refereres til på rett vis.

#### 4 RAPPORTFORMAT, REFERANSER OG ERKLÆRING

Oppgaven skal leveres i B5-format. Oppgaven skal skrives i et tekstbehandlingsprogram og figurer, tabeller, foto etc. skal være av god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, ei innholdsliste, liste over figurer og tabeller, ei litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser. Oppgaven skal leveres i DAIM i pdf-format og trykkes i minimum tre eksemplar som sendes til instituttet.

Sammendraget skal ikke gå over mer enn 450 ord og skal være egnet for elektronisk rapportering.

Prosjektoppgava skal ikke leveres senere enn mandag 10. juni 2013.

Trondheim, 14. januar 2013

---

Leif Lia  
Professor



# Masteroppgave

Setninger i Dam Checra og tilknyttede anlegg  
sammenligning av modellforsøk og fullskala

Roe Setnes jr.

10. juni 2013

## Bygg- og miljøteknikk

Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Medveiledere:

Arnfinn Emdal, BAT

og

Aslak Løvoll, Norconsult

---

## Forord

Denne oppgaven er skrevet som avsluttende diplomoppgave for sivilingeniørstudiet innen vassdragsteknikk ved NTNU. Den er skrevet i samarbeid med Norconsult og Institutt for vann- og miljøteknikk, i perioden januar til juni 2013. Oppgaven er vektet med 30 studiepoeng.

Sommeren 2012 ble jeg kjent med Cheves Hydropower Project gjennom sommerjobb for Norconsult på anlegget i Peru. Forut for oppholdet ble jeg forespeilet mulighet for å skrive min masteroppgave om prosjektet. Dette førte til at jeg allerede på dette tidspunktet startet arbeid med innsamling av materiale i form av bilder, tegninger og rapporter som kunne være aktuelle for et videre prosjektstudie. Arbeidet med både prosjekt- og masteroppgaven om Dam Checras har gitt meg muligheten til å studere og følge en vannkraftutbygging i et fremmed land gjennom et helt år. Dette har vært veldig spennende og jeg vil gjerne takke Norconsult for denne muligheten. Av egen interesse vil jeg forsøke å holde meg oppdatert på prosjektets videre utvikling.

Skriveprosessen har vært spesielt lærerik for meg siden temaene grunnundersøkelser, betongdam på løsmasse og setningsproblematikk var forholdsvis ukjente for meg på forhånd. Dette har ført til et omfattende litteraturstudie forut for og underveis i skriveprosessen. Læringskurven har vært bratt og utfordringene store, men samtidig svært givende.

Det rettes en stor takk til mine veiledere som har fulgt prosjektet gjennom semesteret. Leif Lia for god veiledning og oppmuntringer underveis i arbeidet. Arnfinn Emdal takkes for å ha stilt opp som veileder innen geoteknikk på kort varsel og for lærerike samtaler. Aslak Løvoll skal ha takk for å ha tatt seg tid til veiledning i en hektisk arbeidshverdag og for å skaffe tilveie kontakter og informasjon innen Norconsult.

Det rettes også stor takk til personer som har bidratt til oppgaven gjennom korrespondanse, møter, veiledning, diskusjoner, tilbakemeldinger og støtte på anleggsstedet; Bjørn Vadholm, Gunnar Solvang, Harald Reite, Marc Davies, Martin Velte, Martin Westeren, Matias Egana, Miguel Quispe, Ola Ellingbø, Olav Vallevik, Ricardo Naupari, Tore Lie Falkenberg og Øyvind Gundersen. Samt Roe Ingar Setnes og Ane Setnes for korrekturlesning. Jeg er svært takknemlig!

Jeg håper leseren finner oppgaven interessant og lærerik.  
God lesning!

10.6.2013 Trondheim   
Dato/Sted Roe Setnes jr.



---

## Sammendrag

Dam Checras er en 140 meter bred og 19 meter høy gravitasjonsdam med fritt overløp og luker. Den bygges i forbindelse med Cheves Hydropower Project i Peru. Dammen fundamenteres på store mengder løsmasser. Forstyrrede jordprøver førte innledningsvis til forvirring rundt massenes beskaffenhet. Dette har resultert i ulike fundamentdesign, setningsberegninger før bygging og setningsovervåking i byggetiden.

Grunnundersøkelser i 2006/2007 viser at grunnen har et visst potensiale for likvifaksjon. Tiltak som store utgravinger og utbytting av masser, samt drenering av grunnen ble foreslått som løsninger på problemet.

Grunnundersøkelser i 2010 viste høyt innhold av normalkonsolidert leire med lav permeabilitet på damstedet. Setningsberegninger utført i Plaxis med stor variasjon i ulike parametere som permeabilitet, grunnvannstand og jordstivhet viser en spredning i forventede setninger man kunne forvente på mellom 10 og 60 cm. Et program med forbelastning for å konsolidere grunnen før bygging ble foreslått. Man utformet også en løsning som tillot dammen å sette seg under byggetiden ved å bygge den i tre deler.

Re-evaluering av grunnundersøkelsene fra 2010, utført av NGI i 2011, antyder en prekonsolidering på 200 kPa. Setningsberegninger utført med dette som grunnlag viser forventede setninger mellom 6 og 12 cm. Resultater fra tilleggsfeltundersøkelser utført sommeren 2011 indikerer at grunnen er overkonsolidert med en belastning større enn dammens belastning. Dette antydet at man ikke ville få store setninger i byggetiden.

For Dam Checras er det inntegnet 16 målepunkter på dam og lukeseksjonen og videre er det inntegnet målepunkter på inntak og sandfang samt omliggende skråninger. Kun fire punkter foran overløpet er målt siden juli 2012, disse måles ukentlig med nivellering. Målingene viser svært små setninger, ca. 6 mm. De samsvarer dermed ikke med beregningene i Plaxis. Setningsmålingene indikerer at resultater fra feltundersøkelsene fra 2011 viser de korrekte forholdene på damstedet. Samtidig er dammen fortsatt under bygging og setningsutviklinger kan forekomme som følge av lastøkninger, fylling a magasin og langtidseffekter.

Det anbefales å vurdere muligheten for å installere ekstensometre og/eller setningsceller i fundamentet for å kunne registrere setninger og bevegelser også under dammen. Setningsmålingene viser relativt store variasjoner og det settes spørsmålstegn ved deres kvalitet. Målingene anses likevel i den

---

store sammenhengen å gi et riktig bilde av setningene, men det anbefales å sørge for mer pålitelige data ved automatisk overvåking med robotisk totalstasjon når man går over i driftsfasen. Dette vil også tillate overvåking av hurtige forandringer ved dammen, samt måle horisontale bevegelser.

Studien av prosjektet illustrerer viktigheten av gode grunnundersøkelser i en tidlig fase. Den viser også hvor viktig sammenligning av observasjoner, feltundersøkelser og laboratorieundersøkelser er for å verifisere de enkeltes data.

---

## Abstract

The Checras dam is a 140 meter wide and 19 meter high gravity dam with free overflow and gated section. The dam is constructed in the Cheves Hydro Power Project in Peru. The dams' foundation is on soil. Disturbed soil samples initially led to confusion about the nature of the masses, this has resulted in a variety of foundation designs, settlement calculations, and monitoring during construction.

After ground investigations in 2006/2007, 100 meters downstream of the dam's final location, one believed there to be a possibility of liquefaction. Major excavations and drainage of the ground was proposed as solutions to the problem.

Site investigations in 2010 showed high levels of normal consolidated clay with low permeability at the dam site. This led to fear of excessive settlement extending over a long time. Settlement calculations with variations of different parameters, permeability, water table and soil stiffness showed settlements could become between 10 and 60 cm. A preloading program to consolidate the ground before construction was suggested. The dam was also designed in three sections to allow it to settle during construction.

In 2011 NGI (Norwegian Geotechnical Institute) re-evaluated the investigations from 2010, and suggested a consolidation of 200 kPa. Settlement calculations with these data show the settlement could be expected between 6 and 12 cm. Results from additional field investigations (summer 2011) indicates that the clay is over consolidated with a load higher than the dam's impact.

16 measuring points are drawn on the dam and gated section. More points are located on drawings for inlet, sand traps and surrounding slopes. Four points ahead of the free overflow is measured weekly by levelling since July 2012. Four new measuring points were commenced in April 2013. The measurements show small settlement, approximately 6 mm. This does not correspond with the calculations carried out in Plaxis. The measurements indicate that the results from 2011 may be correct. However the dam is still under construction and settlements may develop as a result of the load increases, filling of magazine and long-term effects.

It is advisable to consider installing extensometers in the foundation to indicate movement underneath the dam. The accuracy of the levelling procedures at site is questioned due to variations. However they are still

---

assumed to be showing the correct tendencies for the settlement. It is recommended to provide more reliable data by automatically monitoring. A robotic total station should be installed. This will produce more reliable data and allow monitoring of rapid changes at the dam, it will also measure horizontal movements.

The project illustrates the importance of good soil investigation in an early phase, and importance of comparing laboratory results with field investigations and site observations to verify data.

## Innhold

<b>I Innledning</b>	<b>1</b>
1 Bakgrunn	1
2 Oppgavens hovedpunkter	1
3 Metode	3
<b>II Bakgrunnsteori</b>	<b>6</b>
4 <b>Betongdam på løsmasse</b>	<b>6</b>
4.1 Endring av gjennomstrømning . . . . .	6
4.1.1 Injeksjon . . . . .	7
4.1.2 Tetningsskjermer . . . . .	7
4.1.3 Tetningsteppe . . . . .	7
4.1.4 Drenering av grunnen . . . . .	7
4.2 Forsterkninger av grunnen . . . . .	8
4.2.1 Likvifaksjon . . . . .	8
4.2.2 Forbedring av bærekapasiteten til løsmasser . . . . .	8
4.2.3 Komprimering . . . . .	8
4.3 Pælefundamentering . . . . .	9
4.3.1 Friksjonspæler . . . . .	9
4.3.2 Spissbærende pæler . . . . .	10
4.3.3 Massefortrengende pæler . . . . .	10
5 <b>Overvåking av dammer</b>	<b>11</b>
5.1 Utstyr . . . . .	12
5.1.1 Metoder for setningsovervåking . . . . .	14
5.1.2 Overvåking setninger og bevegelser i fundamentet . . . . .	14
5.2 Automatisk overvåking . . . . .	15
6 <b>Forundersøkelser</b>	<b>17</b>
6.1 Prøvekvalitet . . . . .	17
6.2 Feltundersøkelser . . . . .	18
6.2.1 Standard Penetration Test (SPT) . . . . .	18
6.2.2 Permeabilitetsmålinger . . . . .	19
6.2.3 Vinge boring . . . . .	19

6.3	Kjerneboring . . . . .	20
6.3.1	CPTU - Trykksondering med poretrykksmåling . . . . .	20
6.4	Laboratorieundersøkelser . . . . .	21
6.4.1	Ødometertesting . . . . .	21
6.5	Normalkonsolidert eller overkonsolidert . . . . .	22
6.5.1	Treaksialforsøk . . . . .	23
<b>7</b>	<b>Setninger</b>	<b>23</b>
7.1	Konsolidering av drenerte og udrenerte materialer . . . . .	24
7.2	Setningsforløp . . . . .	24
<b>8</b>	<b>Plaxis 2D</b>	<b>26</b>
<b>III</b>	<b>Dam Checras</b>	<b>27</b>
<b>9</b>	<b>Bakgrunn - Cheves Hydropower Project</b>	<b>27</b>
<b>10</b>	<b>Dam Checras</b>	<b>29</b>
10.1	Bygging av dam- og lukeseksjon . . . . .	30
10.1.1	Lastforløp . . . . .	31
<b>11</b>	<b>Grunnundersøkelser</b>	<b>33</b>
11.1	Beskrivelse av stedet . . . . .	35
11.2	Undersøkelser i 2006 og 2007 . . . . .	36
11.2.1	Kjerneboringer 2006 . . . . .	36
11.2.2	Lefranc . . . . .	37
11.2.3	Lugeon . . . . .	38
11.2.4	SPT . . . . .	39
11.2.5	Prøvegroper . . . . .	39
11.3	Undersøkelser 2010 . . . . .	40
11.3.1	Kjerneboringer 2010 . . . . .	40
11.3.2	Lefranc-tester 2010 . . . . .	42
11.3.3	SPT-tester 2010 . . . . .	42
11.3.4	Laboratorieundersøkelser . . . . .	44
11.4	Foreslåtte karakteristikker . . . . .	44
11.5	Re-evaluering av undersøkelser . . . . .	45
11.5.1	Generelle grunnforhold . . . . .	46
11.5.2	Mulig overkonsolidering . . . . .	46
11.5.3	Gjennomgang av ødometertester . . . . .	46
11.5.4	Gjennomgang av treaksialforsøk . . . . .	47
11.6	Tilleggsundersøkelser . . . . .	48
11.6.1	Vingeboringer . . . . .	48

11.6.2	Trykksondering med poretrykksmåling - CPTU . . . .	48
<b>12</b>	<b>Dam- og fundamentdesign</b>	<b>50</b>
12.1	Mulighetsstudie - oktober 2006 . . . . .	50
12.2	Mulighetsstudie - mai 2007 . . . . .	51
12.2.1	Fyllingsdam med frontal tettning . . . . .	51
12.2.2	Betongdam . . . . .	53
12.2.3	Inntak og sandfang . . . . .	53
12.3	Damplassering . . . . .	53
12.4	Valg av dam . . . . .	54
12.5	Basic design - 2010 . . . . .	54
12.5.1	Mulighet for likvifaksjon . . . . .	55
12.6	Fundamentalternativer . . . . .	56
12.6.1	Jet Grouting . . . . .	56
12.6.2	Drenerende grøfter . . . . .	56
12.6.3	Utbygging av masser og forbelastning . . . . .	56
12.6.4	Valgt fundamenteringsløsning . . . . .	57
<b>13</b>	<b>Setningsberegninger</b>	<b>59</b>
13.1	Variasjoner i materialparametere og fundamentutforming . .	59
13.2	Sekvenser i byggeprosessen . . . . .	60
13.3	Normalkonsolidert . . . . .	61
13.4	Overkonsolidert . . . . .	63
<b>14</b>	<b>Overvåkingsprogram</b>	<b>65</b>
14.1	Undersøkelser og instrumentering i byggetiden . . . . .	65
14.2	Setningsmålinger . . . . .	65
14.3	Overvåkingen i praksis . . . . .	67
<b>15</b>	<b>Målte setninger</b>	<b>70</b>
15.1	Sammenligning . . . . .	71
<b>IV</b>	<b>Diskusjon og konklusjon</b>	<b>72</b>
<b>16</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>72</b>
16.1	Grunnundersøkelser . . . . .	72
16.2	Utvikling av fundament- og damdesign . . . . .	73
16.3	Setningsberegninger . . . . .	74
16.4	Setningsmålinger . . . . .	77
16.5	Målte setninger . . . . .	79

<b>17 Konklusjon</b>	<b>80</b>
17.1 Grunnundersøkelser . . . . .	80
17.2 Dam- og fundamentdesign . . . . .	80
17.3 Setningsberegninger . . . . .	80
17.4 Setningsmålinger . . . . .	81
17.5 Målte setninger . . . . .	81
<b>V Vedlegg</b>	<b>87</b>
<b>A Tegninger over setningspunkter</b>	<b>89</b>
A.1 Setningspunkter . . . . .	91
A.2 Målte setningspunkter . . . . .	95
<b>B Bygging av Checrasdammen</b>	<b>97</b>
B.1 Bygging av Dam Checras . . . . .	99
B.2 Mengdelister Armering . . . . .	111
B.3 Støpevolum dam- og lukeseksjon . . . . .	115
B.4 Fremdriftsplan for Dam- Checras . . . . .	119
B.5 Lastforløp ved Dam Checras . . . . .	123
<b>C Grunnundersøkelser</b>	<b>125</b>
C.1 Oversikt over grunnundersøkelser . . . . .	127
C.2 Geotekniske profiler . . . . .	129
C.3 Øvrige grunnundersøkelser . . . . .	137
C.3.1 Kjerneboringer - 2006 og 2007 . . . . .	138
C.3.2 Kjerneboringer 2010 . . . . .	139
C.3.3 SPT-tester utført 2010 . . . . .	141
C.4 Bilder av kjerneprøver - 2006 . . . . .	145
<b>D Setningsovervåking</b>	<b>149</b>
<b>E Bilder</b>	<b>153</b>



## Figurer

1	Betongdam på løsmasse - [22]. . . . .	6
2	T.v.: spissbærende pæl. Midten: friksjonspæl (Setnes, 2012). T.h.: Massefortrengende pæl [20]. . . . .	9
3	Instrumentering av dam [21]. . . . .	11
4	Typisk trianguleringsnettverk [1]. . . . .	14
5	Måleutstyr for målinger av setninger i fundamentet under dammen [38]. . . . .	15
6	Robotisk totalstasjon med mottakerprisme [19]. . . . .	16
7	Standard Penetration Test[37]. . . . .	19
8	Tv: Diagram for klassifisering av jordtyper etter CPTU-test [44]. Th: utstyr for Trykksondering med poretrykksmåling. Piezoprobe [17]. . . . .	20
9	Trinnvis ødometerrigg . . . . .	21
10	Ødometerkurver [44]. . . . .	22
11	Primær- og sekundærfase i konsolideringen . . . . .	25
12	Dam Checras modellert i Plaxis 2D. Hentet fra Norconsults plaxismodell. . . . .	26
13	Oversiktsbilde over Cheves 1. . . . .	27
14	Modell av Checrasdammen [22]. . . . .	29
15	Vertikalsnitt langs dam og lukeseksjonens lengdeakse [24]. . . . .	30
16	Lastforløp for damstedet. . . . .	31
17	Undersøkelser foretatt i 2006/2007 og 2010. Se vedlegg C for anviste snitt og lagdelinger [7]. Fig. modifisert av R.Setnes. . . . .	33
18	Område for plassering av dam Checras, fra februar 2011 [22]. . . . .	35
19	Lagdeling langs dammens lengdeakse - Snitt B-B (se figur 17) [53]. . . . .	42
20	Lagdeling langs snitt C-C (se figur 17) midt i dalen på tvers av dammens lengdeakse.[53] . . . . .	44
21	Foreslåtte parametere fra Norconsult [30]. . . . .	45
22	Tolkning av ødometerforsøk fra - NGI [16]. . . . .	47
23	Prekonsolideringsspenning fra treaksialforsøk sammenlignet med estimerte verdier - NGI [16]. . . . .	48
24	Resultater fra tilleggsundersøkelser med CPTU, juli 2011. NGI [16]. . . . .	49
25	Alternativ med steinfyllingsdam med sentral tetning[25]. . . . .	50
26	Fundamentering av overløpsseksjonen med pæler (frankiepi- les), slik det ble presentert i evaluering av mulighetsstudie fra oktober 2006 [25]. . . . .	51
27	Fyllingsdam med frontal tetning. Presentert som mulig de- sign i mai 2007 [26]. . . . .	52

28	Betongdam på løsmasse. presentert som en mulig design mai 2007 [26]. . . . .	53
29	Finite-element -model av Checrasdammen og fundament fra analyser i QUAKE/W [28]. . . . .	55
30	Forbelastning av damstedet for å konsolidere massene før bygging av dammen. Snitt langs damaksen [30]. . . . .	57
31	Endelig fundamenteringsløsning lengdesnitt [24]. . . . .	57
32	Fundamentet slik det ble beskrevet i anbudsokumentetene, med store utgravinger og inntegnet forbelastning [29]. . . . .	61
33	Resultater av setningsanalyser i Plaxis - fundamentdesign NC-leire. Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements [29] Plottet av R. Setnes. . . . .	62
34	Typisk tverrprofil av Dam Checras, ved den valgte fundamenteringsløsning [22]. . . . .	63
35	Resultater av setningsanalyser ved ny fundamentutforming. Data hentet fra Assessment of settlements [29]. Plottet av R. Setnes. . . . .	64
36	Punkter for setningsmålinger ved Checras - tverrsnitt av Checrasdammen [23]. . . . .	66
37	Punkter for setningsmålinger [49]. Fig. modifisert av R. Setnes	67
38	Måling av setninger foran overløpet til Checras, den 8. august 2012. . . . .	68
39	Måling ut i fra punkt på avledningskanalen, 8. august 2012 - punktet finnes ikke på tegninger. . . . .	69
40	Målte setninger ved Dam Checras i perioden 10. juli 2012 til 25 mai 2013 - Data er innhentet fra entreprenøren. . . . .	70
41	Sammenligning av målte og beregnede setninger for Dam Checras - Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements og entreprenørens setningsmålinger. Plottet av R. Setnes. . . . .	71
42	Illustrasjon av tenkt scenario med setninger bak overløpet - Tverrsnitt av Checras modifisert av R. Setnes [23]. . . . .	77
43	Plantegning over plassering av tilleggsundersøkelser 2011 - NGI . . . . .	136
44	Hengende rester etter utglidninger i perioden kvartær pleistocen. Foto: til høyre - Google Earth. Til venstre - Bustamante [53].	153
45	Punkt for setningsmåling foran overløpet på Checras. . . . .	153
46	Dam Checras den 25. mars 2013 ved besøk på anlegget. . . . .	153

## Tabeller

1	Utstyr og metoder for overvåking av deformasjoner og bevegelser [36][15]. . . . .	13
2	Nøkkeltall for Cheves Hydropower Project . . . . .	28
3	Kjerneboringer utført 2006 [52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes. . . . .	37
4	Permeabilitet funnet i ulike dybder ved Lefranctester utført i innledende undersøkelser[52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes. . . . .	37
5	Lugeontester utført for grunnen i område for sandfang [52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes. . . . .	38
6	Resultater fra SPT- og CPT-tester utført i undersøkelsene i 2006/2007 150 meter nedstrøms for damaksen. [52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes. . . . .	39
7	Kjerneboring utført 2010 - CH-US-02 [53]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes. . . . .	41
8	SPT-sondering DDH-CHCH-CH-SPT-01 [53]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes. . . . .	43
9	Tidsbruk lagt til grunn for ulike arbeider i byggeperioden ved beregningene [29]. . . . .	60
10	Parametere benyttet ved undersøkelse av opprinnelig fundamentutforming. Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements [29]. . . . .	61
11	Parametere benyttet ved undersøkelse av setninger ved ny fundamentutforming - Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements [29]. . . . .	63
12	Kjerneboringer utført 2006 og 2007 [52] . . . . .	138
13	Kjerneboringer utført 2010 - CH-US-01 og CH-US-02 [53] . . . . .	139
14	Kjerneboringer utført 2010. CH-US-03 og CH-US-04 [53] . . . . .	140



## Del I

# Innledning

## 1 Bakgrunn

Cheves Hydropower Project er under bygging 130 kilometer nord for Lima, Peru. Kraftutbyggingen vil nyttegjøre seg av 602 meters fall ved 2 Pelton turbiner, hver med en slukeevne på  $16,5 m^3$ . Installert effekt er 170 MW og årlig produksjon er anslått til 850 GWh. SN Power er byggherre og Norconsult er konsulent.

Ved prosjektet bygges Dam Checras. Dammen er en 19 meter høy og 140 meter bred gravitasjonsdam med fritt overløp og luker. Dammen vil ved ferdigstillelse fungere som inntaksmagasin for prosjektet og tre 80 meter lange sandfang er tilknyttet dammen. Dammens høyre vederlag er fundamentert på fjell. Dam- og lukeseksjon, inntak og sandfang blir fundamentert på store mengder løsmasser.

Prosjekteringen og byggingen av dammen har budt på utfordringer vedrørende damfundamentet og håndtering av forventede setninger. Usikkerhet rundt resultater fra grunnundersøkelser har ført til re-evaluering av innhentede data og nye undersøkelser. Samtidig har utforming av dam og fundament endret seg parallelt med disse prosessene.

Setningsberegninger for dammen er utført forut for bygging og program for overvåking av setninger ved dammen er laget for å overvåke dammens bevegelser.

Den store mengden bakgrunnsmateriale som foreligger for prosjektet, i form av rapporter og tegninger, samt interessante utfordringer og en dam fortsatt under bygging gir mulighet til å studere løsninger for fundamentering, setningsberegninger, setningsmålinger og grunnundersøkelser ved et felt lite omtalt i litteraturen; betongdammer fundamentert på løsmasse.

## 2 Oppgavens hovedpunkter

Det skal gjøres rede for grunnundersøkelser ved Dam Checras og hvordan ulike resultater fra grunnundersøkelsene har påvirket de tekniske løsningene.

Opplegget for setningsmåling ved dammen skal beskrives og forslag til eventuelle endringer til opplegget skal gjøres.

Setningsberegninger utført for dammen skal sammenlignes med data innhentet på anleggsstedet og avvik skal kommenteres. Ville bruk av andre metoder gitt andre resultater ved sammenligningen?

Basert på informasjon fra setningsmålinger og grunnforhold skal den valgte fundamenteringsløsning vurderes.

### **Begrensninger**

Oppgaven begrenses av manglende måledata for dammens tilknyttede anlegg. Målinger har ikke blitt utført for disse områdene. Dette er derfor i liten grad omtalt i oppgaven.

## 3 Metode

Opgaven har blitt løst gjennom arbeid som kan deles i tre kategorier. Litteraturstudium av relevant bakgrunnsteori, studie av prosjektets utvikling gjennom rapporter, samtaler og oppfølging av prosjektet og innhenting av data under byggefasen. Et kapittel med bakgrunnsteori blir presentert som et sammendrag av litteraturstudiet for å gi leseren en bedre forståelse av temaet i oppgaven, samt å gi en bakgrunn for å utføre diskusjon og konklusjon. Videre i oppgavens omtales de ulike funn gjort ved studie av prosjektet og innhenting av data fra byggefasen før resultatene diskuteres og det blir presentert en konklusjon.

### Litteraturstudium

Det er blitt gjennomført litteraturstudie for å bedre forstå problemstillingene og gi en bedre løsning av oppgaven. Til dette er det blitt benyttet pensumlitteratur fra relevante fag innenfor geoteknikk og vannkraft. På de steder der tilgjengelig faglitteratur ikke strekker til har det blitt gjort litteratursøk gjennom databaser. Databaser som kan trekkes frem å ha gitt gode søkeresultater er Engineering Village, Google Scholar og ScienceDirect. I tillegg til vitenskapelige artikler funnet gjennom databasesøk er det blitt studert publikasjoner fra NVE, International Commission on Large Dams (ICOLD), American Society of Civil Engineers og United States Bureau of Reclamation. Det ble også foretatt et relevant litteraturstudium forut for oppgaveskrivingen gjennom en prosjektoppgave om betongdammer fundamentert på løsmasse høstsemesteret 2012.

### Studie av prosjektet

Informasjon om prosjektet og utviklingen i de ulike fasene er skaffet til veie gjennom Norconsults prosjektarkiv og samtaler med personer tilknyttet prosjektet. Rapporter og tegninger fra de ulike prosjektfasene har vært tilgjengelige ved tilknytning til Norconsults servere i Sandvika. Dette har tillatt en omfattende studie av utviklingen av dam- og fundamentdesign i tilknytning til endring av forståelsen av grunnforholdene på damstedet. Utfordringer har her vært i forhold til fremmedspråk og kronologi på de ulike hendelser og rapportdatoer. De to grunnleggende rapportene fra grunnundersøkelsene er skrevet på spansk, noe som til en viss grad har hemmet forståelsen. I tillegg har det bydd på utfordringer å etablere en korrekt forståelse av hvilken informasjon som forelå forut for de ulike rapporter. Ved gjennomgang av prosjektarkivet og dets rapporter henvises det til tider til tegninger og rapporter som det ikke har latt seg oppdrive, det menes likevel at det viktigste er blitt gjennomgått og blir presentert i oppgaven.

## Oppfølging under byggefasen

Oppfølging under og innhenting av data fra byggeprosessen er utført ved besøk på anleggstedet, mailkorrespondanse med aktuelle personer og søk på Chevesprosjektets prosjekthotell.

Kontakter som hos entreprenør og byggeleder på anleggsstedet i Peru har blitt benyttet til mailkorrespondanse når ulike spørsmål om prosjektet har dukket opp. Siden september 2012 har det blitt mottatt data fra setningsmålinger på mail fra entreprenøren.

Tilknytning til Chevesprosjektets prosjekthotell for byggefasen på internett har muliggjort oppfølging av prosjektet underveis i byggefasen. På prosjekthotellet legges det ut ferske rapporter fra byggeprosessen, oppdaterte byggetegninger og bilder.

I perioden 18. til 28. mars 2013 ble det foretatt et besøk på anleggstedet i Peru. Viktig informasjon ble avdekket og veiledende samtaler med personer tilknyttet anlegget ble gjennomført. Et direkte resultat av dette besøket var at det ble påstartet setningsmålinger ved flere nye punkter ved Dam Checra i begynnelsen av april 2013.

## Oppgavens hovedoppbygning

### Del I Innledning

Her presenteres bakgrunn for oppgaven, dens omfang og begrensninger samt et metodekapittel hvor det beskrives hvordan oppgaven er løst.

### Del II Bakgrunnsteori

Denne delen er en sammenstilling av noe av litteraturen som er studert i litteraturstudiet for å gi leseren en innføring i problemer og løsninger ved fundamentering av dammer på løsmasse og overvåking av setninger i forbindelse med dette.

### Del III Dam Checra

I denne delen presenteres først dammen og prosjektet den er en del av. Grunnundersøkelser foretatt ved prosjektet blir sammenstilt i en kronologisk rekkefølge for å gi en forståelse av hvordan oppfattelsen av grunnforholdene har variert. Dette settes siden i sammenheng med de ulike løsningene som har blitt vurdert ved Dam Checra og ulike setningsberegninger foretatt. Opplegget for setningsmåling og dets resultater blir presentert og sammenlignet med beregnede setninger.



#### **Del IV Diskusjon og konklusjon**

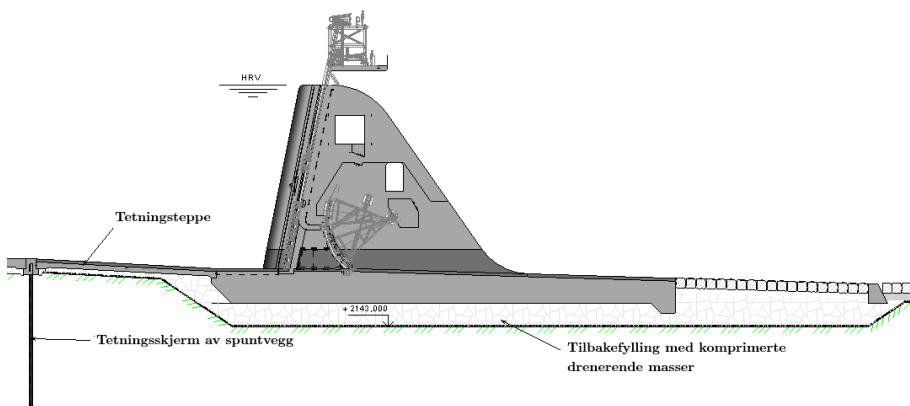
Her diskuteres de funn som er blitt presentert tidligere i oppgaven før det gjøres en konklusjon.

## Del II

## Bakgrunnsteori

## 4 Betongdam på løsmasse

Betongdammer bygges fortrinnsvis på fjell, og utgravinger i byggesonen medfører som oftest fjerning av alle løsmasser helt ned til godt fjell. Likevel kan betongdammer fundamenteres på løsmasser hvis det gjøres tiltak som tar hensyn til mekaniske og hydrauliske belastninger, grunnbrudd og lekkasjer.[3] Fundamenteringen må utføres slik at man sikrer at dammen ikke får skader som følge av differensialsetninger.[34]



Figur 1: Betongdam på løsmasse - [22].

Spesielle utfordringer som påstøtes når betongdammer bygges på løsmasser er sårbarhet for utvaskinger av fundament og setninger. Dette vil påføre dammen spenninger og deformasjoner.[36] I tillegg kommer påkjenninger fra dynamisk jordskjelvlaster, og da spesielt for dammer på løsmasse; faren for likvifaksjon.[8] Andre laster og påkjenninger er hovedsakelig som for andre betongdammer.

#### 4.1 Endring av gjennomstrømning

Man kan endre grunnvannsstrøm og trykk mot dammen ved å senke konduktiviteten til bestemte soner. Endringen i gjennomstrømning vil gi en lengre strømningslinje og dermed hindre erosjon og forflytting av masser under dammen, samt hindre tap av vann. Hvis forseglingen ikke er god nok kan man få kortere strømningslinjer og dermed en mer konsentrert vannstrøm som øker faren for erosjon.[3] Ved dammer fundamentert på

materialer som løser seg opp i vann, som hardpakket leir, silt og omvandlet fjell, kan det forekomme piping gjennom fundamentet. Virkemidler for å håndtere problemet er lekkasjekontroll og forbedring av fundamentets styrke.

For å best mulig håndtere problemene må det skaffes tilveie informasjon om grunnforholdene ved prøvetaking og permeabilitetstester.[11]

#### 4.1.1 Injeksjon

Ved injeksjon blir hulrom i grunnen injisert med en injeksjonsmasse (sement, sand, vann og kjemiske tilsetningsstoffer). Dette senker permeabiliteten til jorden og lager en injeksjonsskjerm. En injeksjonsskjerm blir laget ved at en serie hull, i en eller flere rader, blir boret ned til en dybde på 0,35 til 0,75 ganger magasinets dybde. Disse injiseres så med injeksjonsmasse. Hvis man borer i 3 rader er det vanlig å injisere de to ytterste radene først. Dermed beskytter de to ytterste radene mot lekkasje, slik at man kan bruke høyere trykk og finere masser når man tilslutt injiserer den midterste raden.[3]

#### 4.1.2 Tetningsskjermer

Fullstendig tetningsskjerm er en kontinuerlig barriere eller membranvegg som lages ved å grave ut masse eller bore hull i sekvens i den eksisterende grunnen for så å erstatte massene med et ugjennomtrengelig materiale. Eksempler på dette er; membranvegger hvor massene graves ut og erstattes med betong, spuntvegger eller søyler som slås ned i grunnen. En delvis tetningsskjerm er en barriere laget ved at de stedlige massene blandes med et bindemiddel.[3]

#### 4.1.3 Tetningsteppe

Uønskede lekkasjer gjennom dammens grunn kan kontrolleres ved å skape en lengre strømningslengde. For å forlenge strømningslengden og redusere den hydrauliske gradienten kan det legges et oppstrøms teppe av et upermeabelt materiale.[3]

#### 4.1.4 Drenering av grunnen

Drenering av grunnen under en dam blir utført for å redusere oppdriften under dammen og for å holde kontroll på lekkasjer gjennom dammen. Ved betongdammer fundamentert på fjell foregår dreneringen ofte gjennom system av hull fra fundamentet og opp i et drenasjegalleri i damkroppen. For dammer med et massivt gravitasjonsprofil kan drenering skje ved et system

av drenerør gjennom betongplater i lukeseksjoner eller nedstrøms damkroppen. Plassering av drenerende masser under dammen vil også kunne bidra til å redusere oppdriften, men må kombineres med tetting oppstrøms for å hindre store lekkasjer.[3]

## 4.2 Forsterkninger av grunnen

Når en dam blir fundamentert direkte på løsmasser er de to viktigste geotekniske vurderingene man må gjøre i forhold til likvifaksjon og bærekapasitet.

### 4.2.1 Likvifaksjon

Likvifaksjon innebærer tap av bærekapasitet i grunnen og oppstår som oftest i forbindelse med kombinasjonen av kohesjonsløse jordarter og seismisk aktivitet.[3] Jordlikvifaksjon inntreffer når grovkornet materiale mettet av vann går fra fast til flytende form, grunnet vibrasjoner. Et typisk tilfelle av dette er løs sand som nylig har blitt avsatt og som har grunnvannstand nær overflaten. Under et jordskjelv vil forplantningen av skjærbølger føre til økt poretrykk, som igjen fører til en oppadrettet bevegelse av vannet. Dette kan gi tilstanden som kalles likvifaksjon, som gir en vesentlig redusert skjærkapasitet til grunnforholdene. Grunnens reduserte skjærkapasitet kan igjen føre til en kollaps av fundamenter for broer, bygninger og dammer. Forebygging av likvifaksjon gjøres ved å utforme drenerende løsninger som forebygger oppbygging av poretrykk i potensielt likvifaksjonfarlige masser. Alternativt kan massene i grunnen byttes ut med mer egnede masser, eller isoleres med stabile omkringliggende masser slik at deformasjonene begrenses til ett avgrenset område.[46]

### 4.2.2 Forbedring av bærekapasiteten til løsmasser

Dette kan foregå ved forskjellige metoder. Dynamisk eller statisk belastning i kombinasjon med drenering. Vibrerende behandling fra borhull som kompakterer jorden og reduserer porevannet. Kontrollert sprengning i borhull som vil etterlate massene mer kompakte. Injisering av grunnen via borhull i system, injeksjonsmassen vil presse hullveggene utover og etterlate en mer kompakt masse.[3]

### 4.2.3 Komprimering

For å gi massene i fundamentet bedre styrke, gi lavere permeabilitet i grunnen og minske setninger ved byggearbeider, komprimerer man massene. Ved komprimering pakker man mer tørr masse per volumenhet og

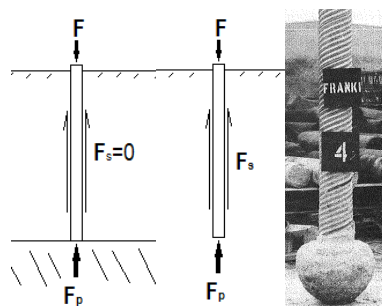
man øker dermed massenes tyngdetetthet  $\gamma_d$ . Pakningsgraden, eller komprimeringsgraden, er også avhengig av vanninnholdet i massene. Det vanninnholdet som gir optimal pakningsgrad kalles det optimale vanninnhold,  $w_{opt}$ . En jordarts optimale vanninnhold har en tilhørende tyngdetetthet,  $\gamma_{d,opt}$ . Pakningsgraden til massene blir forholdet mellom oppnådd tyngdetetthet etter komprimering og tyngdetettheten som korresponderer til det optimale vanninnholdet.

$$\text{Pakningsgrad} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d,opt}} [\%]$$

Komprimeringsarbeidet gjøres med hjelp av statisk last som; forbelastning, valsing ved veivals, eller vibrering med vibrovalser.[9]

### 4.3 Pælefundamentering

Hvis de øvre jordlagene er lite bæredyktige kan man fundamenterer i dybden ved hjelp av pæler. Pælene føres ned i grunnen og drar nytte av friksjon langs pælens skaft samt underliggende lags bæredyktighet. Det er vanlig å dele pælene inn i to kategorier, friksjonspæler og spissbærende pæler.



Figur 2: T.v.: spissbærende pæl. Midten: friksjonspæl (Setnes, 2012). T.h.: Massefortrengende pæl [20].

#### 4.3.1 Friksjonspæler

Friksjonspælen bærer lasten i hovedsak ved hjelp av friksjonskraften mellom skaftet på pælen og massene  $F_s$ . Bærekapasiteten vil også få et bidrag fra spissmotstandskraften  $F_p$  (se figur 2); i bløte jordlag utgjør spissmotstandskraften  $F_p$  en uvesentlig del av totalkraften, men for fastere jordarter kan den utgjøre så mye som 30-50% av totalbidraget. Friksjonspæler utføres i hovedsak i tre og betong.[4]

### 4.3.2 Spissbærende pæler

Ved bruk av spissbærende pæler, rammes pælene helt ned til fast fjell eller fast morene som gir nok bæreevne. For spissbærende pæler regnes friksjonskraften langs skaftet lik null. Og all bærekapasitet kommer dermed fra spissmotstandskraften. Pælene er utført i stål eller betong. De kan drives ned i grunnen eller støpes ut direkte i bakken.[4]

### 4.3.3 Massefortrengende pæler

Det finnes også pæler med ekspandert ende som Frankie Piles (se figur 2) som gir en øket spissmotstandskraft. Ved installasjon blir et stålrør med en betongpropp rammet ned til ønsket dybde, før betongproppen og litt ekstra betong presses ut av røret og danner en pælefot.[4]

## 5 Overvåking av dammer

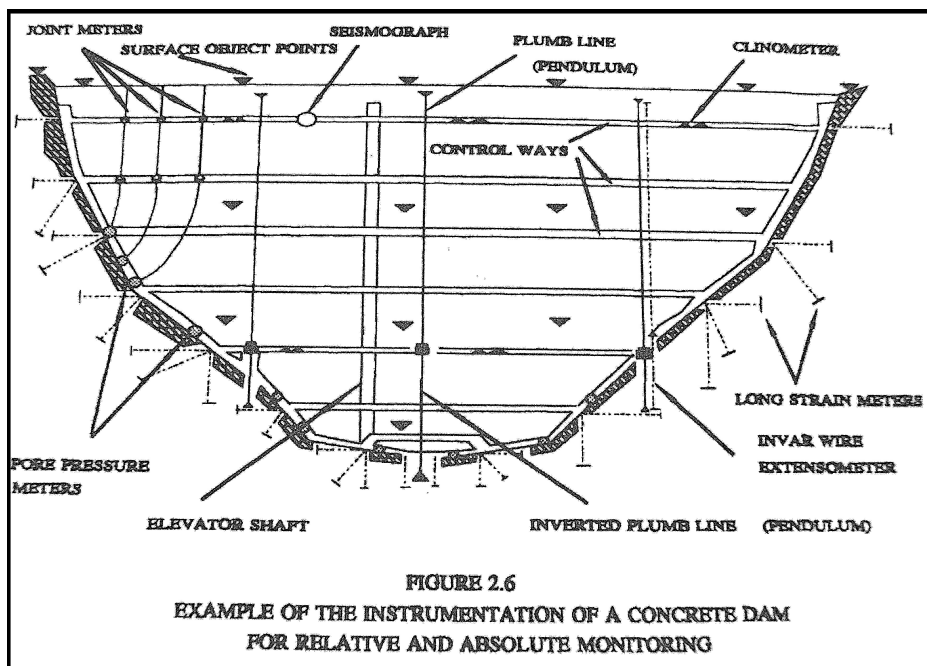
Overvåking av dammer ut over visuell inspeksjon og innsamling av data fra naturpåkjenninger, kan grupperes inn i geoteknisk og geodetisk overvåking.

Geoteknisk overvåking innebærer måling av poretrykk i dam eller fundament, spenninger i damkonstruksjonen, lekkasjer gjennom eller under dammen og overvåking av deformasjoner som setninger og bevegelser i fundamentet ved for eksempel ekstensometer og/eller inklinometer.

Ved geodetisk overvåking følger man vertikale og horisontale forflytninger av bestemte punkter på dammen i forhold til referansepunkter plassert på stabil grunn. Forflytningene spores ved hjelp av satellittposisjoneringssystemer eller manuell innhenting ved for eksempel nivellering.

Geoteknisk og geodetisk overvåking utfyller hverandre ved å skaffe til veie data både fra overflaten og fra grunnen vedrørende dammen og fundamentets stabilitet. Hvis utstyret er kalibrert og riktig installert kan det fungere som et varslingsystem for uønsket utvikling ved dammen.[47]

Plan for overvåking må tilpasses hver enkelt dam, på grunn av variasjon i utforming fra dam til dam og fundamentets særegenhet. Det må også tas med i betraktningen forskjellen mellom oppførselen til betong og fyllingsdammer.



Figur 3: Instrumentering av dam [21].

Overvåkningsutstyr skal minimum installeres på:

1. De steder hvor faren for deformasjoner er antatt å være størst
2. Steder hvor deformasjonene er små, men er antatt å kunne ha store konsekvenser
3. På steder hvor deformasjonsfenomener kan forekomme.[5]

Overvåking av deformasjoner på dammer kan benyttes til å verifisere parametere benyttet ved design av dammen. Geotekniske parametere kan variere avhengig av stedet de er innhentet og de kan også ha blitt forstyrret ved uthenting, lagring eller transport. Overvåking av dammen og sammenligning av reelle data med estimerte data er derfor viktig for å verifisere de parametere som har blitt benyttet.[47]

## 5.1 Utstyr

Betongdammer fundamentert på løsmasser blir rutinemessig overvåket med tanke på setninger, glidning, vannstand, oppdrift, lekkasjer og erosjon. [36]. I Norge krever NVE at setninger på betongdammer skal overvåkes med en nøyaktighet på  $\pm 1$  mm. Måledata må tolkes og vurderes i forhold til nøyaktighet, ytre påvirkning, avvik og hurtige endringer.[35]

Utstyr til måling av deformasjoner på dammer grupperes inn i 2 metoder. (1) Metoder som baserer seg på forflytning av punkter på dammen i forhold til et eksternt punkt. Dette er metoder som triangulering, kollimasjon og nivellering. (2) Metoder som måler bevegelser kun i forhold til dammen. Metodene måler total eller relativ bevegelse, horisontalt, vertikalt eller med tanke på vinkelendringer og rotasjon.[1]

Setninger på en dam kan måles ved installasjon av et sett målebolter på strategiske steder på damkroppen. For å måle inn boltene opprettes 4-8 faste stasjoner som fundament for måleinstrumenter. Boltene installert på dammen måles inn straks etter installasjon og siden med bestemte mellomrom. Når magasinet fylles og vanntrykk kommer på vil det kunne skje endringer i måleresultatene.



Utstyr og metoder for overvåking av deformasjoner			
Bruksområde	Metode/Utstyr	Kommentar	Lokalisering
Måling av den romlige forskyvningen til individuelle punkter.	Triangulering	Utføres i kombinasjon med; nivellering, elektro-optiske avstandsmålinger, ekstensometer. Gir presise resultater.	Damkrone, eller annet sted av interesse.
	GPS-målinger	Målinger utført ved satellitter. Presisjonen avhenger av lengden til målingene og satellittens egenskaper. Metoden muliggjør automatiske målinger og registreringer.	Damkrone, eller annet sted av interesse.
Deformasjoner langs horisontale eller vertikale linjer.	Nivellering	I forhold til et felles horisontalt nivå bestemmes relative eller absolutte høyder etter måling av høydeforskjell til det horisontale nivået. Dette er en velutprøvd metode som er pålitelig og enkel i bruk når moderne nivelleringsutstyr nyttes. Referansepunkter må settes opp på begge sider.	Damkrone, eller annet sted av interesse.
	Pendulum	Velprøvd, presis og lite tidkrevende.	Steder av interesse
	Vinkelmålinger og elektro-optiske avstands- og retningsmålinger	Målestasjoner bør kontrolleres regelmessig ved triangulering.	Steder av interesse
Lengdeendring og nedbøyning	Distometer	Gir presise målinger av små avstander i en gitt horisontal retning. Feilmargin $\pm 0,2$ mm	Steder av interesse
	Ekstensometer	Benyttes til måling av avstander mellom 1 til 30 cm ved strekkpåkjenninger. Mulig med automatisk måling og registrering. Feilmargin $\pm 1$ mm.	Steder av interesse
	Fiberoptisk ekstensometer	Kan måle endringer på 1-2% av overvåket avstand. Feilmargin på $\pm 0,2$ mm.	Steder av interesse
Vinkelendringer	Inklinometer, tiltmeter, pendulum		Innebygd i dammen
Bevegelser i sprekker og skjøter	Mikrometer Dilatometer	Opptil en størrelsesorden på 10 mm, presisjon på $\pm 0,005$ mm.	Steder av interesse
Vanntrykk	Piezometer	Måler oppdrift under dammen	Innebygd i dammen
Spenninger	Lastceller		I fundamentet eller i dammen

Tabell 1: Utstyr og metoder for overvåking av deformasjoner og bevegelser [36][15].

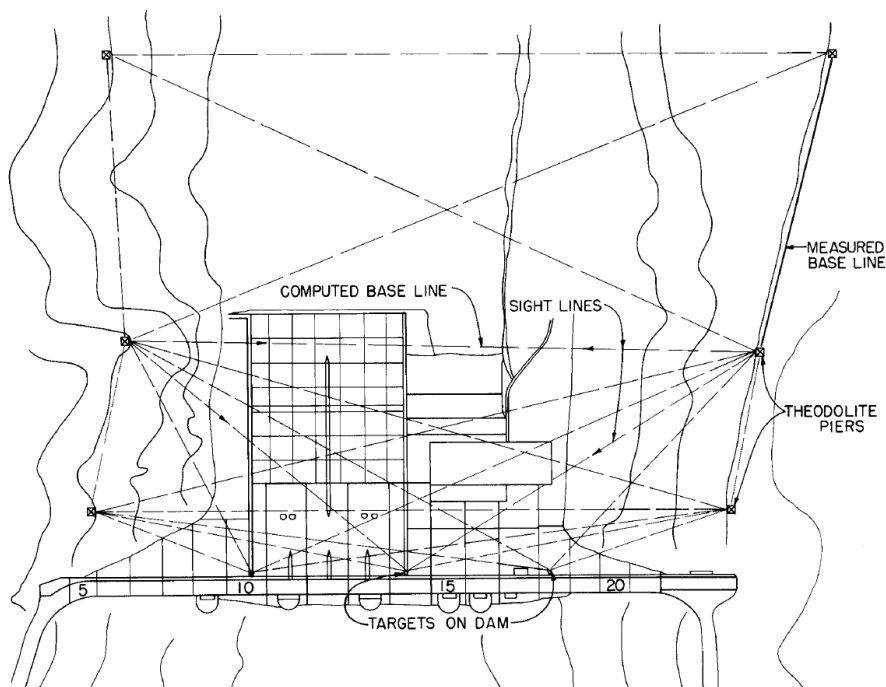
For betongdammer spiller også temperaturen inn på de målte verdiene.[10] Temperaturtøyningen ( $\varepsilon_t$ ) til betong kan beskrives med;

$$\varepsilon_t = \alpha_t \cdot \Delta T$$

Hvor  $\Delta T$  er temperaturendringen.  $\alpha_t$  er temperaturutvidelseskoeffisienten til betong, som ofte settes lik  $\frac{10 \cdot 10^{-6}}{^\circ C}$ . Dette vil ved en lengde på 10 meter og temperaturforandring på 10 grader gi en lengdeendring på 1 mm.[18]

### 5.1.1 Metoder for setningsovervåking

Vertikale bevegelser av dammer måles vanligvis ved nivellering. Dette gjøres via punkter med kjente høyder plassert på stabil grunn utenom dammen. Målingene gjøres ved faste intervaller, og dammens vertikale bevegelser plottes i forhold til tid. Slik kan man bestemme den tidsmessige utviklingen til bevegelsene og vurdere om det eventuelt skjer hurtige endringer. Usikkerhet rundt målingene kan variere basert på kompetansen til personene som utfører arbeidet. Målingene utføres ved å måle de vertikale høydeforskjellene fra kikkerten og ned til punkter ved bakstikk og fremstikk.[1]



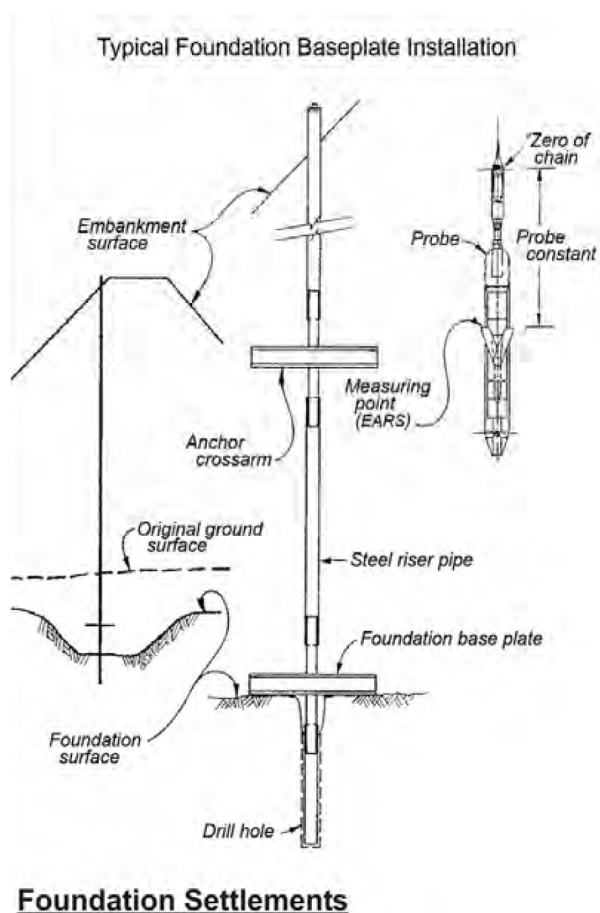
Figur 4: Typisk trianguleringsnettverk [1].

Ved triangulering måles vinkler i et nettverk og med bakgrunn i dette beregnes innbyrdes avstander. Forandringer i de beregnede verdiene indikerer bevegelser av dammen. Metoden gir bevegelsene til dammen både vertikalt og horisontalt. Til arbeidet benyttes ofte en teodolitt.[1]

### 5.1.2 Overvåking setninger og bevegelser i fundamentet

For å måle setninger i fundamentet under dammen og dermed overvåke konsolideringsprosessen eller andre årsaker til bevegelser, som graving, kan

man installere ekstensometer. Dette kan benyttes til både å overvåke vertikale og horisontale bevegelser.[38]



Figur 5: Måleutstyr for målinger av setninger i fundamentet under dammen [38].

Det finnes også setningsceller som graves ned i fundamentet og tilknyttes overflaten med vannfylte slanger. Disse viser vertikale setninger ved måling av endringer i trykkehøyde på overflaten.

## 5.2 Automatisk overvåking

Ettersom manuell innhenting av data ved menneskelig arbeidskraft gir usikkerhet rundt innhentede data samtidig som det ikke gir informasjon om hurtige deformasjoner er automatisk overvåking blitt mer vanlig. Automatisk overvåking og overføring av data gir øyeblikkelig informasjon om

endringer til og med ved utilgjengelige damsteder og ved dårlig vær. Man vil få en reduksjon i målefeil og personalkostnader for innhenting og analyse av data. Samtidig mister man fordelen av å ha en visuell vurdering fra en kompetent ingeniør og installasjonene kan bli utsatt for skader som forstyrrer målingene.[18][2]



Figur 6: Robotisk totalstasjon med mottakerprisme [19].

Ved å installere en robotisk totalstasjon kan man måle forflytninger i 3 dimensjoner, periodisk eller på ønskede tidspunkter.[19]

## 6 Forundersøkelser

Når man bestemmer hvilke typer grunnundersøkelser som skal utføres for et prosjekt må beslutningen fattes med bakgrunn i hvilke geotekniske utfordringer utbyggingen kan medføre. Det er derfor viktig å analysere prosjektet nøye for å bestemme hvilke utfordringer man står overfor. Det meste av skader som oppstår på konstruksjoner kommer av at man har oversett geotekniske problemer. Konstruksjoner blir ofte mer kompliserte og kostbare enn hva de hadde blitt med grundige geotekniske undersøkelser tidlig i prosjekteringen.[9]

For å sikre stabilitet og funksjonalitet til betongdammer fundamentert på løsmasser er det grunnleggende at det utføres grundige undersøkelser som er representative for forholdene på damstedet.

Det er viktig at området for undersøkelsene ikke begrenses til kun damstedet, men også omfatter hele arbeidsområdet. Damtype og plassering bør heller ikke bestemmes på et tidlig stadium.[10]

Videre i dette kapittelet blir det beskrevet de undersøkelser som er utført ved Dam Checraas og som ellers blir omtalt i oppgaveteksten.

### 6.1 Prøvekvalitet

Jordprøver kan brukes til å identifisere jordsmonn, klassifisering og identifisering av parametere til massene. Man deler prøver som er foretatt inn i tre forskjellige kvalitetsklasser.

1. Uforstyrrede prøver:
  - skal inneha alle bestanddeler fra det laget det er hentet fra og er heller ikke i noen grad påvirket av bestanddeler fra andre lag. Kornstrukturen er heller ikke særlig påvirket av måten prøven er blitt uthentet på og prøven kan dermed benyttes til å bestemme parametere som styrke og stivhet. I tillegg bør vanninnhold og metningsgrad korrespondere til forhold in situ.
2. Forstyrrede prøver:
  - innehar kun materiale fra det lag som prøven er hentet fra. Kornstrukturen kan være delvis eller helt nedbrutt på grunn av måten prøven er innhentet. Prøven kan ikke gi korrekt informasjon hva gjelder styrke eller stivhet, men kan benyttes til klassifisering og identifikasjon av massene.
3. Omdannede prøver:
  - er prøver som har en helt nedbrutt kornstruktur, og som kan inneha deler fra andre lag enn det lag det er hentet fra. Er kun passende til å gi en grov identifikasjon av hvilken type masse det er snakk om.

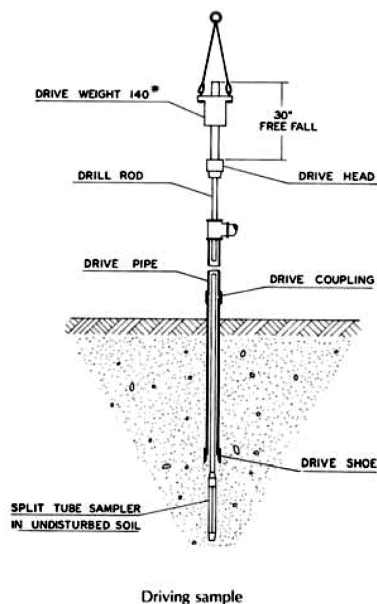
For at ødometer- og treaksialtester skal gi korrekte resultater er man avhengig av at prøven er tilnærmet helt uforstyrret. Block-sampling eller 54 millimeters borekjerner ved leir og silt kan skaffe til veie en uforstyrret prøve. For at laboratorieforskene skal kunne gi representative data må prøvene oppbevares forsvarlig og testene må utføres før for lang tid har gått.[45]

## 6.2 Feltundersøkelser

Prøvetaking i felt for å bestemme jordparametere er gunstig på en rekke punkter. Prøvene er både enkle, raske og kostnadseffektive. De har fordelen å kunne gi data fra prøvestedet uten å måtte risikere å få ødelagt prøvematerialet ved transport, lagring, uttørking, svelling. Innhenting av data direkte fra det aktuelle området gir også fordel av å bevare de naturlige forutsetningene. På den andre siden baserer prøver tatt i felt seg ofte på forenklinger, det er derfor en viss usikkerhet rundt prøveresultatet. Vanlige prøver er vingeboringer og trykksøndering.[44]

### 6.2.1 Standard Penetration Test (SPT)

Ved SPT kombineres registrering av massenes motstand mot gjennomtrenging med muligheten til å hente opp en forstyrret jordprøve og sammenligne de to resultatene. Sønderinger med SPT gir svar på lagdeling og dybden til fjell. Testen kan også gi data for type masse og dennes mekaniske egenskaper. SPT er funksjonabelt ned til 25 meters dybde og metoden er anvendelig for masser som leire, fin silt og i noen tilfeller grus. SPT ansees som en relativt tidkrevende og kostbar sønderingsmetode.[9]



Figur 7: Standard Penetration Test[37].

Prøvetakeren slås ned med en hammer med bestemt vekt fra en bestemt høyde. Antall slag nødvendig for å slå prøvetakeren 150 mm videre ned i grunnen etter at den allerede er slått 150 mm ned kalles N-verdien. Denne verdien indikerer densiteten til massene og kan blant annet benyttes til å bestemme potensiale for likvifaksjon.[37]

### 6.2.2 Permeabilitetsmålinger

Grunnens permeabilitet kan måles in situ ved hjelp av å isolere en bestemt lengde av et borhull med pakkere. Den isolerte lengde påføres et konstant vanntrykk og forholdet mellom trykk og vannstrøm blir observert. Permeabiliteten kan så beregnes. Ved Dam Checra er det nytted to forskjellige typer tester for å bestemme grunnens permeabilitet in situ. Lefranc-test på steder med løsmasser og Lugeontest på de steder det er påstøtt fjell.[3]

### 6.2.3 Vingeboring

Vingeboringer gjøres for å bestemme den udrenerte skjærstyrken,  $s_u$ , i felt. Testen er relativt enkel, rask og kostnadseffektiv og er derfor populær ved bestemmelse av udrenert skjærstyrke i felt. Prøven passer for leire og fin silt som er fra normalkonsoliderte til moderat overkonsoliderte. Vingeboret presses ned i et uforstyrret område av området som skal undersøkes. Deretter blir det påført et måleinstrument i toppen av boret, dette blir benyt-

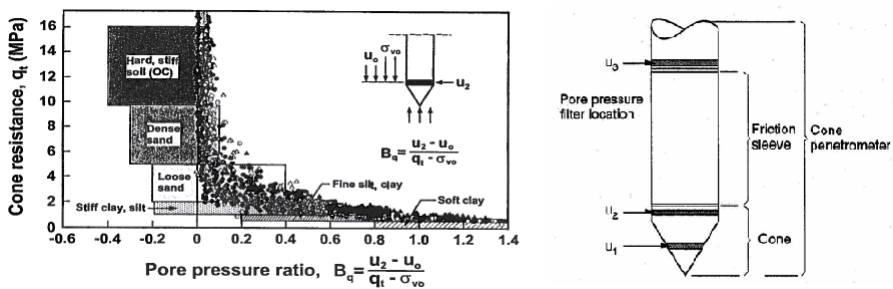
tet til å måle og påføre torsjonsmoment og sammenhengen mellom påført moment og rotasjonen til boret blir registrert. Vinge-boring utføres vanligvis i dybdeintervaller på 0,5 til 1 meter. [45]

### 6.3 Kjerneboring

Ved større kraftverksutbygginger bør det hentes ut kjerneprøver ved boring. Er området av godt fjell kan man vente med prøvetakingen til byggingen av dammen har startet og da kombineres med injeksjonsarbeider av grunnen. For å få kontinuerlige og gode sikre data fra prøvene er det viktig at kjerneprøvene bevarer sine in situ egenskaper, jamfør kapittel 6.1. Kvaliteten på prøvene avhenger av undergrunnens beskaffenhet, boremetode og kompetansen til boremannskapet. I tillegg til dette avhenger prøvekvaliteten av lagring og transport. Se vedlegg C.4 for bilder av kjerneprøver hentet ved Dam Checras.

#### 6.3.1 CPTU - Trykksondering med poretrykksmåling

Trykksondering med poretrykksmåling benyttes til å bestemme spissmotstand ( $q_c$ ), sidefriksjon ( $f_s$ ) og poretrykk ( $u$ ). Testen foregår ved at riggens stangsystem presses ned i jorden med en kontinuerlig hastighet på 2 cm per sekund. Verdier registreres regelmessig (for hver 2-2,5 cm). Ved å kombinere informasjon fra poretrykksmåling og spissmotstand kan en vurdere den relative stivheten og materialenes dreneringsegenskaper under ett. Målingene er riktige selv på større dyp siden de ikke blir forstyrret av sidefriksjon mot stangsystemet. Sondering med CPTU kan registrere lagtykkelser helt ned i 2 til 3 cm.



Figur 8: Tv: Diagram for klassifisering av jordtyper etter CPTU-test [44]. Th: utstyr for Trykksondering med poretrykksmåling. Piezoprobe [17].

Ved hjelp av erfaringsbaserte diagrammer som knytter spissmotstand til poretrykksforholdet ( $B_q$ ) målt i referansenivå ( $u_2$ ) kan man vurdere



hvilken jordartstype som befinner seg i ulike lag. [44]

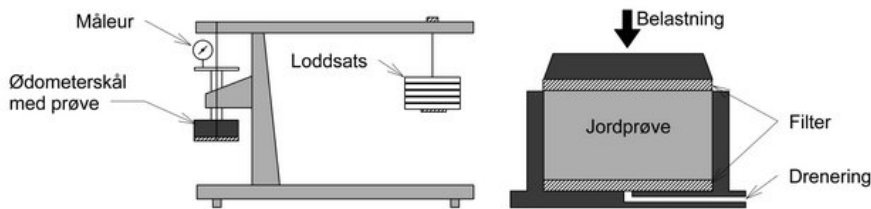
De vanligste materialparameterene man bestemmer ved bruk av CPTU er; udrenert skjærstyrke ( $S_u$ ), deformasjonsmoduler (M og G), friksjon ( $\tan\phi$ ), prekonsolideringsspenning ( $\sigma'_c$  eller  $p'_c$ ).

## 6.4 Laboratorieundersøkelser

### 6.4.1 Ødometertesting

Ødometerforsøk gjøres for å bestemme jords stivhet, også kjent som jords motstand mot deformasjon.

Forsøket gjøres ved at en jordprøve plasseres i en sylinder. Stålringen plasseres så i en prøverigg som belaster prøvematerialet i endeflatene og sammenpressingen av prøven leses av på en deformasjonsmåler. I topp og bunn av prøvematerialet blir det plassert et filter av keramikk eller metall. Dette filteret tilater at vann kan presses ut av prøven. Siden veggene i stålringen hindrer prøvene i å deformeres sideveis, får vi en endimensjonal deformasjon. Prøvestykkets normale dimensjoner er diameter på 51 mm og en høyde på 20 mm. Prøvene skjæres ut til rett dimensjon, ofte fra en prøvetaker med 54 mm diameter. Belastningen av prøven kan skje trinnvis eller med jevn hastighet (motordrevet).



Figur 9: Trinnvis ødometerrigg

Ved ødometerforsøket plottes effektivspenningen ( $\sigma'$ ) mot målt tøyning ( $\varepsilon$ ). Effektivspenningen langs x-aksen og tøyningen nedover langs y-aksen. Materialets stivhet målt ved ødometerforsøk beskrives ved modulen M som defineres ved endring i effektivspenning over endring i tøyning, hvor M har enheten Pa (MPa benyttes som oftest).[9]

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon}$$

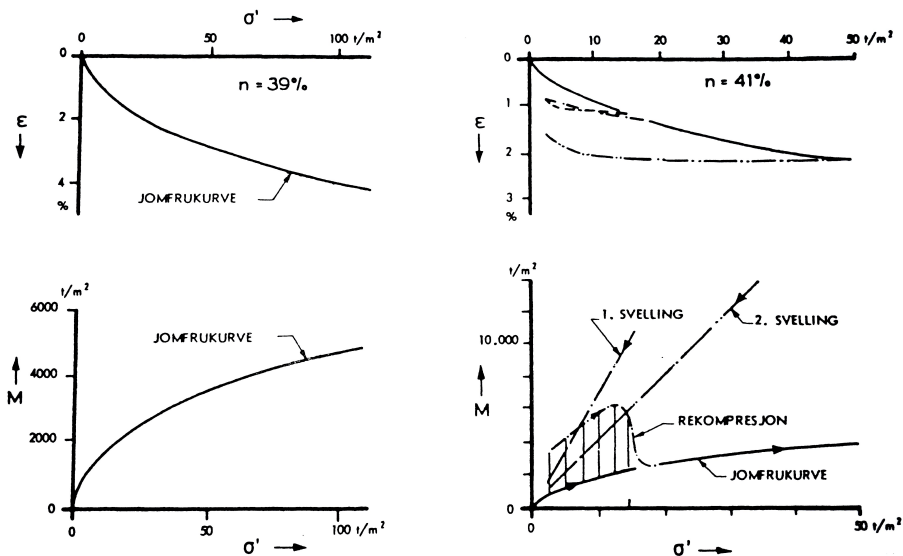
## 6.5 Normalkonsolidert eller overkonsolidert

Når man belaster en prøve til et spenningsnivå den ikke før har opplevd og plotter spenning mot tøyning, får man i ødometerforsøket det man kaller jomfrukurven. Hvis man belaster prøven slik at man oppnår en jomfrukurve for så å avlaste prøvematerialet vil man oppdage at prøven ikke vil følge samme kurve ved avbelastningen. Den vil nå oppføre seg mye stivere. Også ved senere rebelastning vil prøven oppføre seg stivere frem til man når maksimalbelastningen påført ved førstegangs belastning. En rebelastning kan oppnå opptil 5-10 ganger stivheten til første gangs belastning. Forbelastning kan derfor sees på som gunstig for å bedre jordens stivhet. [9]

Jord kan tidligere ha blitt utsatt for større påkjenninger enn de spenninger vi måler in situ, dette kalles for forbelastningsspenning eller prekonsolideringsspenning, henholdsvis  $\sigma'_c$  og  $p'_c$ . Denne forbelastningen/prekonsolideringen kan komme av isbreer, oppdemte sjøer, ras eller andre masser som nå er erodert bort. Hvis jorden har opplevd større spenninger tidligere enn de spenninger man måler in situ,  $\sigma'_0$  eller  $p'_0$ , sier man at jorden er overkonsolidert. Hvis jorden ikke har opplevd større spenning tidligere sier man at den er normalkonsolidert.

$$\text{Normalkonsolidert} \Rightarrow \sigma'_0 < \sigma'_c$$

$$\text{Overkonsolidert} \Rightarrow \sigma'_0 > \sigma'_c$$



Figur 10: Ødometerkurver [44].

Forbelastningsspenningen eller prekonsolideringsspenningen finnes i det punktet hvor ødometerforsøkets rebelastningskurve får en knekk og treffer jomfrukurven. Etter dette punktet vil stivheten til materialet følge fortsettelsen til jomfrukurven, noe som innebærer en lavere stivhet enn hva man hadde ved rebelastningskurven.

Ved bygging av konstruksjoner på løsmasser er det derfor viktig å vite hvilken in situ spenningstilstand man står overfor, og om man har overkonsoliderte materialer. Hvis man ved bygging av en konstruksjon på overkonsolidert materiale skulle overskride  $\sigma'_c$  vil man få en hurtig endring i modulen til materialet og man vil få tilleggssetninger. Det beste estimatet for prekonsolideringsspenninger finnes nettopp ved ødometerforsøk. [9]

### 6.5.1 Treksialforsøk

Ved treksialforsøket kan man i tillegg til aksial deformasjon også måle de radielle spenningene som oppstår. En prøve formes til en bestemt dimensjon og plasseres i treaksen. For å måle den radielle spenningen blir prøvestykket omsluttet av en væske hvor trykket kan kontrolleres. Prøvestykket er kapslet inn i tynn gummihud for at ikke væsken skal forstyrre prøvematerialet. Hvis prøvematerialet er av en slik karakter at det ikke lar seg forme slik det er fastlagt, blir prøvematerialet innkapslet i en beholder etter faste prosedyrer. Vann dreneres ut av prøven ved hjelp av filter i hver ende av prøven. Filterene er igjen koblet til ledninger som fører vannet ut og til et måleglass. Disse ledningene kan stenges av og man oppnår en udrenert tilstand. Poretrykket kan da måles.

Et treksialforsøk er i stand til å måle; aksiell spenning  $\alpha_a$ , radiell spenning,  $\alpha_r$ , aksiell tøyning  $\varepsilon_a$ , radiell tøyning  $\varepsilon_r$ , poretrykk, porevann og volumendring. Skjærforsøket benyttes til å beregne materialets skjærspenning.

## 7 Setninger

Hvis bygget belaster byggegropa mer enn hva som fjernes av masse vil setninger oppstå. Er forholdene i undergrunnen varierende kan man kompensere for dette ved å endre fundamentets fotavtrykk, eller ved utskiftning av masser. Lykkes man ikke med dette kan det oppstå differensialsetninger. Det kan forårsake sprekker, skjevheter, deformasjoner som kan forringe byggverkets verdi med tanke på utseende og funksjonalitet av tekniske installasjoner.[9]

## 7.1 Konsolidering av drenerte og udrenerte materialer

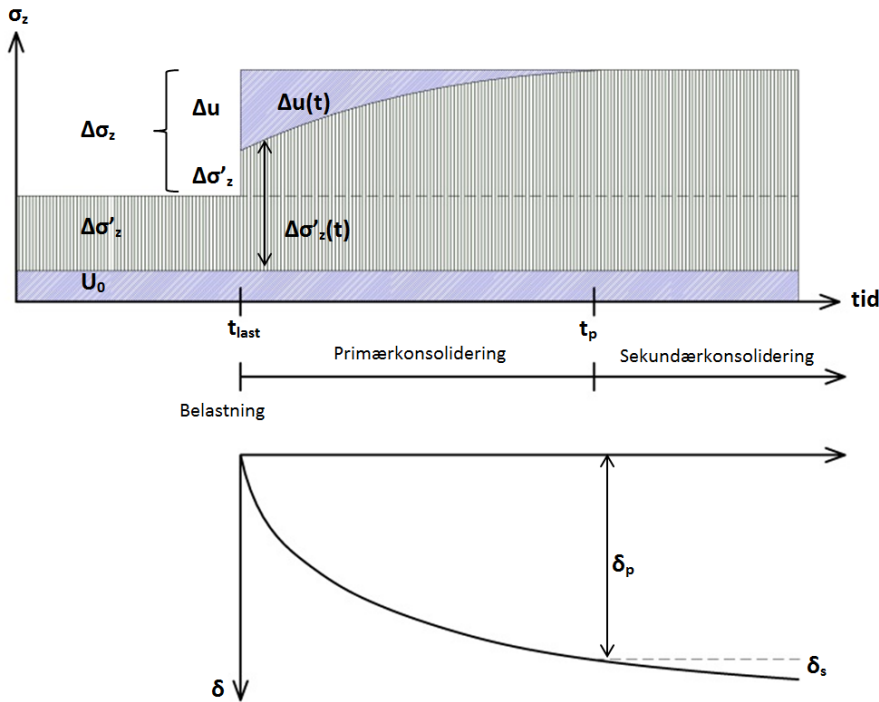
Ved belastning vil kornskjelettet til alle jordarter bli presset sammen. Slipper porevannet ut ved belastningen vil poretrykket være det samme før og etter belastning. Dette kaller vi for drenert oppførsel. Ved drenert oppførsel vil vi som nevnt ikke få en økning i poretrykk og all endring i spenning som følge av lastendringen vil være endring i effektivspenning. En masse som har drenerende egenskaper kalles gjerne permeabel og dens evne til å transportere vann gjennom porene beskrives ved permeabiliteten. Et drenert materiale vil i motsetning til et udrenert få deformasjoner kun kort tid etter at belastningen er påført.

Hvis porevannet ikke slipper ut av skjelettet vil man få et økt poretrykk like etter belastning, man sier at materialet oppfører seg udrenert. Økningen i poretrykket kan maksimalt være av samme størrelsesorden som belastningsendringen, men normalt noe mindre. Dermed vil man ved lastendring for udrenerte materialer få både endring i poretrykk og effektivspenninger. Økningen i poretrykk vil over tid dreneres bort. Hvor lang tid dette tar avhenger av massene. For leirmasser kan det ta flere 10-år. Mens porevannet presses ut vil effektivspenningene gradvis øke og kornskjelettet vil få en deformasjon. Setningene ved udrenerte masser kommer altså etter lang tid.

Prosessen som foregår mens porevannet blir presset ut kalles *konsolidering* og tiden det tar fra lastendringen forårsaker tillegget i poretrykk til poretrykket er tilbake til initial tilstand kalles primær konsolideringstid.[9]

## 7.2 Setningsforløp

Ved bygging av konstruksjoner vil man endre spenningstilstanden i jorden. Jorden vil få deformasjoner som følge av de spenningene den utsettes for. I tillegg til belastningens størrelse avhenger spenningene av jordens evne til å drenerer vekk porevannet (se kapittel 7.1). På grunn av dette er setninger en tidsavhengig prosess siden materialenes permeabilitet avgjør hvor lang tid dreneringen tar. Ved design og bygging av konstruksjoner på løsmasser må det tas hensyn til tidsforløpet setningene vil bruke på å forløpe. For noen konstruksjoner på masser med lang konsolideringstid vil konstruksjonens levetid kunne være kortere enn tiden det tar før all setning har forløpt. Tidsforløpet til setningene vil også være viktige ved konstruksjoner der man er avhengig av pauser i byggesekvensene for å tillate grunnen å konsolidere før man kan ta fatt på neste byggetrinn. I slike tilfeller vil man være avhengig av å vite hvordan setningene vil forløpe gjennom byggeprosessen og videre gjennom konstruksjonens forventede levetid. Setninger deles inn i to kategorier med hensyn på setningers tidsforløp.



Figur 11: Primær- og sekundærfase i konsolideringen

*Primærsetninger* er setninger som inntreer når poretrykket er fullt utjevnet. For drenerte masser som sand og grus etter kort tid, mens for udrenerte masser som leire i løpet av lang tid.

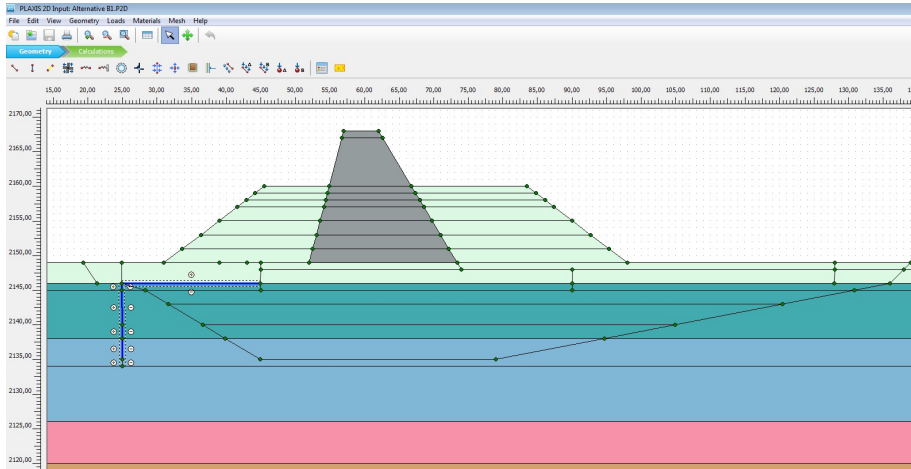
*Sekundærsetninger*, også kjent som kryp, inntreer etter lang tid og forekommer selv om det er slutt på all transport av porevann ut av jorden. Kryptet kommer av deformasjon av kornstruktur, omlagring av korn og forflytting av overflatebundet vann i massene som følge av konstant effektivspenning over lang tid. Deformasjoner som følge av kryp beregnes med bakgrunn i tolkninger av ødometerforsøk og de resultater disse gir etter at primærkonsolideringen har forløpt.

Konsolideringen av en masse beskrives ved *konsolideringsgraden*  $UP$ , som beskriver hvor stor andel av de primære setningene som ved det betraktede tidspunkt har forløpt.  $UP$  er forholdet mellom forløpt setning ( $\delta$ ) ved betraktet tidspunkt  $t$  og primærsetningen ( $\delta_p$ ) ved tidspunkt for ferdig primærkonsolidering ( $t_p$ ). [9]

$$\text{Konsolideringsgrad} = UP = \frac{\delta}{t_p} [\text{dimensjonsløs}]$$

## 8 Plaxis 2D

Plaxis 2D er et finite element-program laget spesifikt for å analysere geotekniske utfordringer som deformasjoner og stabilitet. Programmet er ment å være et verktøy til praktisk analyse for ingeniører som ikke nødvendigvis er eksperter innen numerisk modellering. Programmet muliggjør å analysere en konstruksjons oppførsel i møte med jordens ikke-lineære, tidsavhengige og anisotrope egenskaper.[6]



Figur 12: Dam Checras modellert i Plaxis 2D. Hentet fra Norconsults plaxismodell.

Opptegningen av konstruksjon, byggesekvenser, lagdeling til masser og laster/lastsekvenser, gjøres ved enkel CAD-tegning. Programmet genererer automatisk grid til den tegnede geometrien. De ulike materialenes mekaniske egenskaper kan modelleres etter ulike materialmodeller. For eksempel modelleres betong lineært elastisk, leire og jord gjerne etter “Soft Soil Behavior-model” og grus etter “Hardening Soil Behavior-model”. Programmet tillater å modellere ulike konstruksjonsekvenser, endringer i geometri og laster ved å skru på og av klynger av elementer.[6]

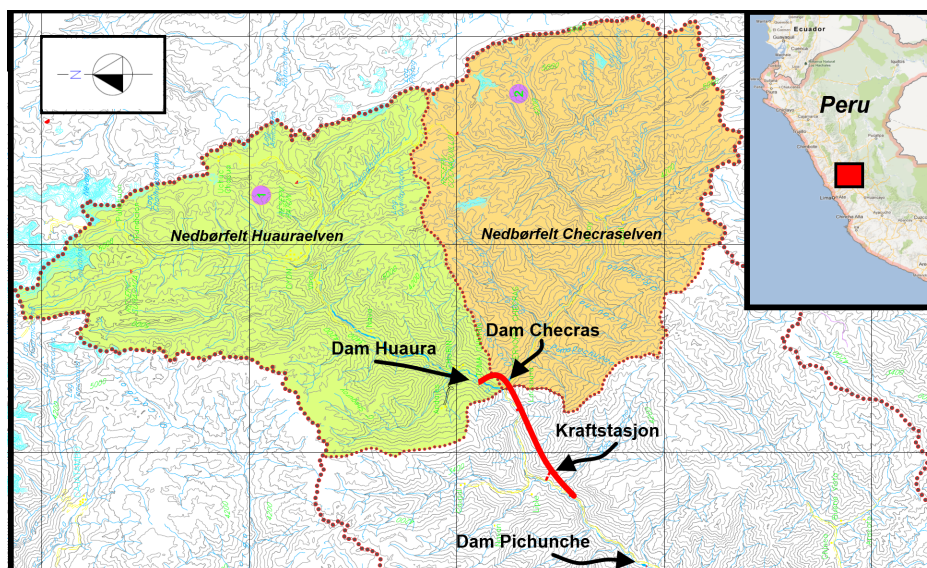
Plaxis finnes også i 3D-versjon. Her definerer programmet jordlagene ved å interpolere mellom inndata fra ulike borhull.[6]

## Del III

## Dam Checras

## 9 Bakgrunn - Cheves Hydropower Project

Cheves Hydro Power Project er lokalisert 130 kilometer nord for Lima, Peru, mellom landsbyene Sayan og Churin. Byggherre for prosjektet er SN Power. SN Power er et internasjonalt kraftselskap eid av Statkraft og Norfund. Norconsult er konsulent og byggeleder for prosjektet, mens entreprenøren er CCH Hochtief.



Figur 13: Oversiktsbilde over Cheves 1.

Konsesjon for prosjektet ble gitt av det peruanske departementet for energi og gruvedrift i 2001 og innbefattet fallet fra Huauraelvens samløp med Checraselven på 2100 moh og ned til byen Sayan på 660 moh. En endring i konsesjonen ble gitt SN Power i 2006 hvor prosjektet ble delt inn i tre deler, Cheves 1, Cheves 2 og Cheves 3. Det totale fallet blir utnyttet i tre etapper. Dam Checras er en del av Cheves 1, som er det første av de 3 som blir bygget.

Cheves 1-prosjektet består av de tre dammene Huaura, Checras og Pichunche, som alle fundamenteres på løsmasser. [41] Kraftverket utnytter vannføringen i elvene Checras og Huaura lokalisert i to nabodaler. Vann fra Huauraelven blir fanget opp i Huauradammen på 2170 moh, rett oppstrøms

for elvenes samløp. Herfra føres vannet gjennom en overføringstunnel til Checrasdammen som fungerer som inntaksmagasin for de to elvene. Da Checraselven er ansett som mer sedimentførende enn Huaura, er det muligjort å føre vann fra Huaura direkte til inntaket via en kanal gjennom Checrasdammens lengdeakse, mens man samtidig slipper sedimentførende vann fra Checraselven forbi i de perioder av året hvor dette blir nødvendig. [28]

Inntaksmagasinet er relativt lite med en kapasitet på 0,8 millioner  $m^3$ . Magasinet vil tømmes og fylles daglig og man planlegger å prioritere produksjon i de tidsrommene av døgnet ettersom etterspørselen er størst. [28]

Cheves Hydropower Project	
Installert effekt	170 MW
Turbintype	2xPelton, med 5 dyser
Slukeevne	2x16,5 $m^3/s$
Fall	602 m
Magasinert volum	0,8 millioner $m^3$
Totalt nedbørfelt	1710 $km^2$
Gjennomsnittlig avrenning	22 $m^3/s$

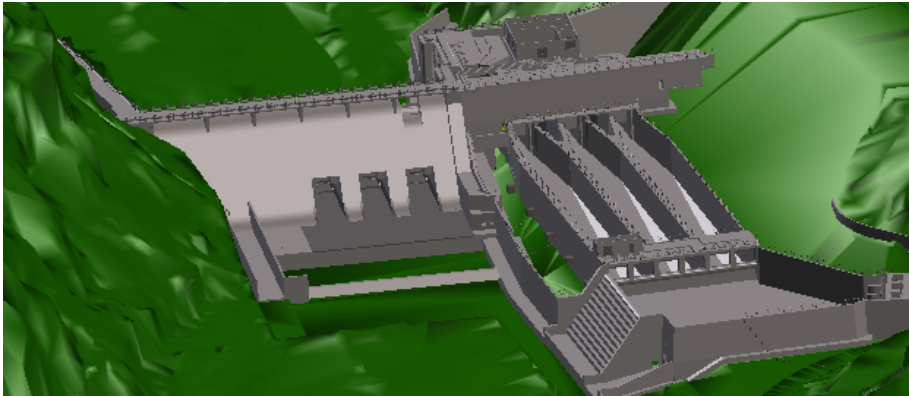
Tabell 2: Nøkkeltall for Cheves Hydropower Project .

Vannveien videre fra inntaket består av tunnel med stålforet trykksjakt og svingetunnel. Anlegget har fall på 602 meter og en installert effekt på 170 MW. Produksjonen er anslått til 850 GWh. Kraftstasjonen er plassert i fjell og har en lengde på 60 meter, bredde på 15,5 meter og en høyde på 32 meter, i stasjonen blir det installert en maskinsalkran med kapasitet på 170 tonn. Etter kraftstasjonen blir vannet ledet tilbake i avløpstunnel til Huaura-elven, 11,5 kilometer nedstrøms for inntaket på 1545 moh. Pichunche-dammen er den tredje dammen i anlegget og er en 120 meter bred fyllingsdam med lukeseksjon i betong på 40 meter. Denne bygges nedstrøms utløpet som et kompensasjonsreservoir for å normalisere vannføringen videre nedover i elven.[28]



## 10 Dam Checras

Checrasdammen er størst av de tre dammene som bygges i forbindelse med Cheves Hydropower Project. Dammen er en totalt 140 meter bred og 19 meter høy gravitasjonsdam med luker. Dammen har en 29 meter bred seksjon med fritt overløp på 2168 moh. som alene skal kunne avlede maksimal flom, men det installeres også tre segmentluker i damkroppen. Disse skal ved åpning kunne spyle bort sedimenter som har akkumulert i magasinet og i tillegg kunne nyttes som en ekstra sikkerhet med tanke på flom. Lukene har høyde 6 meter og bredde 4 meter. I overløpet bygges det en luke med 2 meters bredde og 4 meters høyde nært inntaket for å kunne fjerne drivgods som akkumuleres her.[42]



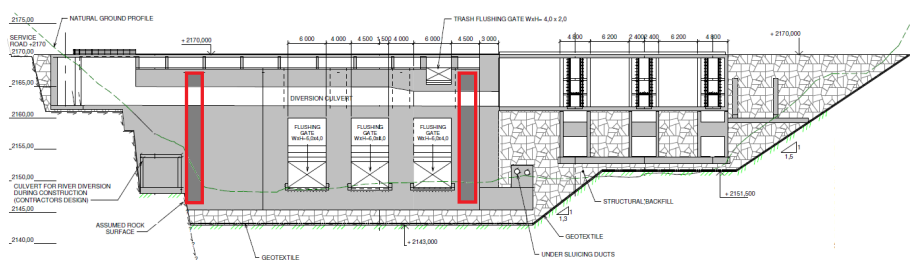
Figur 14: Modell av Checrasdammen [22].

Dammen vil fungere som inntaksmagasin for Cheves Hydropower Project og magasinerer vann fra Checraselven og vann ført i overføringstunnel fra Huaaura i nabodalen. I perioder med stor sedimentlast i Checraselven kan vannet fra Huaaura føres gjennom en kanal i damkroppen og direkte til inntaket, mens vannføringen i Checras slippes forbi. Under inntaket monteres det to sluser for å skille vann nær bunnen med høyt innhold av sand og grus fra vann som slippes inn i inntaket. Disse slusene vil også bli benyttet til forbislipping av minstevannføring. Det bygges tre store sandfang med 80 meters lengde, 10 meters bredde og 5,5 meters dybde for å håndtere sedimentene. Etter sandfangene samles vannet i et inntaksbasseng før det føres inn i tunnelen.[28]

## 10.1 Bygging av dam- og lukeseksjon

Utgravingene av masser på stedet for dam- og lukeseksjonen ble påstartet i desember 2011 og avsluttet i mars 2012. Tilbakefylling av masser forløp parallelt og ble påstartet i januar 2012 og avsluttet i april samme år. Betongarbeider med armering og støping av sålen ble påstartet i mars 2012 og ferdigstilt i oktober. Arbeidene med å støpe overløp og lukeseksjonen pågår fremdeles. De siste estimatene fra entreprenøren tilsier at de avsluttende arbeidene med dam- og lukeseksjon vil være ferdig mot slutten av juni 2013 (se fremdriftsrapport i vedlegg B.4).

Dammen sett i et lengdesnitt fra nedstrøms side vises i figur 15.



Figur 15: Vertikalsnitt langs dam og lukeseksjonens lengdeakse [24].

Utgravinger av masser utføres ned til 2143 moh, opprinnelig terrengs beliggenhet er anvist med grønn stiplede linje på tegningen. I bunnen av utgravd område plasseres det, i følge arbeidstegningene, fiberduk med en strekkstyrke på minimum 25 kN per meter, denne legges og festes i overlapp på 300 mm slik at minimum 50 prosent av styrken ivaretas i skjøtene. Tilbakefylte masser skal bestå av velgradert sprengstein eller grus med maks 5% finstoff. Største steinstørrelse i tilbakefylte lag skal være maksimum 2/3 av lagtykkelsen.[51] Tilbakefyllingslaget kompakteres med en 5 kilonewtons vibrovalse i lag på 0,2 meter i fire omganger, eller med veivals i lag på 0,6 meter i 6 omganger.[42]

Avledning av elven i byggetiden skjer ved en kulvert på høyre side av dam- og lukeseksjonen (sett medstrøms). Denne er fundamentert på fjell. Når lukeseksjonen er klar til bruk blir denne kulverten støpt igjen.

Over de tilbakefylte massene støpes det en stor plate for å fordele belastningene fra dammen og redusere spenningene mot grunnen. Platen er 48x54 meter og 3,5 meter tykk.

Over platen som støpes kontinuerlig under dammen blir det resterende støpt i seksjoner. For å håndtere setningene som var forventet å oppstå, ventet man med å støpe to seksjoner til etter tidspunktet man mente det meste av setningene hadde forløpt (forventet setningsforløp omtales

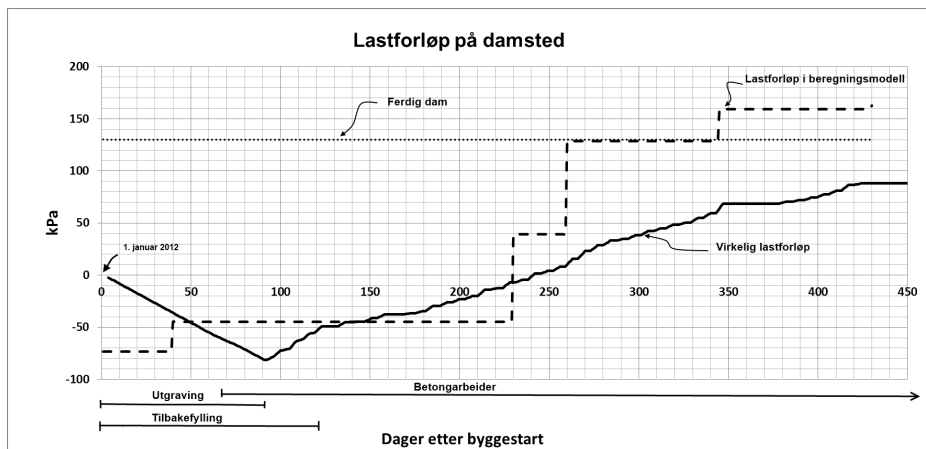
i kapittel 13). Slik ville man tillate at seksjonene av dammen fikk sette seg uavhengig, før man til slutt støpte damkrona. I setningsberegningene foretatt i Plaxis ble tidspunktet for å gjenstøping satt til 430 dager etter byggestart for utgravingene. I realiteten ble dette arbeidet påbegynt mot slutten av januar 2013, omtrent 390 dager etter byggestart.

For videre detaljer om fremdriften ved byggingen av dam- og lukeseksjon, inntak og sandfang se vedlegg om bygging av Dam Checras (vedlegg B).

### 10.1.1 Lastforløp

For å finne reelle tall på hvilke belastninger damstedet har blitt påført under byggeprosessen har det blitt studert daglige og månedlige rapporter fra byggeprosessen, fremdriftsplaner, excelark med støpevolum, diagrammer med forbruk av armering og betong, samt gjennomført samtaler med byggeledere og observatører på anleggsstedet. Det er blitt beregnet av- og pålastning for en betraktet del av dam- og lukeseksjonen og spenningsendringen er beregnet i kilopascal.

De månedlige rapportene som er studert er utarbeidet av entreprenøren, CCH. Disse gir et helhetlig bilde av aktiviteter, hendelser og fremdrift for hele prosjektet for gjeldende måned. Et sammendrag av de månedlige rapportene er sammenstilt i vedlegg B. Videre er lastforløpet basert på informasjon fra oppdaterte fremdriftsplaner og samtaler med personer med førstehåndskunnskap om arbeidene. Lastforløpet som er utarbeidet presenteres i figur 16.



Figur 16: Lastforløp for damstedet.

Utgravingene og tilbakefyllingene ble påstartet i januar 2012 og forløp

parallelt. Utgravingene ble ferdigstilt i løpet av mars måned og tilbakefyllingene i løpet av april. Ved beregning av avlastning og rebelastning ved henholdsvis utgravinger og tilbakefyllinger i byggegropa er volumene basert på arbeidstegninger. Tyngdetetthet for de stedlige masser er hentet fra resultater fra grunnundersøkelser (se figur 21). Tyngdetettheten til de komprimerte tilbakefyllingsmassene er hentet fra retningslinjer for fyllingsdammer, da ikke andre data forelå.

For bestemmelse av lasten fra betongarbeidene var data både fra Norconsult og CCH tilgjengelig. Disse dataene ble presentert i de månedlige rapportene fra CCH og gir ukentlige mengder av betongvolum medgått i dam og lukeseksjonen til Dam Checras. Regneark på daglige støpevolumer tillot en sammenligning av de to for kvalitetsikring. Tyngdetettheten til betongen ble funnet i datablader hos Norconsult på anleggstedet i Mirahuay.

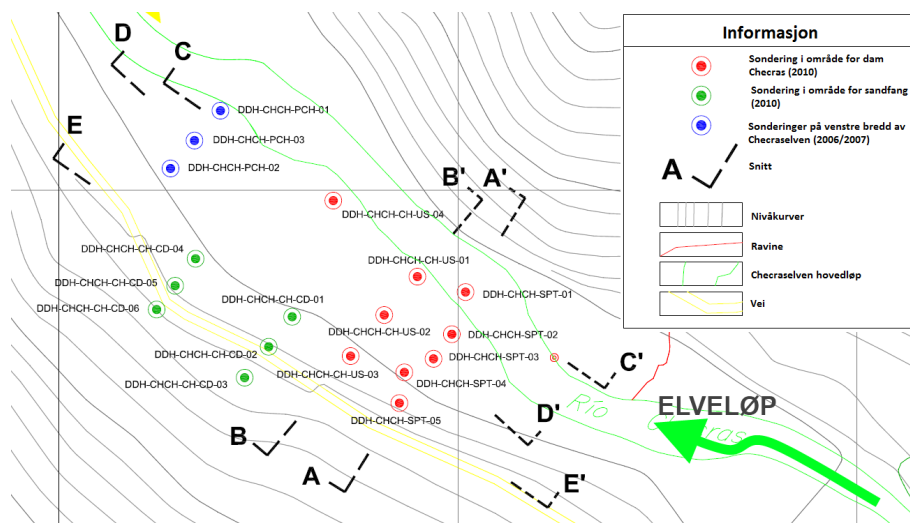
Ved bestemmelse av last fra armering forelå kun datagrunnlag fra entreprenørens månedlige rapporter, presentert med antall tonn armeringsstål benyttet.

Figur 16 viser endringer i belastninger på damstedet langs y-aksen og antall dager etter byggestart langs x-aksen. Som man kan se hadde man en avlastning frem til gravearbeidene var ferdige, ca 100 dager etter byggestart. Først etter nærmere 240 dager, i slutten av august 2012, er damstedet igjen belastet tilsvarende som før byggestart. Spenningsendringen for damstedet ved siste mottatte data, fra mai måned 2013, ligger på 90 kPa. Ved ferdigstillelse av dammen er spenningsendringen antatt å være på 132 kPa, dette med bakgrunn i estimerte støpevolumer fra entreprenøren.

Figur 16 viser også beregningsmodellenes lastforløp ved setningsberegninger utført for Checras ( setningsberegningene presenteres i kapittel 13). I følge beregningsmodellen ender ferdigdam med en spenningsendring for damstedet på ca 160 kPa. at dette er noe høyere kan virke logisk da beregningsmodellen tar utgangspunkt i et massivt damtverrsnitt uten luker.

## 11 Grunnundersøkelser

Dette kapittelet beskriver de ulike grunnundersøkelsene som er foretatt ved Dam Checras. De presenteres i en kronologisk rekkefølge slik at man kan få en forståelse for hvordan utviklingen av oppfattelsen til grunnens beskaffenhet har endret seg. Dette settes siden i sammenheng med ulike løsninger som har blitt vurdert for dam- og fundamentdesign i kapittel 12.



Figur 17: Undersøkelser foretatt i 2006/2007 og 2010. Se vedlegg C for anviste snitt og lagdelinger [7]. Fig. modifisert av R.Setnes.

Det er foretatt grunnundersøkelser ved Dam Checras i ulike faser. Hovedsakelig kan det deles inn i tre perioder hvor undersøkelser er utført; ved mulighetsstudie i 2006/2007, utvidede undersøkelser i 2010 og tilleggsundersøkelser i 2011.

Under mulighetsstudie i 2006/2007 ble det utført undersøkelser 100 meter nedstrøms dammen, disse viste sandige og siltige materialer med lavt leirinnhold. Disse materialene ble vurdert til å ha et visst potensiale for likvifaksjon ved jordskjelv med høy intensitet (se kapittel 11.2 for videre beskrivelse).

Videre og mer omfattende undersøkelser ble utført i 2010. Disse skulle danne basis for utgravinger og valg av fundamentering. Disse undersøkelsene viste at grunnen besto av leirige materialer (CL, GL, ML, GC). Materialene påstøtt hadde høyt leirinnhold, lav permabilitet, liten konsolidering. Slike egenskaper kunne medføre store setninger som forløp over lang tid (se kapittel 11.3 for videre beskrivelse). Det ble også funnet lag med sand og grus med høyere permeabilitet.

Observasjoner ved oppstart av anleggsarbeidene førte til mistanker om at grunnen på stedet kunne være overkonsolidert. Hvis dette viste seg å være rett kunne man unngå store setninger, utgravinger og forbelastning av damstedet. Nytt undersøkelsesprogram ble iverksatt sommeren 2011 og en gjennomgang av allerede innhentede data fra 2010 ble gjennomført av Norges Geotekniske Institutt. NGI kommenterte at prøvene fra 2010 var av en kvalitet på dårlig til veldig dårlig og dermed ikke var representative for leirens egenskaper. De nye undersøkelsene fra 2011 indikerte at massene var overkonsoliderte og ikke bare med en last høyere enn dagens belastning, men også overkonsolidert med en last større enn fra dammen (se kapittel 11.5 for videre beskrivelse).

Grunnundersøkelsene utført før 2010 var i regi av Byggherren. Konsulenten ønsket nye undersøkelser utført i løpet av våren 2010 for å utføre design av dammen. Byggherren vegret seg først for å bruke penger på dette, da det ikke var endelig bestemt at prosjektet skulle bygges. Dette medførte at data fra ønskede grunnundersøkelser forelå først 9 måneders etter ønsket dato. Tidspresset dette medførte i forhold til byggestart, i kombinasjon med usikkerhet rundt grunnforholdene førte til at man først designet dammen for et verst tenkelig tilfelle. Forsinkelser hos entreprenøren førte til at man likevel fikk tid til å reevaluere grunnundersøkelsene og oppdatere designet til et forventet setningsbilde med overkonsoliderte masser før byggestart.[43]

Videre i dette kapitlet beskrives de ulike undersøkelsene som er gjennomført.

## 11.1 Beskrivelse av stedet



Figur 18: Område for plassering av dam Checras, fra februar 2011 [22].

Topografien i området er dominert av et landskap med daler og åser med tynt vegetert overflate. Terrenget er formet av geodynamiske prosesser; istid, regn og erosjon. Dalbunnen består av avrundet grus i siltig sand med stein og blokker. På damstedet ved Checrasdammen eksisterer det alluviale terrasser dannet av elven. Flankene består av høye sterkt forvitrede åser, dannet av de samme tektoniske hendelser som dannet Andesfjellene, samt elvens erosjon i disse. På høyre flanke av elven (sett medstrøms) finnes det “hengende” rester etter en utglidning av colluviale materialer i perioden kvartær pleistocen. Mesteparten av dette materialet har rast ned i dalbunnen, mens det resterende er stabilisert av knauser i åssiden (se figur 44 i vedlegg E).[53]

Ifølge fagpersoner [48] kan man ved å studere terrenget i området finne løsmasser langt opp i dalsidene som indikerer at dalen en gang sannsynligvis kan ha vært demt opp av et ras lenger nede, slik at man har fått store sedimenteringer. Raset og mesteparten av sedimentene har siden blitt vasket bort. Et slikt scenario taler for en overkonsolidering av damstedet.

## 11.2 Undersøkelser i 2006 og 2007

I 2006 og 2007 ble det utført geologiske og geotekniske undersøkelser for vannkraftutbygging av Chevesprosjektet. Undersøkelsene ble presentert i rapporten “Estudio De Factibilidad Actualzation Del Inform de Geologica y Geotecnia”, fra februar 2008 [52]. Rapporten innbefatter undersøkelser fra alle anleggsområder for utbyggingen. . Det ble foretatt undersøkelser ved påhugg for tunnelene på begge sider av dammen, i område for sandfang og i midten av dalen på venstre bredd av Checraselven. Plassering for prøvene vises i 17.

Midten av dalen er etter undersøkelsene vurdert å være av fluviale materialer med en mulig dybde anslått til kanskje så mye som 200 meter. Løsmassene er bestående bestående av alluviale og fluviale materialer som grus, sand, silt (med innslag av leire) samt noe blokker. Silten beskrives som for det meste moderat konsolidert med en permeabilitet på  $5 \cdot 10^{-7} m/s$ . Lagene med grus beskrives som velkonsoliderte med en permeabilitet mellom  $10^{-3}$  og  $10^{-4} m/s$ .

På høyre side av damaksen (sett medstrøms) er det fjell i dagen av kvartsitt, mens det nedstrøms er sedimenter dekket av konglomerat.

Venstre side av damaksen (sett medstrøms) består av konglomerat på dybder på mellom 17 og 29 meter. Under dette ligger det sandstein, og kvartsitt.

SPT-testene viser fra en dybde på 11 meter N-verdier på mer enn 20, noe som betyr kompakte masser. Men verdiene over denne dybden indikerer et visst potensiale for likvifaksjon ved seismisk aktivitet.[26]

### 11.2.1 Kjerneboringer 2006

Det ble utført 6 kjerneboringer ved Checra. En av prøvene fra senter av dalen på elvens venstre bredde (sett medstrøms) presenteres i tabell 3.



Kjerneboringer				
Borhull DDH-CHCH	Plassering	Dybde	Detaljer	Kommentarer
PCH-C01	Venstre breidd av Checraselven (sett medstrøms), start på 2147,8 moh. 150 meter nedstrøms for damaksen. Se figur 11.3.1	50,1 m	0-1,7 m: grus og sand innpakket i silt og leire 1,7-2,9 m: blokkig kvartsitt 2,9-3,8 m: grus og sand innpakket i silt og leir 3,8-11 m: siltig leir 11-12,3 m: sand/leirjord med grus 12,3-19,7 m: grus-sand-silt-matrise 19,7-20,3 m: blokker av kvartsitt 20,3-24,1 m: siltig leir 24,1-25,9 m: grus innpakket i sand og silt 25,9-33,3 m: siltig leir med grus og sand 33,3-50,1 m: grus innpakket i sand	Formålet var å bestemme de geotekniske forhold og jordens permeabilitet. Det ble i dette borhullet utført 4 LeFranc-tester, presentert i kapittel 11.2.2. Grunnvann funnet ved 2147,3 moh.

Tabell 3: Kjerneboringer utført 2006 [52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes.

Resultatene fra kjerneboringene i senter av dalen viste at grunnen i de øverste 3 meterne for det meste besto av elvegrus med sand og silt. Dype-re påtraff man hovedsakelig lag med fast leire, silt og sand med blokker. Det ble ikke påtruffet fjell, og prøven ble utført til en dybde på 50,1 meter. Bilder av prøven i tabell 3 som illustrerer lagdelingen finnes i vedlegg C.4. Informasjon fra ytterlige kjerneboringer tatt i samme periode finnes i vedlegg 12.

### 11.2.2 Lefranc

Det ble i forbindelse med undersøkelsene utført 10 Lefranc-tester ved Checras for å undersøke permeabiliteten i grunnen. Disse ble utført i noen av de kjerneborede hullene presentert i tabell 3.

Lefranc-tester			
Borhull DDH-CHC-	Plassering	Testdybde [m]	Permeabilitet $K$ [ $\frac{cm}{s}$ ]
PCH-MI	Område for sandfang. Fra 2164,6 moh.	12-13	$3,68 \cdot 10^{-5}$
		25,3-25,8	0,02
PCH-C01	Midt i dalen, på venstre elvebreidd. 150 meter nedstrøms for valgt damplassing. Fra 2147,8 moh.	4,5-5,2	$<10^{-7}$
		11,0-11,5	$8,75 \cdot 10^{-4}$
		18,99-19,7	0,02
		24-24,5	0,11
PCH-C02	Midt i dalen, på venstre elvebreidd. 150 meter nedstrøms for valgt damplassing. Fra 2148,2 moh.	6,08-6,7	$5,52 \cdot 10^{-5}$
		16,5-17,5	$3,9 \cdot 10^{-7}$
		21-21,5	$7 \cdot 10^{-7}$
		25-25,6	$<10^{-7}$

Tabell 4: Permeabilitet funnet i ulike dybder ved Lefranc-tester utført i innledende undersøkelser[52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes.

Resultatene fra testene i tabell 4 viser at permeabiliteten for området

150 meter nedstrøms damaksen til Dam Checras er lav til svært lav, med unntak av sonen mellom 19 til 25 meters dybde, hvor det blir registrert høye verdier. Denne sonen består av grus og sand. Samtidig viser testene at det forekommer horisontale lokale variasjoner, da det i borhull PCH-C02 utelukkende forekommer lave permeabiliteter i den dybden der de andre testene viser høye verdier.

### 11.2.3 Lugeon

Lugeontester ble utført for de dybder der det var funnet fjell. Lugeon resultater fra PCH-MI vises i tabell 5, dette er for områder med store dybder i området for sandfang.

Lugeontester					
Borhull DDH- CHCH.	Dato	Testdybde [m]	Strømningsutvikling	Lugeonverdi	Permeabilitet K [ $\frac{cm}{s}$ ]
PCH-MI	14/03/06	32,5-35,9	Utvasking	130,16	$1,69 \cdot 10^{-3}$
	14/03/06	38,2-41	Turbulent	14,17	$1,84 \cdot 10^{-4}$
	15/03/06	42-46	Turbulent	78,05	$1,01 \cdot 10^{-3}$
	15/03/06	45,85-49,7	Gjennfylling av hulrom	11,47	$1,49 \cdot 10^{-4}$

Tabell 5: Lugeontester utført for grunnen i område for sandfang [52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes.

Det ble anbefalt med bakgrunn i de verdier som ble funnet å utføre injeksjon av bergmassene.

### 11.2.4 SPT

Ved PCH-C03 (se figur17) ble det utført sonderinger med SPT.

Undersøkelse DDH-CHCH-	Type	SPT-sonderinger				
		Test dybde [m]	Ant all slag [N]	Jordtype	Trykkmotstand [ $\frac{kg}{cm^2}$ ]	Komprimeringsgrad [%]
PCH-C03	SPT	3,4-3,85	20	SM		35-65
	SPT	4,4-4,85	11	CL	1,0-2,0	
	SPT	5,4-5,85	8	CH	0,5-1,0	
	SPT	6,4-6,85	7	CL	0,5-1,0	
	SPT	7,4-7,85	9	CL	1,0-2,0	
	SPT	8,4-8,85	9	ML	1,0-2,0	
	SPT	10,4-10,85	17	SC		35-65
	SPT	11,4-11,85	26	SC		35-65
	SPT	12,4-12,85	29	SM		35-65
	SPT	14,4-14,7	51	SP		85-100
	SPT	15,5-17	36	SM		65-85
	SPT	18,4-18,85	33	SM		65-85
	SPT	20,4-20,85	11	ML	1,0-2,0	
	SPT	21,4-21,85	31	ML	>4,0	
	SPT	22,4-22,85	23	ML	2,0-4,0	
	SPT	23,4-23,85	19	ML	2,0-4,0	
	SPT	23,4-24,85	26	ML	2,0-4,0	
SPT	25,4-25,85	32	ML	>4,0		

Tabell 6: Resultater fra SPT- og CPT-tester utført i undersøkelsene i 2006/2007 150 meter nedstrøms for damaksen. [52]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes.

N-verdiene ved SPT-testen viser verdier stort sett over 20 ved dybder større enn 11 meter, men mellom 3 og 11 meters dybde finnes det løsere lag.

### 11.2.5 Prøvegroper

Det ble i 2007 gravd to groper til dybder på 1,5 og 3 meter i midten av dalen for å undersøke det øverste laget med løsmasser. Massene besto av 63% grus, 34% sand og 3% finstoff.[52] Dette er elvegrusen som ligger som en såle øverst i dalen.

### 11.3 Undersøkelser 2010

I løpet av månedene juli og november 2010 ble det utført geotekniske undersøkelser ved kjerneboringer, laboratorietester og feltforsøk for de tre dammene ved Chevesprosjektet. Hovedformålet ved studien var å bestemme egenskapene til massene for å gi geoteknisk informasjon til utbyggingen. Resultatene ble presentert i rapporten “Estudio Investigaciones Complementarias Proyecto Central Hidroelectrica Cheves” [53]. Videre beskrives kun de undersøkelsene som er relevante for Checraasdammen. De undersøkelser som ble gjennomført tok for seg å undersøke området for sandfang og damakse.

Massene som ble funnet under dam og sandfang ved undersøkelsene i 2010 viser høyt innhold av leire. Laboratorieundersøkelsene vurderte massene til å være normalkonsoliderte, med lave permeabiliteter. Undersøkelsene antyder dermed at man kan få store setninger som kan forløpe over lang tid.

Elven antas å ha erodert bort øvre lag av sedimenter, og dalbunnen består av tettpakket leir og silt (CL og ML), noen steder blandet med sand og grus (GM-GC-SC). Det finnes noen linser av ren sand og silt. Som topplag ligger det typisk mellom 0 til 3 meter med sandig grus (GP og GM). Blokker opp til en størrelse på 250 - 300 mm finnes i gruslagene.

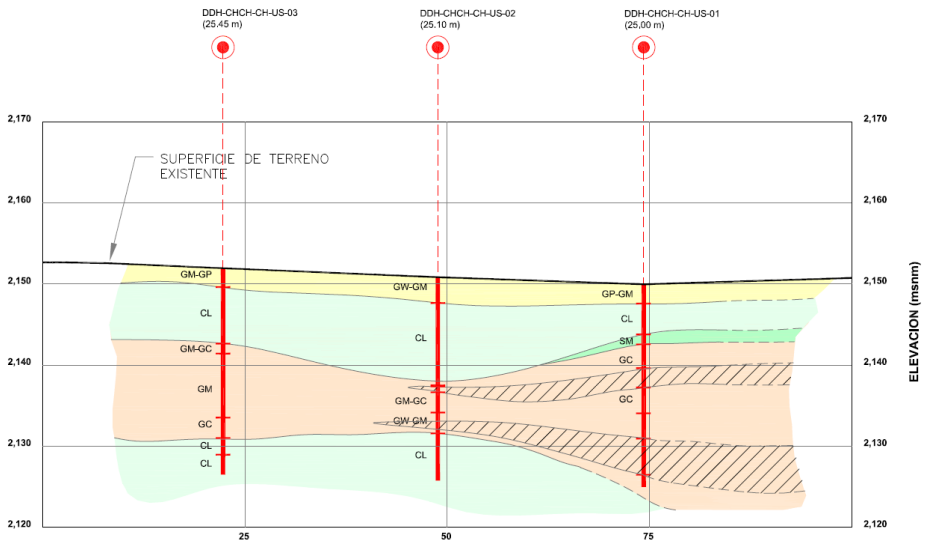
#### 11.3.1 Kjerneboringer 2010

Det ble boret hull til dybder mellom 15 og 25 meter ved “wire line”-systemet [50]. Prøvene som ble uthentet ble fotografert og lagret i trekasser på et hotell i den nærliggende landsbyen Churin, før de senere ble testet på laboratoriet til EyP Ingenieria SRL i Lima. Under utførelse av boringene inntraff det ved enkelte tilfeller at kjerneprøver uteble da man påtraff soner kun bestående av vann. Uthentede prøver betegnes i rapporten som semi-forstyrrede til forstyrrede. Et eksempel på resultater fra kjerneprøvene presenteres i tabell 7. De resterende kjerneboringene utført i 2010 er presentert i vedlegg C.3.2 og deres plassering er inntegnet på figur 17.

Kjerneboringer 2010				
Borhull DDH- CHCH	Dybde [m]	Jordtype	Detaljer	Kommentarer
CH-US-02 Se figur17.	0-3,3	GW-GM	Grus, silt og sand.Godt gradert.	Grunnvann ved dybde 1,43 m. Boret fra 2150,85 moh.
	3,3-3,8	CL	Grusete leire. Lav til middels plastisitet.	
	3,8-6,8	CL	Leire. Fast til hard, medium plastisitet.	
	6,8-13,1	CL	Litt grusig leire, med silt. Fast til hard, medium plastisitet.	
	13,1-16,85	GM-GC	Sandig grus med noe leire. Fast til hard. Medium plastisitet.	
	16,85-19,4	GW-GM	Grus med silt. Moderat gradert, svært tett, ingen plastisitet.	
	19,4-23,5	CL	Leire. Fast til hard. Medium plastisitet.	
	23,5-25,1	CL	Grusig leire med silt.	

Tabell 7: Kjerneboring utført 2010 - CH-US-02 [53]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes.

Boring CH-US-01 til 03 ble foretatt langs en akse B-B (se figur 17) på tvers av dalen ved det som siden har blitt dammens plassering. Lagdelingen på stedet bestod av elvegrus i de 3 øverste meterne før man påtraff lag med leire, silt og grus med noe blokker. Lagdelingen langs dammens akse presenteres i figur 19. Boring CH-US-04 er foretatt nedstrøms damaksen. Se vedlegg C for flere snitt med lagdelinger.



Figur 19: Lagdeling langs dammens lengdeakse - Snitt B-B (se figur 17) [53].

### 11.3.2 Lefranc-tester 2010

Det ble utført Lefranc-tester for å undersøke permeabiliteten i de forskjellige løsmasselag som ble påtruffet ved kjerneboringene (se kapittel 11.3.1). Flere av testene ble utført i seksjoner hvor jorden var så porøs at det var vanskelig å få gode resultater.

### 11.3.3 SPT-tester 2010

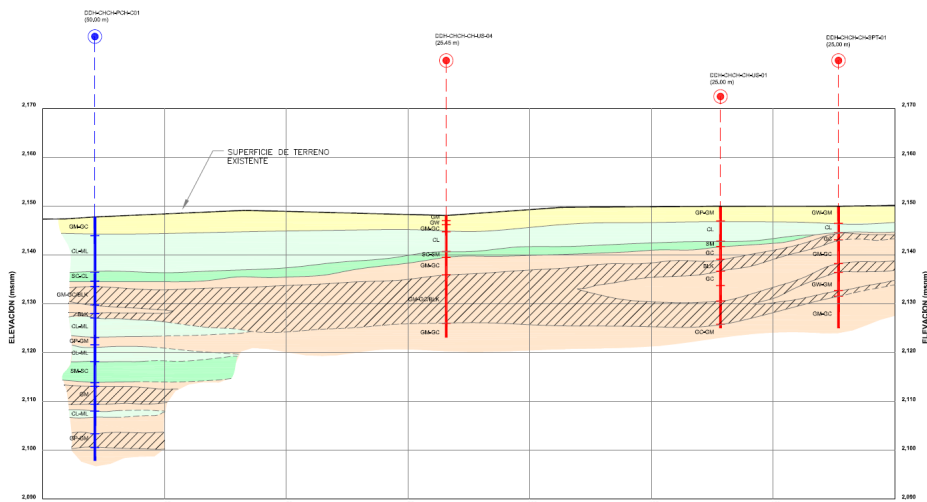
På steder der kornstørrelsen var av grov sand eller grus ble det benyttet en standard konus til penetrasjonen. Testene ble utført oppstrøms for valgt plassering av dammen langs snitt A-A (se figur 17), resultatene fra en av testene som ble utført presenteres i tabell 8, de øvrige kan finnes i vedlegg C.

SPT-tester utført 2010			
Undersøkelse	Testdybde [m]	Jordtype	Beskrivelse
<b>DDH-CHCH-CH-SPT-01</b> Fra 2149,99 moh. Se figur 17	0-3,35	GW-GM	Siltig sand og grus. Velgradert, lav plastisitet. Grus 50-60%, blokker 20%, sand 15%.
	3,35-5	CL	Leire. Fast til hard med middels til høy plastisitet.
	5-6,1	GC	Leirholdig grus. Svært tett, middels plastisitet. 50-55% grus. Noe blokker.
	6,1-13,1	GM-GC	Silt og leirholdig grus. Svært tett, med lav plastisitet. Kvartsittblokker på dybder mellom mellom 12,15 og 13,5.
	13,1-17,9	GW-GM	Silt og leirholdig grus. Tett til svært tett, moderat gradert, lav plastisitet. Noe steinblokker.
	17,9-25	GM-GC	Silt, sand og leirholdig grus. Noe blokker

Tabell 8: SPT-sondering DDH-CHCH-CH-SPT-01 [53]. Informasjonen er systematisert og oversatt av R. Setnes.

Testene viser hovedsakelig elvegrus de øverste 3 meterne før lag av leire, samt leir og siltholdig grus med noe blokker. Det har ikke lyktes å finne N-verdier for testene, men verdiene beskrives i rapporten “Foundation Assessment for Checra” [27]. Lagene med grus skal ifølge denne rapporten ha N-verdier større enn 25. Noe som gjelder de fleste lag påstøtt. Det ble også funnet lave verdier ned mot  $N = 6$ . Karakteristiske N-verdier for de ulike lagene kan også finnes i figur 21.

Ved å benytte data fra SPT-sonderingene og kjerneboringene fra 2010, samt boringene fra 2007 ble det laget en fremstilling av lagdelingene på tvers av dammens akse. Snitt C-C, D-D og E-E. Se vedlegg C.



Figur 20: Lagdeling langs snitt C-C (se figur 17) midt i dalen på tvers av dammens lengdeakse.[53]

Snitt C-C i figur 20 viser lagdelingen på tvers av dammens lengdeakse (dalens lengderetning).

### 11.3.4 Laboratorieundersøkelser

Det ble også utført laboratorieundersøkelser i form av ødometertester og treaksialtester, det har ikke lyktes å finne detaljert informasjon om undersøkelsene, men de danner bakgrunn for informasjon presentert i figur 21 og blir siden re-evaluert av NGI i 2011 (omtalt i kapittel 11.5).

## 11.4 Foreslåtte karakteristikk

Med bakgrunn i undersøkelsene ble det fra Norconsult foreslått karakteristiske verdier for damområdet presentert i figur 21.



Table 1 Characteristic material parameters

<b>MATERIAL:</b>	<b>CL</b>	<b>ML</b>	<b>SP/SM</b>	<b>SC</b>	<b>GM - GC</b>	<b>GW/GP/ SW/SP Sand &amp; gravel</b>
<b>Parameter</b>	<b>Clay/ Lean clay</b>	<b>Silt/ clayey silt</b>	<b>Silty sand</b>	<b>Clayey sand</b>	<b>Gravelly clay</b>	
Gradation curves (Fig.3) (material passing, %)						
< 0.002 (clay)	15 - 40	5 - 15	0 - 5	10 - 20	5 - 20	0
< 0.075 (silt)	65 - 98	40 - 75	20 - 40	30 - 50	25 - 40	0
0.075 - 2 mm (sand)	0 - 2	0 - 15	10 - 30	10 - 30	10 - 30	30 - 70
2 - 60 mm (gravel)	0	0	0	0	15 - 25	30 - 70
Max. stone size	-	-	-	-	300	300
Water content (%)	15 - 40	15 - 30	15 - 25	10 - 20		-
Plasticity Index (%)	10 - 25	5 - 15	5 - 10	5 - 10	5 - 10	-
Density (kN/m <sup>3</sup> ). Bulk Dry	17.5 - 21.0 14.5 - 18.0		18.5 - 20.5 15.5 - 18.5			19.5 - 21 18 - 19.5
Specific gravity (kN/m <sup>3</sup> )	24.8 - 26.7					
SPT-values (corr. N <sub>70</sub> )	6 - 28	10 - 32	15 - 30	15 - 30	> 20	> 25
Consolidation coeff. (m <sup>2</sup> /year)	4 - 20	10 - 25	-	> 25	> 25	-
Deformation Modulus (kPa, 0 - 20 m depth)	3 000 - 12 000	5 000 - 15 000	8 000 - 24 000	8 000 - 24 000	12 000 - 36 000	20 000 - 35 000
Unloading/reloading factor	5	5	3	2	2	2
Janbu's modulus (m)	25 - 30 (at 6 - 10 m)		30 - 40 (> 10 m)			
Shear parameters						
- cohesion (kPa)	23 - 48	15 - 30	<10	5 - 15	<10	0
- friction angle (°)	7 - 18	15 - 20	15 - 25	20 - 25	25 - 30	30 - 45
s <sub>u</sub> - based on SPT	40	40	50	50	50	-
Pocket penetr. q <sub>u</sub> (kPa) (Unconf. compr. strength)	100 - >400	120 -220	350 (25 m, US-04)	-	-	-
Permeability, k (m/s)						
vertical, lab.:	< 1 10 <sup>-9</sup>	1 10 <sup>-8</sup>				
horizontal, in situ:	1 10 <sup>-6</sup>	2 10 <sup>-6</sup>	1 10 <sup>-5</sup>	2 10 <sup>-6</sup>	5 10 <sup>-6</sup>	> 1 10 <sup>-4</sup>

Figur 21: Foreslåtte parametere fra Norconsult [30].

Massene under sandfanget antas å ha samme sammensetning og egenskaper som de under dammen.

## 11.5 Re-evaluering av undersøkelser

Mai 2011 ble NGI bedt om å gjennomgå undersøkelsene foretatt ved Cheves prosjektet. Målet med gjennomgangen var å evaluere de jordparametere som var funnet, med fokus på parametere som har innvirkning på stabilitet og setninger. Resultatene ble fremlagt i en teknisk rapport i juni samme

år. Videre ble det i denne rapporten anbefalt å utføre ytterligere tilleggsundersøkelser, disse ble gjennomført i løpet av sommeren. Resultatene fra disse undersøkelsene ble presentert i en oppdatert rapport i august 2011 (se kapittel 11.6 for tilleggsundersøkelsene).

Reevalueringen viser påpeker at prøvene fra 2010 er av svært dårlig kvalitet, men det anslås en konsolidering ut fra ødometertestene på 50 til 150 kPa. Treaksialtester indikerer en prekonsolidering på 270 og 300 kPa. Resultatene fra tilleggsundersøkelsene antyder at grunnen på damstedet er prekonsolideert med en belastning langt større enn dammens.

### 11.5.1 Generelle grunnforhold

Ved betraktning av de geotekniske profilene (se vedlegg C.2 geotekniske profiler) opptegnet etter grunnundersøkelsene som ble presentert i kapittel 11.2 og 11.3, kan man se at det er lokale variasjoner i grunnforholdene. NGI bemerker at det ikke finnes data for poretrykket i grunnen og anbefaler å installere piezometere.

NGI finner vanninnholdet i leiren (CL) til å ligge over 32% og setter spørsmålsteget ved verdier mellom 15 og 40 som fremlagt fra Norconsult i figur 21.[16]

### 11.5.2 Mulig overkonsolidering

Morfologien i området, med terrasser og løsmasse langs skråningene på begge sider av dalen, indikerer at terrenget en gang har vært belastet med sedimenter, som siden har blitt erodert av elven. Det er derfor grunnlag for å tro at massene kan være overkonsoliderte. Geologer fra Norconsult antar at omtrent 20 meter kan ha erodert bort.

Likviditetsindeksen ( $I_l$ ), viser verdier  $< 0,5$  og i mange tilfeller verdier  $< 0$ . Dette indikerer i følge NGI at massene er overkonsoliderte.

Data fra SPT-testene viser at udrenert skjærstyrke, varierer i intervallet mellom 50 og 100 KPa. Ved antagelser og udrenert skjærstyrke ble det regnet ut overkonsolidering. Det ble funnet en mulig prekonsolideringspenning ( $p'_c$ ) på 214 KPa, hvilket de bemerket sammenfalt bra med antagelsen fra Norconsults geologer om at 20 meter med masser skal ha erodert bort.[16]

### 11.5.3 Gjennomgang av ødometertester

NGI gjennomgikk testresultatene fra 4 ødometerprøver. To var hentet fra boringene langs damaksen, snitt B-B på på vedlegg C.1. Dette var prøvene

US-01 og US-02. De to andre prøvene var hentet fra boringer i området for sandfang, CD-01 og CD-02 vedlegg på C.1. Resultatene fra gjennomgangen er presentert i figur 22. Alle fire prøvene er blitt klassifisert til å være av dårlig til svært dårlig kvalitet.

Boring	Depth m	USCS	Est. $p'_c$ kPa	$\Delta e/e_o$	Sample quality	w %	$w_L$ %	$w_p$ %	$I_p$ %	Initial loading				Swelling		Permeability m/s
										$p'_c$ (1) kPa	$M_{OC}$ kPa	m kPa	$p'_c$ kPa	$m_s$	$p'_{cs}$ kPa	
CD-01	5.35-5.9	CL	85	0.074	Poor	31	42	23	19	50 ?	3000	23	-60	70	0	4.00E-10
US-01	6.2-6.8	SM	85	0.107	Poor	21	20	-	NA	-	-	48	-10	113	0	1.00E-09
US-04	7.3-7.9	SC/SM	47	0.14	Very poor	18	23	18	5	100 ?	3000	27	0	73	0	5.00E-10
CD-03	10-10.47	CL	204	0.108	Poor	15	43	24	19	150 ?	6500	27	-70	170	0	4.00E-10

(1) Estimated from test data. Poor samples.

Figur 22: Tolkning av ødometerforsøk fra - NGI [16].

Prekonsolideringsspenning ( $p'_c$ ) ble funnet å ligge mellom 50 til 150 kPa, men siden prøvene var av dårlig kvalitet var det problemer med å tolke dataene. Verdiene ble derfor ikke ansett som representative for forholdene in situ. Koeffisientene for permeabilitet som er funnet antas å være lavere enn de reelle in situ, siden permeabilitetstester er sensitive med tanke på prøve kvaliteten. Det er også usikkerheter rundt beregnede vertikale effektivspenninger på grunn av manglende poretrykksdata.

#### 11.5.4 Gjennomgang av treksialforsøk

Data fra seks treksialforsøk ble gjennomgått. Prøvene var hentet fra CD-01, CD-03, CD-06, US-01, US-04 og to prøver fra US-03. Plassering for de ulike prøvene finnes på figur 17. Verdier for prekonsolidering ( $p'_c$ ) ble funnet funnet (gul kolonne i figur 23).

Assumed previous terrain (m)		2170				
Assumed current GWL (m)		2148				
Assumed soil unit weight (kN/m <sup>3</sup> )		20				
Boring	Top of boring m	Depth m	Eroded $\Delta p$ * kPa	$p_o'$ kPa	Estimated $p_c'$ kPa	$p_c'$ from curve fitting kPa
CD-01	2150.9	5.6	191	85	276	270
US-03	2152	5.3	180	93	273	300
US-03	2152	7.7	180	117	297	270
US-04	2148.1	4.6	219	47	266	280
CD-06	2161.2	9.7	88	229	317	300
US-01	2150	6.5	200	85	285	300
CD-03	2171.7	10.2	0	204	204	NA
* Eroded material assumed submerged						

Figur 23: Prekonsolideringsspenning fra treaksialforsøk sammenlignet med estimerte verdier - NGI [16].

Disse verdiene ble sammenlignet med estimerte verdier for prekonsolidering med bakgrunn i antagelsen om at masser tilsvarende 200 kPa var blitt erodert bort. Sammenligningen støtter teorien fra geologene fra Norconsult. Verdiene for prekonsolideringsspenningen ble vurdert å ligge mellom 270 og 300 kPa.

## 11.6 Tilleggsundersøkelser

Med bakgrunn i usikkerhet i verdiene funnet i undersøkelsene, grunnet forstyrrede prøver og manglende data, ble det fra NGI anbefalt å utføre ytterligere undersøkelser ved Checras. I løpet av sommeren 2011 ble det derfor utført 6 vingeboringer og 6 CPTU-tester. Stedene prøvene ble tatt er markert i figur 43 i vedlegg C. Resultatene ble presentert i en oppdatert rapport fra NGI, datert 25. august 2011.

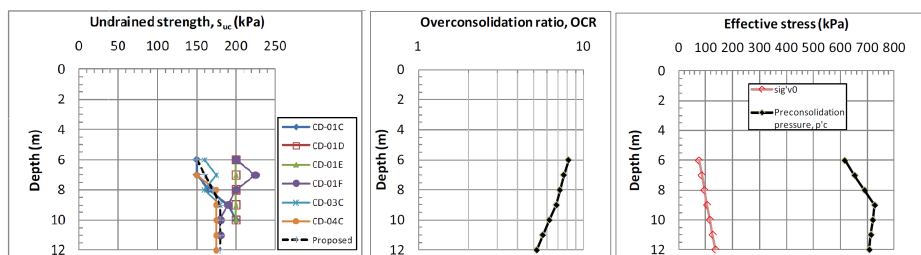
### 11.6.1 Vingeboringer

Vingeboringene ble foretatt i området for plassering av sandfanget, på venstre side av Checras-elven sett medstrøms. Boringene viser resultater for udrenert skjærfasthet mellom 150 og 200 kPa.

### 11.6.2 Trykksondering med poretrykksmåling - CPTU

CPTU-sonderingene ble også foretatt langs en akse i området for sandfanget, på venstre bredd av Checraselven sett medstrøms. CPTU-testene ble gjennomført i gamle hull som allerede er boret 6 meter dype og fylt med

sementert gjørme. Resultatene ned til denne dybden gjenspeiler derfor kun parametere for denne gjørmen.



Figur 24: Resultater fra tilleggsundersøkelser med CPTU, juli 2011. NGI [16].

Den udrenerte skjærfastheten fra testene sammenfaller med resultatene fra vingeboringene i kapittel 11.6.1, og ligger i 150 og 200 kPa. Overkonsolideringsgraden og prekonsolideringsspenningen ble bestemt ved hjelp av Shansep-metoden, udrenert skjærfasthet og konservative antagelser. Resultatene antyder at grunnen ved Dam Checra har en prekonsolideringsspenning mellom 600 og 730 kPa. Vesentlig større enn resultater presentert i tidligere undersøkelser. Og langt over hva som kan forventes av spenningsøkning ved bygging av dammen.

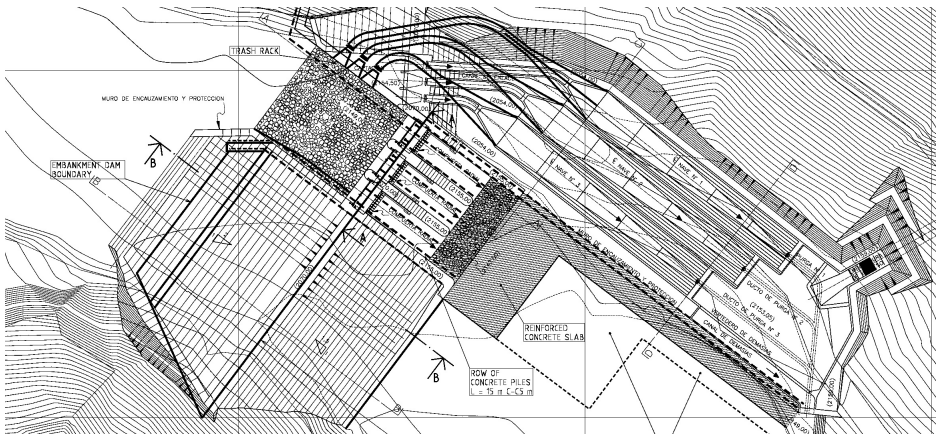
## 12 Dam- og fundamentdesign

Under mulighetsstudiet, anbudsfasen og byggefasen har utformingen av dam og fundament ved Checra endret seg parallelt med at man har fått ny forståelse for grunnforholdene på damstedet. Videre i dette kapitlet presenteres de ulike løsninger som er vurdert, og det som til slutt ble gjennomført i en kronologisk rekkefølge slik at løsningen kan settes i sammenheng med grunnundersøkelsene i kapittel 11.

Det er vurdert fyllingsdam, både med frontal og sentral tetning, opp mot den valgte løsningen med betongdam. Pælefundamentering, jet grouting, drenering, forbelastning og ulike utgravingsdybder med tilbakefylling er de ulike tiltakene som har blitt vurdert for å håndtere forventede setninger og mulig likvifaksjon.

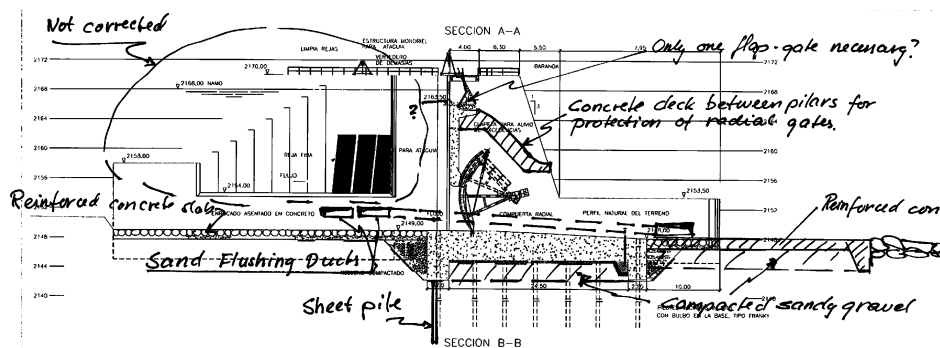
### 12.1 Mulighetsstudie - oktober 2006

I rapport som tar for seg design ved Checra fra oktober 2006 [25] blir det anbefalt å bygge steinfyllingsdam, med sentral tetning av leire. Vurderingene gjøres med referanse til kjerneboringer, SPT-sonderinger foretatt i 2006 presentert i kapittel 11.2.



Figur 25: Alternativ med steinfyllingsdam med sentral tetning[25].

Fyllingsdammen skal være 56 meter lang, med en høyde på 24 meter. De øverste lagene med grus og sand skal fjernes under kjerne og filtersone og spuntvegger føres ned i leirmassene under dammen.



Figur 26: Fundamentering av overløpsseksjonen med pæler (frankiepiles), slik det ble presentert i evaluering av mulighetsstudie fra oktober 2006 [25].

Leirlaget under dammen beskrives med bakgrunn i undersøkelsene fra 2006 å ha en tykkelse mellom 3 og 10 meter og er antatt å gi store setninger. For å minske differensialsetningene foreslås det å fundamenterer inntak og flomløp på en type massefortrengende pæler kalt Frankie Piles ( se figur 26). Spuntveggen under betongkonstruksjonene forlenges i forhold til de under fyllingsdammen.[25]

## 12.2 Mulighetsstudie - mai 2007

I rapport som tar for seg gjennomgang av design ved Checras, fra mai 2007 [26] blir det presentert to damalternativer for Checras. Ett alternativ med fyllingsdam med frontal tetning og ett med gravitasjondam med luker.

### 12.2.1 Fyllingsdam med frontal tetning

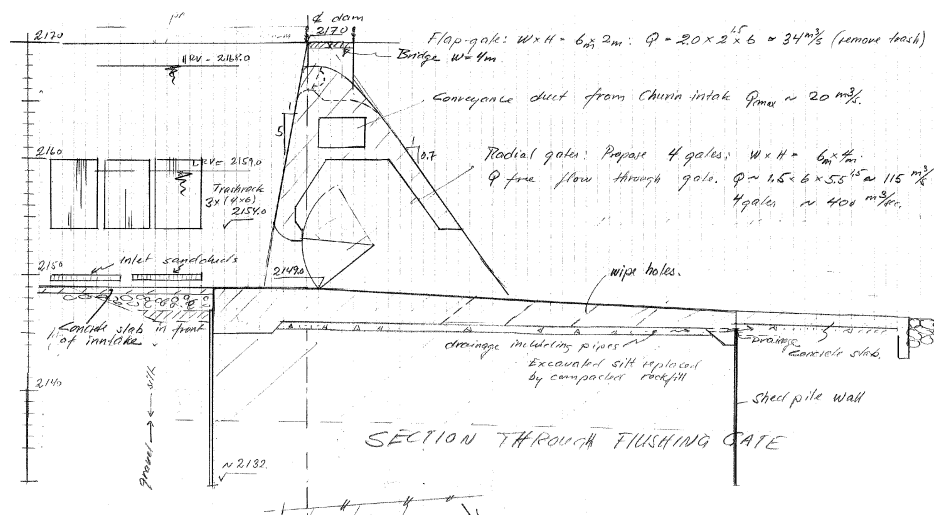
Det blir anbefalt at alternativet med steinfyllingsdam fra kapittel 12.1 utføres med frontal tetning. Dette fordi laboratorietester har vist at den leirige silten i området ikke egner seg til tetningskjerne. Og at den i tillegg har vist et potensiale for likvifaksjon ved jordskjelv med høy intensitet.





### 12.2.2 Betongdam

I november 2006 ble det bestemt at også et alternativ med betongdam burde betraktes. Dette med bakgrunn i faren for overtopping ved fyllingsdamalternativet.



Figur 28: Betongdam på løsmasse, presentert som en mulig design mai 2007 [26].

Håndtegninger i figur 28 viser hvordan dette var tenkt løst. Tegningen viser et oppstrøms tetningsteppe av betong, spuntvegger ned til 2132 moh. både foran og bak dammen. Drensrør under damplaten og drenerende hull opp gjennom bunnplaten foran overløpet. Under dammen er silten foreslått utgravd og erstattet med kompaktert steinfylling.

### 12.2.3 Inntak og sandfang

Inntak og sandfang og lukeløp foreslås denne gang fundamentert ved at silt og leir blir gravd vekk og erstattet med sprengstein, som komprimeres. Utgravingene foretas ned til nødvendig dybde til man påtreffer faste materialer.

## 12.3 Damplussing

To akser for plassering av dammen ble vurdert. Den ene beliggende på 2149 moh. med tilknyttet sandfang beliggende i dagen og en annen beliggende på 2146 moh. med sandfang beliggende i fjell. Etter økonomiske analyser ble aksene på 2149 moh. valgt. Dette medførte at sandfanget måtte plasseres i

dagen siden fjellet ved denne akse var av dårlig kvalitet. Sandfanget måtte derfor plasseres på stedet der gjennomfartsåren i dalen var lokalisert. Veien måtte derfor omlegges.

## 12.4 Valg av dam

Det ble foretatt et valg av damtype. Valget sto mellom følgende:

-*Steinfyllingsdam* med frontal tetning av betong og en overløp- og lukeseksjon i betong. Steinfyllingsdammen ville ha øvre høyde på 2171 moh, mens overløpseksjonen ville ligge på 2170 moh.

-*En betongdam*, 19 meter høy og 140 meter bred, og bestående av to seksjoner. Den ene av massiv betong og den andre delen med lukeløp. Begge delene ville ha overløp på 2170 moh.

Betongdammen ble i mulighetstudiet anbefalt bygget selv om den hadde en kostnad på 543 000 US\$ mer enn steinfyllingsvarianten. Alternativet ble anbefalt med bakgrunn i at det forelå usikkerheter ved flomberegningene og at dette alternativet ville gi en større sikkerhet med tanke på overtopping på grunn av en lengre overløpslengde.

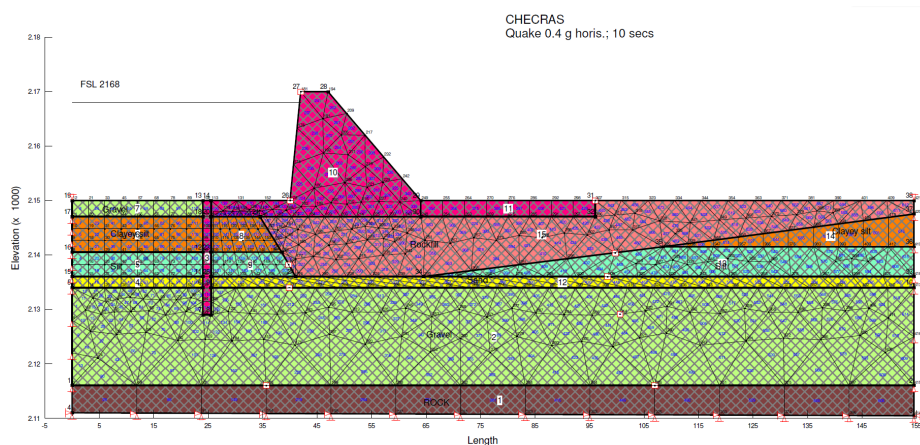
Høyre vederlag (sett medstrøms) av dammen fundamenteres på moderat oppsprukket fjell av kvartsitt stikkende frem i dagen. Materialer i senter av dalen fjernes på grunn av fare for likvifaksjon. Materialene anbefales utbyttet ned til en dybde varierende mellom 3 til 10 meter med sprengstein fra tunnelene. Venstre vederlag (sett medstrøms) foreslås fundamentert på en gammel konsolidert alluvial terrasse. For å sikre mot graving og piping under dammen må det etableres en vanntett vegg som hindrer strømminger under dammen. Ved venstre vederlag (sett medstrøms) antas permabiliteten ved damaksen å være lav. [41]

## 12.5 Basic design - 2010

Det er på dette stadiet bestemt at Dam Checras bygges som en betongdam med overløps- og lukeseksjon hovedsakelig lik endelig løsning for dammen presentert i kapittel 10.

Før utgravinger igangsettes foreslås det i Basic Design Report fra desember 2010 å anlegge en spuntvegg på tvers av dalen rett oppstrøms for damtåa. Dette for å hindre strømminger i lag av grus og sand som ikke har blitt oppdaget i undersøkelsene og for å stabilisere massene under utgravningene. For å bedre effekten av spuntveggene foreslås det å injisere på begge sider av spuntveggene minimum 6 meter ned i konglomeraten.

Videre forventes det nødvendig med utgravinger av siltig leir og silt til en dybde på 13 til 14 meter under dam- og lukeseksjonen og tilbakefylling med tunnelmasse. Det forventes at de tilbakefylte massene under dammen vil gi en tilfredsstillende drenering og det er derfor ikke lagt inn drenerør eller perforeringer i platen.



Figur 29: Finite-element -modell av Checrasdammen og fundament fra analyse i QUAKE/W [28].

### 12.5.1 Mulighet for likvifaksjon

Utgravningene og tilbakefylling ned til 13-14 meter under dammen anbefales med bakgrunn i SPT-sonderinger og finite-element-analyser i QUAKE/W som har vist et visst potensiale for likvifaksjon.

Grunnundersøkelsene på damstedet viser at grunnen består av leir, silt og leirig eller grusig sand. Dette er ikke masser som er veldig utsatt for likvifaksjon (kohesjonsløs ren sand). Men ved et jordskjelv på 0,4 g, med en returperiode på 600 år, viser undersøkelsene at det finnes en viss fare for likvifaksjon. Dette gjelder for massene under dam og sandfang. Hvis et lag i grunnen under utgravingsdybden skulle miste bæreevnen grunnet likvifaksjon vil man kunne oppleve at;

- Dammen glir i nedstrøms retning, grunnet tap av skjærstyrke i fundamentet
- Vertikale setninger som følge av tap av bæreevne.

Videre undersøkelse av massene ble anbefalt utført ved utgravningene, men dammen ble funnet stabil ved jordskjelv på 0,4 g.[28, 27]

## 12.6 Fundamentalternativer

Flere alternativer for å løse fundamenteringen av betongdam ved Checras er blitt vurdert. Jetgrouting, drenerende grøfter, utbygging av masser og forbelastning er tiltakene som er blitt vurdert. Lenge var alternativet med store utgravinger ned til 2135 moh. og forbelastning av damstedet den valgte løsningen. Dette var i en periode man trodde grunnen ved Checras var normalkonsolidert. Senere fikk man kunnskap om at grunnen var overkonsolidert (se kapittel 11.5.2), da gikk man bort fra dette alternativet.

### 12.6.1 Jet Grouting

Ved å benytte jetgrouting (en type injisering) til å danne vegger eller flere individuelle søyler i grunnen håpet man å forbedre bærekapasiteten. Metoden ble ikke funnet gunstig da man fryktet at ved å konsentrere spenningene fra dammen i vegger/søyler ville man få så lave spenninger i de resterende massene at det dermed kunne bli problemer med piping om det skulle oppstå lekkasje i oppstrøms tetningsvegg.[27]

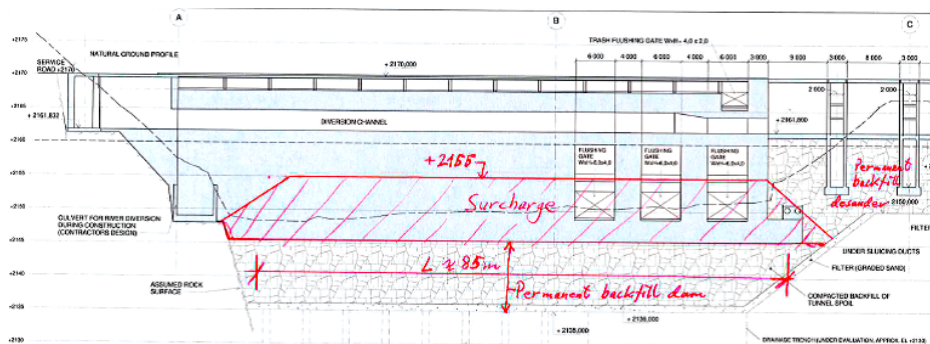
### 12.6.2 Drenerende grøfter

Dette alternativet innebar utgraving av parallelle drenerende grøfter tilbakefylt med moderat komprimerte tunnelmasser ned til 2137 moh. Grøftene var tiltenkt en dybde på 6 meter og bredde på 3 meter og skulle plasseres med en senteravstand på 12 meter. Vertikale dreneringer ville knytte grøftene sammen med pumpebrønner ned til 2135 moh.

Dette alternativet ble ikke ansett å være like godt som alternativet i kapittel 12.6.3, med utbygging av masser og forbelastning, men dreneringen ville antagelig redusere likvifaksjonspotensialet betydelig. Alternativet skulle utredes videre hvis det viste seg vanskelig å gjøre dype utgravinger på damstedet slik foreslått i alternativet i kapittel 12.6.3.

### 12.6.3 Utbygging av masser og forbelastning

Dette alternativet tar for seg å bytte ut myke masser man antok å være følsomme for likvifaksjon ved utgravinger fra overflaten på 2150/53 moh. ned til 2135 moh, og tilbakefylle med tunnelmasser. For å konsolidere massene før dammen bygges, og dermed minske setningene etter byggestart, var det tenkt å forbelaste damstedet med tunnelmasser opp til en høyde på 2155 moh. (se figur 30).

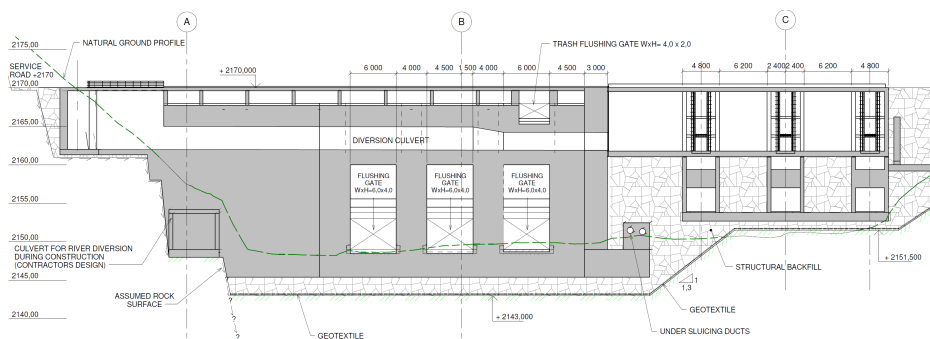


Figur 30: Forbelastning av damstedet for å konsolidere massene før bygging av dammen. Snitt langs damaksen [30].

Inntak og sandfang skulle fundamenteres på et 1-1,5 meter tykt lag med sprengstein fra tunnelene, men i dette området ingen forbelastning. Setningene skulle så overvåkes under konsolideringen, før forbelastningen ble fjernet og bygging av dammen påstartet. [31, 27, 32]

#### 12.6.4 Valgt fundamenteringsløsning

Undersøkelser fra 2010 og NGIs evalueringer av disse antydte at grunnen på damstedet var overkonsolidert og at det dermed ikke ville være behov for å utføre forbelastning eller store utgravinger. En fundamentutforming med utgravinger kun ned til 2143 moh. og en tilbakefylling med 2 meter komprimert sprengstein ville være tilstrekkelig ved fundamentering på prekonsolidert leire. Hvis man ved utgravningene skulle påtreffte linser med mykere materiale enn hva undersøkelsene fra 2010 og evalueringene til NGI antydte, skulle man utføre utgravningene og tilbakefyllingene ned til 2138 moh.[31]



Figur 31: Endelig fundamenteringsløsning lengdesnitt [24].

Inntak og sandfang er flyttet 35 meter inn mot senter av dalen i forhold til ved alternativet i kapittel 12.6.3.

    Dette er løsningen som blir bygget ved Dam Checras.

## 13 Setningsberegninger

For å kunne velge en best mulig utforming på damfundamentet og for å estimere setninger i de ulike byggefasene ble det gjennomført setningsanalyser i Plaxis 2D. Resultatene ble presentert i rapporten Assessment of Settlements datert 15. juli 2011. Det kan bemerkes at denne rapporten er datert over en måned tidligere enn rapport for tilleggsundersøkelsene fra NGI forelå (se kapittel 11.6). Man har dermed ikke benyttet seg av informasjonen presentert i kapittel 11.6.2 som antyder at fundamentet kan være prekonsolidert med spenning over 600 kPa.

Inputparametere ble hentet fra rapporten Checras Dam and Intake - Dam Foundation Design. Analysene ble utført med bakgrunn i den begrensede informasjonen som forelå om grunnforholdene forut for utgravninger. På grunn av usikkerheten i parametere for materialegenskaper, drenasje og prekonsolidering ble det utført analyser med stor variasjon i parameterne for å gi et bilde av hvilke utslag man kunne få. Man forventet først å få store setninger fordi man utifra tidligere undersøkelser trodde at man hadde normalkonsolidert leire i grunnen. Senere innhentet man informasjon som tilsa at leiren i grunnen var overkonsolidert, noe som i så tilfelle ville gi mindre setninger (se kapittel 11.5.2).

Setningsberegningene med en prekonsolidering på 200 kPa tilsa at man kunne forvente mellom 6 til 12 cm setning ved dammen. Det er dette fundament og byggesekvenser senere er designet for å håndtere.

### 13.1 Variasjoner i materialparametere og fundamentutforming

Ved analysene i Plaxis 2D varierte man betingelsene i modellen og laget forskjellige kombinasjonsalternativer, for å se hvilke utslag endringer av forskjellige parametere ville gi. Man varierte utgravingsdybden, forbelastningen av damstedet, konsolideringen av massene, permabiliteten, grunnvannstanden og jordstivheten. Jordstivheten beskrives i beregningsmodellen med  $[C_s/C_c]$ . Hvor  $C_s$  og  $C_c$  er ubenevnte indekser for henholdsvis svelling og kompresjon. Disse er hentet fra en international metode hvor ødometerforsøket, føres i en logaritmisk skala. Her ville man i Norge benyttet ødometermodulen  $M$  for å beskrive materialenes stivhet. [39, 33]

Mange forskjellige kombinasjoner ble utført, men i rapporten Assessment of Settlements presenteres 8 kombinasjoner som er ment å gi et bilde av spennet i resultatene. 6 kombinasjoner er vist for en fundamentutforming for normalkonsolidert leire (se kapittel 13.3) og 2 kombinasjoner er vist for en fundamentutforming med overkonsolidert leire (se kapittel 13.4).

### 13.2 Sekvenser i byggeprosessen

Setningsprosessen er tidsavhengig og avhenger blant annet av laster påført og fjernet fra damstedet i byggetiden og tiden brukt på de ulike sekvensene. Sekvensene lagt til grunn presenteres i tabell 9.

Sekvens	Arbeid	Tidsspenn [dager]	Akkumulert antall dager
1	Utgravinger av masser	40	40
2	Plassering av tilbakefylling og forbelastning	100	140
3	Konsolidering med forbelastning	60	200
4	Fjerning av forbelastning	30	230
5	Støping av fundament og dam. Inndelt i seksjoner opp til 2168 moh.	200	430
6	Gjennstøping av åpninger mellom damseksjoner, samt opp til endelig høyde på 2168 moh	60	490
7	Oppfylling av dam	1	491

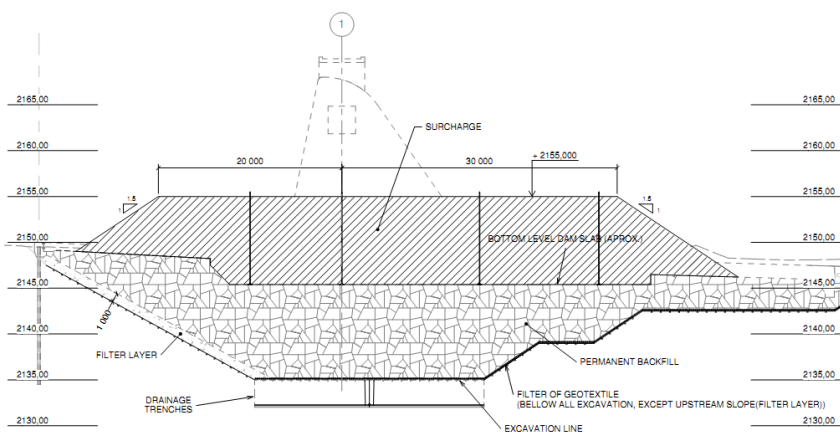
Tabell 9: Tidsbruk lagt til grunn for ulike arbeider i byggeperioden ved beregningene [29].

Et kritisk punkt for byggingen av dammen er at de meste av setninger må ha forløpt før sekvens 6 i tabell 9 blir utført. Store setninger etter støping av de to damseksjonene (vist i figur 15) vil kunne forringe funksjonaliteten og den stukturelle integriteten til dammen. [29]



### 13.3 Normalkonsolidert

Analyser ved opprinnelig design av fundamentet (se figur32), slik det var blitt beskrevet i anbudsdokumentene, ble utført for kombinasjonsalternativene 1-6 i tabell 10. Utformingen besto av store utgravninger ned til 2135 moh. (15 til 16 meter under opprinnelig terrengnivå), tilbakefylling med gode masser fra tunnelen, spunting 15 meter oppstrøms damaksen ned til 2135 moh. (se figur 32).



Figur 32: Fundamentet slik det ble beskrevet i anbudsdokumentetene, med store utgravninger og inntegnet forbelastning [29].

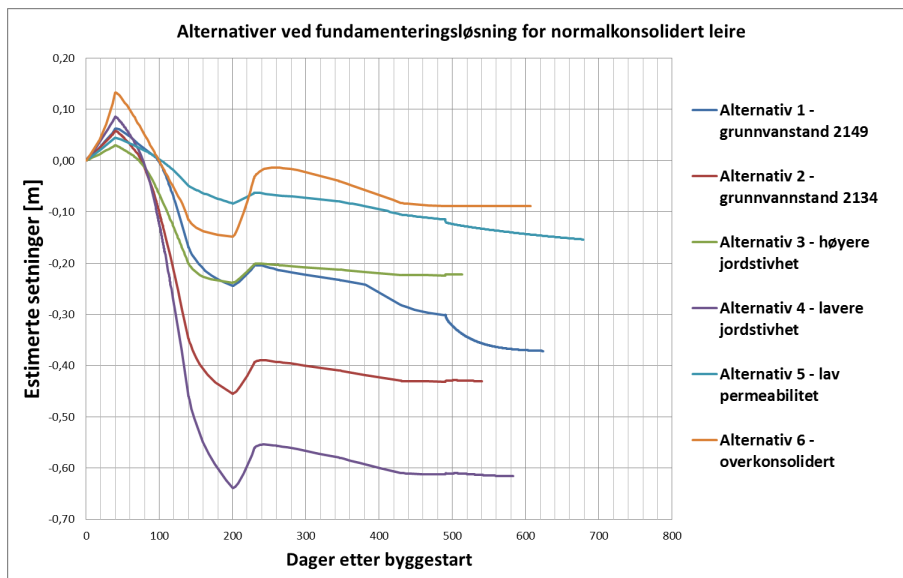
Alternativ	Leirtype (NC/OC)	Utgravningsdybde [moh]	Forbelastning [moh]	Permeabilitet [m/dag]	Stivhet av jordmonn [Cs/Cc]	Prekonsolidasjons- spenning [kPa]	Vannstand under konsolidering [moh]
1	NC	2135	2155	$10^{-2}$	0.08/0.008	0	2149
2	NC	2135	2155	$10^{-2}$	0.08/0.008	0	2134
3	NC	2135	2155	$10^{-2}$	0.04/0.004	0	2134
4	NC	2135	2155	$10^{-2}$	0.12/0.012	0	2134
5	NC	2135	2155	$10^{-4}$	0.08/0.008	0	2134
6	OC	2135	2155	$10^{-2}$	0.08/0.008	200	2134

Tabell 10: Parametere benyttet ved undersøkelse av opprinnelig fundamentutforming. Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements [29].

For alle alternativene ble det simulert utgravninger ned til 2135 moh., og forbelastning med masser opp til 2155 meter over havet. Alternativ 6 ble utført med en prekonsolidering på 200 kPa for vise hvilket utslag dette ville ha for setningsforløpet.

## Resultater

De vertikale forflytningene med bakgrunn i parameterne presentert i tabell 11 ble som vist i figur 33.



Figur 33: Resultater av setningsanalyser i Plaxis - fundamentdesign NC-leire. Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements [29] Plottet av R. Setnes.

Sammenligning av to alternativer med alle betingelser like bortsett fra én, kan gi en forståelse av hvilken betydning én bestemt parameter har for setningsutvikling.

Ved å betrakte alternativ 1 og 2 ser man at ved å senke grunnvannet og dermed også øke effektivspenningene, vil man få en hurtigere konsolidering.

Ved å sammenligne alternativ 4 og 3 kan man se hvilken effekt jordstivheten har. Alternativ 3 med høy jordstivhet får vesentlig mindre setninger enn alternativ 4.

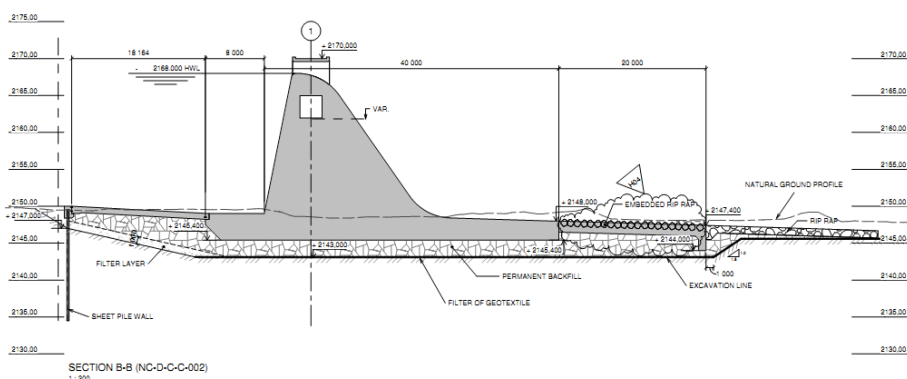
Permeabilitetens effekt kan sees ved å studere alternativ 2 opp mot alternativ 5. Alternativ 5 har vesentlig lavere permeabilitet og konsolideringen vil skje mye saktere enn ved alternativ 2. Man vil ved lav permeabilitet også få setninger av nesten samme størrelsesorden som alternativ 2, men de vil forløpe over så lang tid at de ikke presenteres i grafen.

Alternativ 2 mot alternativ 6 gir oss innblikk i hvilken effekt en overkonsolidering vil ha på de vertikale setningene. Alternativ 6 som har som forutsetning at grunnen har vært utsatt for en prekonsolideringsspenning 200 kPa større enn kun in situ spenningene i alternativ 2, får vesentlig

mindre setninger. Det overkonsoliderte alternativet kun i en størrelsesorden 9 cm mot over 40 cm for alternativ 2.

### 13.4 Overkonsolidert

Med bakgrunn i opplysninger om at leiren på stedet kunne være overkonsolidert ble det utformet og utført analyser på en ny fundamentutforming, som sees i figur 34. Denne utformingen hadde vesentlig mindre utgravninger og var uten forbelastning av damstedet. Utgraving og utbygging av masser var for dette alternativet ned til 2143 moh. Denne designen ble brukt ved analyser av alternativ 7 og 8 i tabell 11 og figur 35.



Figur 34: Typisk tverrprofil av Dam Checra, ved den valgte fundamenteringsløsning [22].

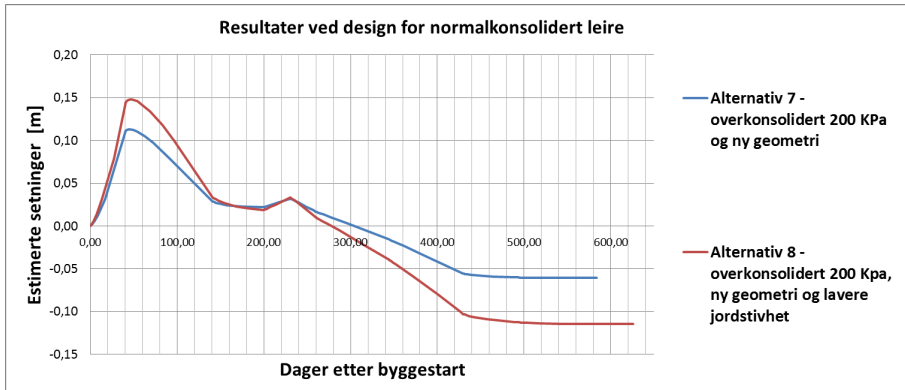
Alternativ	Leirtype (NC/OC)	Utgravningsdybde [moh]	Forbelastning [moh]	Permabilitet [m/dag]	Stivhet til av jordsmønn [Cs/Cc]	Prekonsolidasjonsspennning [kPa]	Vannstand under konsolidering [moh]
7	OC	2143	ingen	$10^{-2}$	0,08/0,008	200	2149
8	OC	2143	ingen	$10^{-2}$	0,12/0,012	200	2149

Tabell 11: Parametere benyttet ved undersøkelse av setninger ved ny fundamentutforming - Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements [29].

Som presentert i tabell 11 ble det ved beregninger for ny fundamentutforming lagt til grunn en prekonsolideringspenning på 200 kPa. Grunnvannstanden ble holdt på 2149 moh. og det var ingen forbelastning av damstedet. Parameteren som ble variert for de to alternativene var jordstivheten. Ved beregningene ble ikke tidsskjemaet for de ulike lastsekvensene (se tabell 9) endret, men forbelastningen ble utelatt.

## Resultater

Setnibgene som ble estimert er presentert i figur 35.



Figur 35: Resultater av setningsanalyser ved ny fundamentutforming. Data hentet fra Assessment of settlements [29]. Plottet av R. Setnes.

Resultatene viser at man ved en prekonsolidering på 200 kPa kan forvente setninger på 6 til 12 centimeter for dammen. Samt at det meste av setninger ville ha forløpt før man skulle støpe igjen de to seksjonene av dammen vist i figur 15. Dette er seksjonene som ikke blir gjenstøpt før i tidsrommet 430-490 dager etter byggestart (sekvens 6 i tabell 9) for å tillate dammen å bevege seg og tilpasse seg setningene som forløper før denne tid.

I rapporten Assessment of Settlements fra juli 2011, konkluderes det med at det er setningsforløpet i alternativ 7 eller 8 man kan forvente ved Checra. I tillegg anbefales det å etablere et overvåkingsprogram for deformasjoner og poretrykk ved dammen.

## 14 Overvåkingsprogram

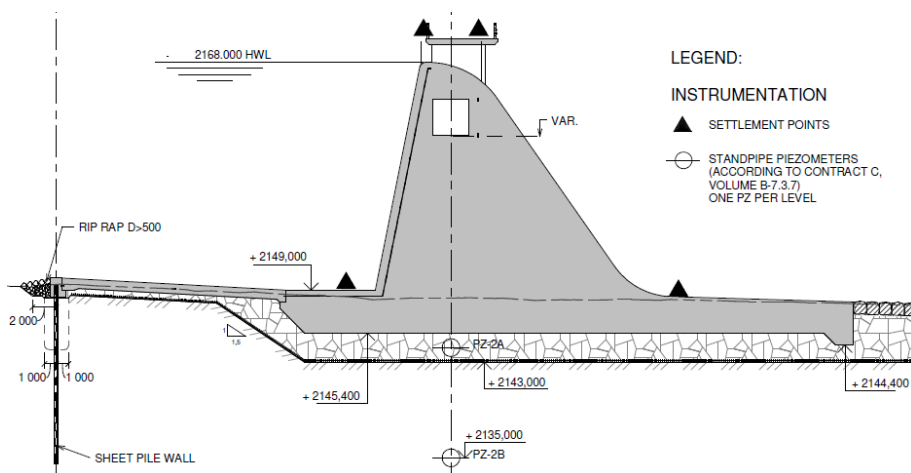
### 14.1 Undersøkelser og instrumentering i byggetiden

Det skal i følge kontrakt C for anleggsarbeidene ved Chevesprosjektet utføres geotekniske og geologiske undersøkelser underveis i byggeprosessen. Entreprenøren skal overvåke oppførsel og forhold i jord og fjell. Det kan kreves at entreprenøren besørger instrumentering til overvåking av grunnvannet, piezometere, ekstensometere og instrumenter og punkter for overvåking av setninger. Resultatene fra undersøkelsene og instrumenteringen skal danne grunnlag for vurdering av stabiliteten til arbeidene underveis i byggeprosessen. Entreprenøren skal derfor gi prioritet til instrumentering og innhenting av informasjon og føre seg med nødvendig utstyr og kompetent personell for en tilfredsstillende gjennomføring av arbeidene. [42]

### 14.2 Setningsmålinger

Byggherren har før oppstart sørget for en geodesisk studie for prosjektorrådet og det er etablert en makrogrid med 17 geodesiske kontrollpunkter. Hvert punkt er markert med et innstøpt  $\Phi$  12 mm jern, markert med blå maling slik at punktet lett kan identifiseres.

Entreprenøren var ansvarlig for å kontrollere alle referansepunkter ved oppstart av arbeidene, vedlikeholde punktene og etablere nødvendige tilleggspunkter. I følge kontrakt C for anleggsarbeidene ved Chevesprosjektet er entreprenøren ansvarlig for nøyaktigheten til målingene og for at utstyret som blir benyttet er innenfor spesifiserte krav. Entreprenøren skal også levere omfattende rapporter for alle overvåkingsarbeider som blir gjort til konsulenten for kontroll.



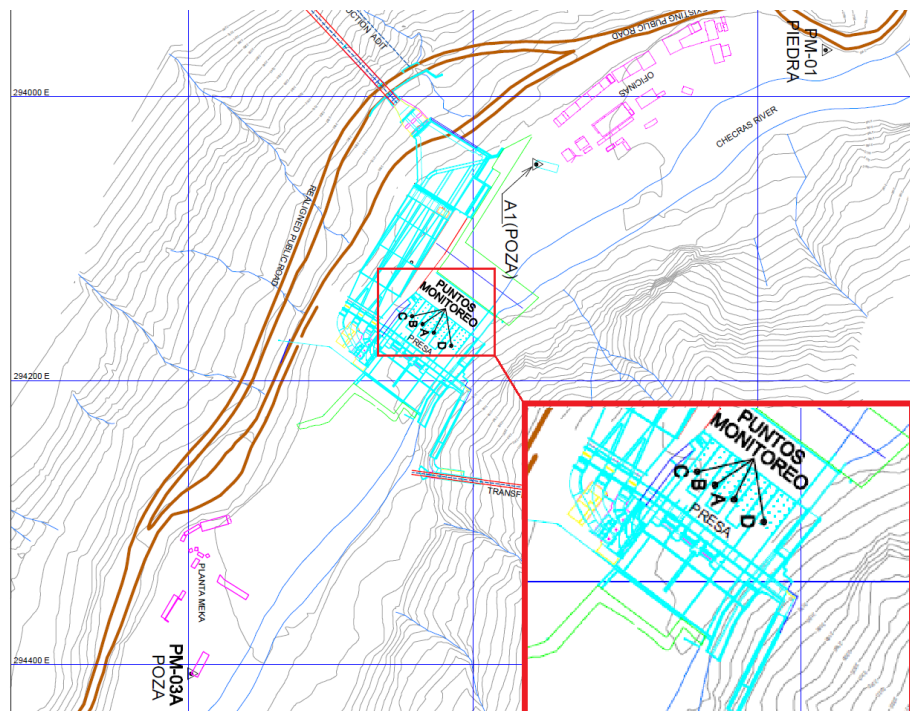
Figur 36: Punkter for setningsmålinger ved Checras - tverrsnitt av Checrasdammen [23].

Alle punkter etablert av entreprenøren, skal sikres forsvarlig mot forstyrrelser og skader, samt merkes tydelig. For permanent overvåking etter ferdigstilling, skal det etableres bolter installert i fjell eller bolter gysert fast til betongkonstruksjoner.

Bolter som benyttes til setningsovervåking skal konstrueres slik at de tillater triangulering med høy presisjon. De skal bestå av en messingstang innstøpt i betong, som stikker 25 mm ut fra overflaten. Plassering og etablering av disse boltene skal gjøres etter anvisninger fra konsulenten. I tillegg kan det være aktuelt å installere instrumenter som overvåker bevegelse til fastpunkter. [42]

Videre anvisninger for målingene finnes på arbeidstegninger (se vedlegg A.1). I figur 36 vises et tverrsnitt av Checras med punkter for setningsmålinger inntegnet. Langs dammen er det inntegnet totalt 16 målepunkter. 4 foran overløpet, 8 på toppen langs broen og 4 bak dammen. I tillegg er det inntegnet målepunkter i sandfanget og i skråningen opp mot veien. Dette kan sees på tegning NC-D-C-C-060 i vedlegg A.1. På tegning NC-D-C-C-060 og 061 er det også inntegnet er det også inntegnet piezometere langs damaksen.

### 14.3 Overvåkingen i praksis



Figur 37: Punkter for setningsmålinger [49]. Fig. modifisert av R. Setnes

Overvåkingen har ikke foregått nøyaktig slik det forespeiles i kontrakt C og på arbeidstegninger.

Ved besøk på dammen i mars 2013 ble det observert at piezometere ikke var installert, selv om arbeidene var kommet så langt at dette kunne gjennomføres. Årsaken var i følge personell på anlegget, at disse uansett ikke ville gi reelle data, da man pumpet vann ut fra området.

Setningsmålingene foregår slik illustrert i figur 37. Med utgangspunkt i fastpunkter PM-01, PM-03A og A1 blir setningene langs dammen målt ved hjelp av nivellering. Utstyret som ble benyttet ved måling den 8. august 2012 var en digital niveller med strekkodestang (se figur 38 og 39). Målingene ble påstartet den 8. juli 2012 så snart platen foran overløpet på dammen var støpt ferdig. De har stort sett blitt gjennomført en gang per uke, men noen ganger oftere og noen ganger sjeldnere. Ved oppstart ble punktene D, A og B i figur 37 målt. Målinger ved punkt D ble først påstartet 26. august 2012. Ved besøk på anlegget i mars 2013 ble det bekreftet fra entreprenøren at det ikke ble gjennomført setningsmålinger ved punktene på oppstrøms side av dammen (se figur 36). Dette selv om man kan se

på bilder fra daglige rapporter fra området at man var kommet langt nok i støpeprosessen av dammen for at dette kunne ha bli påstartet allerede i september 2012. Forklaringen på de manglende undersøkelser kan være uklare instruksjoner fra Norconsult til entreprenøren CCH, samt at de til da foretatte målinger hadde vist minimale setninger for dammen og at man derfor kan ha ansett det som unødvendig å utvide målingene. [49, 48]. I begynnelsen av april 2013 startet man også med målinger på 4 punkter oppstrøms dammen.

Det har ikke lyktes å finne instruksjoner for hvordan setningsmålingene skal foregå utover det som er beskrevet i kontrakten og på arbeidstegninger. Sjef for overvåkingen hos entreprenøren var heller ikke klar over at det var inntegnet flere punkter på tegningene enn de som ble målt (A,B,C og D på figur 37).



Figur 38: Måling av setninger foran overløpet til Checras, den 8. august 2012.

Figur 38 viser hvordan setningene blir målt ved nivellering. Setninger blir målt på målepunktene som er innstøpte messingtapper som stikker 25-30 mm opp fra betongen. Målepunktene var opprinnelig beskyttet av en fastmontert treboks som fjernes ved målingene. Ved besøk på anlegget i mars var boksene ødelagte og bolten sto fritt eksponert for slag og støt fra anleggsarbeidet (se figur 45 i vedlegg E).



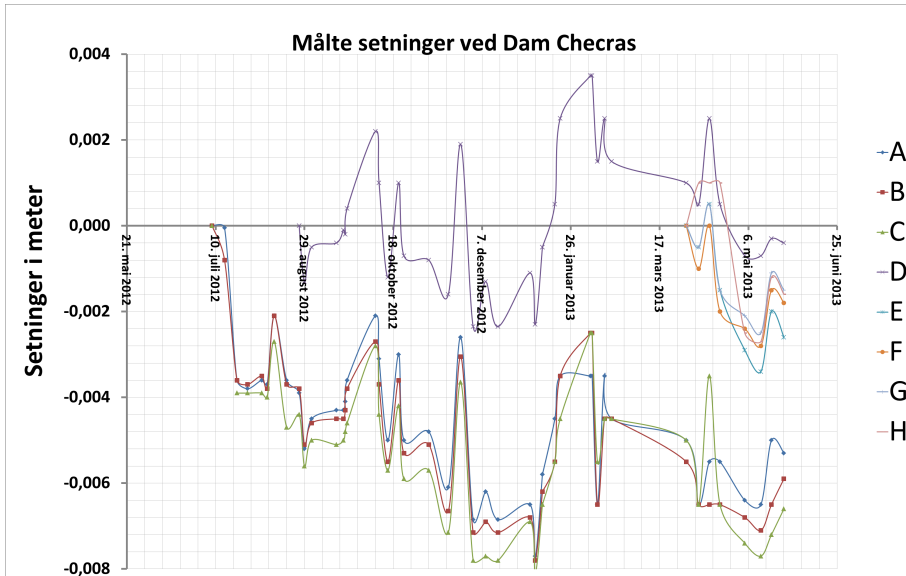


Figur 39: Måling ut i fra punkt på avledningskanalen, 8. august 2012 - punktet finnes ikke på tegninger.

I følge samtale med sjef for overvåkingsarbeidet [49] måles setningene ut i fra fastpunkter utenfor område påvirket av dammen i figur 37. Men ved overværelse av målingene i august 2012 foregikk de ved utgangspunkt i et punkt ikke inntegnet på tegningen. Punktet det ble målt ut ifra var lokalisert på sålen til avledningskanalen for Checraselven i nær tilknytning til overløpet (39se figur). Dette på et sted det antas å være fjell i grunnen.

## 15 Målte setninger

De målte setningene fra Checraas presenteres i figur 40. Setningene er små, på det meste 8 mm, og de samsvarer dermed ikke med noen av modellforsøkene utført i Plaxis 2D.

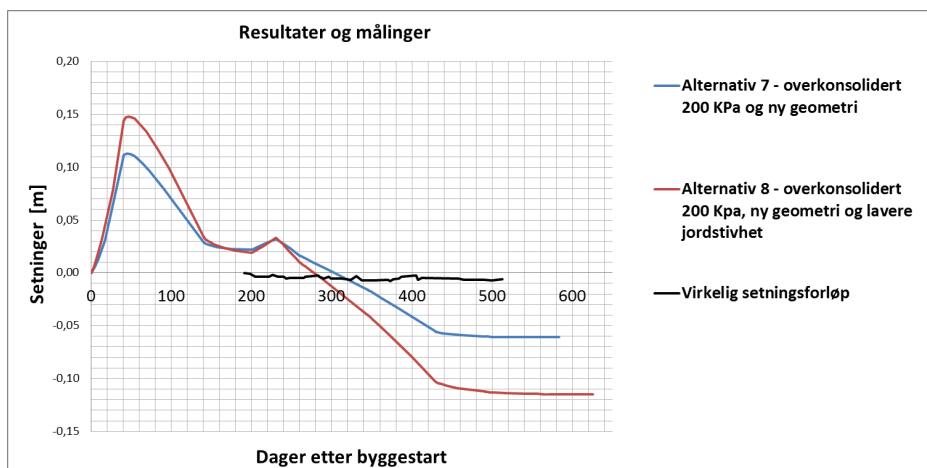


Figur 40: Målte setninger ved Dam Checraas i perioden 10. juli 2012 til 25. mai 2013 - Data er innhentet fra entreprenøren.

Punkt A, B, C og D er lokalisert foran overløpet og har en relativt lang måleserie, mens E, F, G og H, lokalisert bak overløpet, ble påstartet først i april 2013.

## 15.1 Sammenligning

En sammenligning av de målte og beregnede setningene vises i figur 41.



Figur 41: Sammenligning av målte og beregnede setninger for Dam Checras - Data hentet fra rapporten Assessment of Settlements og entreprenørens setningsmålinger. Plottet av R. Setnes.

Som vi ser av figuren har det i perioden det har foregått setningsmålinger i realiteten skjedd en setning på 6-8 mm i en periode det i følge beregningene var forventet en setning på 8-14 cm.

## Del IV

# Diskusjon og konklusjon

## 16 Diskusjon

### 16.1 Grunnundersøkelser

Viktigheten av gode grunnundersøkelser på et tidlig stadium er viktig i forhold til vannkraftutbygginger, med tanke på plassering av dam, vannveier og stabilitet til skråninger i det magasinerte området. Omfanget av undersøkelsene må som de fleste andre forhold vurderes i forhold til kostnadsbetraktninger. Med økende antall utbygginger i utviklingsland, hvor grunnforhold kan være av en helt annen karakter og vanskelighetsgrad enn her hjemme i Norge, vil det være enda viktigere å fokusere på kvaliteten på prøvene og kompetansen til personell som innhenter dem. Grunnundersøkelsene danner basis for utforming av design som skal ivareta stabilitet, funksjonalitet og sikkerhet til vassdragsanlegget. Dermed er pålitelige resultater fra undersøkelsene grunnleggende for vannkraftutbygginger.

Store ressurser er blitt brukt for å få klarhet i grunnforholdene til Dam Checra og for å tilpasse fundament og dam best mulig til endringer i grunnforholdene. Kunne dette ha vært redusert ved bedre rutiner eller annet opplegg for undersøkelsene?

Evalueringen fra NGI indikerer at prøvene fra 2010 var av svært dårlig kvalitet. Geoteknikerne som hentet ut prøvene bemerker at prøvene allerede da var forstyrret. Det kommer nok av at det er vanskelig å hente ut uforstyrrede prøver når det er sand og grus i grunnen. Lagring av prøvene eller den lange transporten til Lima for laboratorietesting på dårlige veier kan videre ha forringet kvaliteten. Likevel kan man undres på hvordan det er mulig at man på et laboratorium vurderer massene som normalkonsoliderte, når NGI med bakgrunn i de samme prøvedataene senere vurderer dem som prekonsolidert 50-150kPa. Før feltundersøkelser siden viste en prekonsolidering langt over disse verdiene igjen. Det store avviket mellom laboratorieresultatene fra 2010 og resultatene fra feltundersøkelser i 2011 understreker viktigheten av god prøve kvalitet ved laboratorieundersøkelser for å få pålitelige resultater.

Ved Cheves-prosjektet ble byggherren stilt overfor et dilemma i 2010. Skulle man utføre utvidede undersøkelser på et tidlig tidspunkt hvor dammen enda ikke var ferdig bygget? Eller skulle man avvente med under-

søkelsene til beslutningen om utbygging var endelig fattet? Ved å utføre undersøkelser tidlig ville man fått bedre tid til å gjennomføre en design best mulig tilpasset damforholdene. Dermed ville man kunne spare penger på uforutsette oppdagelser i løpet av byggefasen. Samtidig ville et utvidet undersøkelsesprogram på et tidlig stadium føre til et økonomisk tap dersom det ikke ble bestemt å utføre utbygging.

Retrospektivt kan det sies at store ressurser og mye hodebry kunne vært spart med korrekte og gode undersøkelser på et tidligere stadium ved Dam Checra. Ved korrekte data tidlig i prosjekteringen kunne man ha valgt endelig løsning for dam og fundament på et tidligere stadium og unngått kostnader tilknyttet utarbeidelse av nye løsninger og design. Hvis de innhentede data tidlig i prosjektet hadde vært korrekte kunne man også unngått kostnader for tilleggsundersøkelsene utført for å få klarhet i forholdene. Samtidig ville ikke en gjennomføring av undersøkelser på et tidligere tidspunkt kunne endret feilvurderingene foretatt i forhold til laboratorietestene, men det kunne gitt bedre tid til å avdekke feilen, utføre nye undersøkelser og tilpasse dam- og fundamentdesign. Det var kun forsinkelser hos entreprenør som førte til at man fikk tid til å utføre en re-evaluering av prøvene og dermed unngikk å måtte bygge dammen for verst tenkelige grunnforhold.

## 16.2 Utvikling av fundament- og damdesign

I kapittel 12 presenteres de ulike løsninger som har blitt vurdert. Valg av betongdam foran et mer tradisjonelt valg av steinfyllingsdam med frontal tetning ble gjennomført på tross av at alternativet var noe dyrere og at fyllingsdam er mer velutprøvd ved fundamentering på løsmasser. Et valg av fyllingsdam ville ha vært mer gunstig med tanke på å tåle de store setninger som man på et tidspunkt forventet å få. Samtidig ville et alternativ med fyllingsdam likevel måtte kombineres med et flomløp og inntak i betong som presentert i figur 26. Dette siden fjellet på stedet var av en slik beskaffenhet at det ikke var gunstig med store sandfang plassert i fjellet.

Valget av betongdam foran fyllingsdamalternativet ble gjort først og fremst med bakgrunn i frykt for overtopping av fyllingsdammen. Dette kan settes i sammenheng med at det forelå en relativt kort måleserie ved flomanalyser som ble gjennomført. I dag ser vi en utvikling med klimaendringer og mer ekstremvær som gir en større usikkerhet rundt flomberegninger. Usikkerheten kan også settes i sammenheng med El Niño fenomenet som opptrer langs kysten av Sør- Amerika og fører til store flommer. Problemer med store flommer har også vært et problem under byggingen av dammen,

da fangdammer og infrastruktur i forbindelse med utbyggingen flere ganger har blitt tatt av flom. Valget av betongdam kan derfor synes å ha vært et klokt valg. Tiden vil vise hvilke langtids effekter man kan få med tanke på setninger og hva magasin-fylling vil medføre av strømminger under dammen.

Ettersom forståelsen for grunnforholdene gjennom de ulike grunnundersøkelser endret seg, har de tekniske løsningene endret seg parallelt. Potensiale for likvifaksjon i kohesjonsløst materiale funnet 2006/2007 nedstrøms damaksen er blitt foreslått håndtert med store utgravninger og drenering i grunnen for å hindre oppbygging av poretrykk. Dammens og omliggende skråningers stabilitet skal i følge numeriske modeller være ivaretatt ved dimensjonerende jordskjelv.

Da man ved undersøkelsene i 2010 (ved damaksen) fant masser med høyt leirinnhold som ifølge laboratorieundersøkelsene skulle være normalkonsoliderte, måtte det også tas hensyn til faren for store setninger. Den tenkte løsningen med forbelastning av grunnen og la mesteparten av setningene forløpe før man bygget dammen ville ha vært helt avgjørende for lukenes funksjonalitet hvis setningsforløpet skulle bli slik man trodde på dette stadiet (mellom 20 og 60 cm se figur 33).

Etter at man fikk data som antydte overkonsolidering av massene ble det besluttet å redusere utgraving og gå bort fra forbelastningen. Setningsberegningene for dette alternativet viser setninger mellom 6 og 12 centimeter. Løsningen synes god da det meste av setningene tillates å forløpe før man låser dammen ved å støpe de gjenstående seksjonene, samt damkrona helt til slutt. Lukenes funksjonalitet må derfor sies å være ivaretatt ved et slikt scenario.

Siste setningsmålinger tyder også på at data fra NGI som viser at grunnen er prekonsolidert over 600 kPa kan være det riktige for damstedet og at det ikke vil oppstå nevneverdige setninger ved Checra. Dermed kan man i etterpåklokskapens lys muligens si at dam- og lukeseksjonen er fundamentert vel konservativt med en stor og stiv plate på 54-48 meter, og et opplegg for byggearbeidene som tillater dammen å sette seg. Samtidig virker denne løsningen å være en god vurdering med tanke på tidspress forut for oppstart av byggearbeidene og med de usikkerheter som forelå rundt grunnforholdene.

### 16.3 Setningsberegninger

Tabell for lastforløpet i figur 16 sammenligner reelt lastforløp på anleggstedet med lastforløpet som ble lagt til grunn i plaxismodellen. Her ser vi at

stans og opphold i byggearbeidene har ført til at man per dags dato ikke har oppnådd samme belastningsendring som modellen legger til grunn. Spenningsendringen er maksimalt beregnet å være 90 kPa. Beregningene legger til grunn at på nåværende tidspunkt i byggeprosessen skal dammen være ferdig bygget og ha påført en spenningsendring på 163 kPa. Belastningen på 163 kPa er nok også noe høyere enn det som vil bli en realitet da modellen er todimensjonal og forutsetter en massiv dam, uten fratrekk for åpninger for luker og overføringskanal. Dette kan forklare forskjellen mellom belastningene i modell og virkelighet. Estimer foretatt ved hjelp av forventede støpevolumer viser at ferdig dam- og lukeseksjon kun vil gi en spenningsendring på 132 kPa. Disse beregningene er forenklete, men illustrerer forskjellen mellom lastforløp i beregningene og virkelighet. Vi ser også hvordan belastningsendringene skjer momentant i begynnelsen av hver modellerte arbeidssekvens i Plaxis. I virkeligheten blir økningen i belastning mer jevnt stigende. Flere sekvenser i modellen kunne jevnet ut dette noe. Grunnen til at det reelle lastforløpet ligger etter lastforløpet i beregningene tidsmessig er stans i byggearbeidene i lengre perioder. En lavere belastning på grunnen i forhold til hva forutsatt i modelleringen forklarer likevel ikke at virkelighetens setningsforløp viser så forskjellig fra det modellerte.

Hvis man for å gjøre et enkelt overslag på modulen til massene i grunnen kan man vurdere stivheten til massene i grunnen. Hvis vi legger til grunn; setning på 8 mm som er maksimal målt setning ved Checra, at setningene foregår i et 5 meter tykt leirlag i grunnen (den hardpakkede grusen vil nok ikke gi noe bidrag) og lastendringen per dags dato som er på 90 kPa kan vi regne ut et grovt anslag på stivheten til massene ved ødometermodulen  $M$ .

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = \frac{90[kPa]}{\frac{0,008 \frac{[m]}{5} \frac{[m]}}{[m]}} = 67,25[MPa]$$

Dette er svært stive masser.

Med bakgrunn i anbefalinger fra NGI og resultater fra CPTU-undersøkelsene i figur 24 kan man anta en prekonsolideringsspenning på over 600 kPa. Setningsberegningene med overkonsolidert leire ble gjennomført med 200 kPa. En økning i prekonsolideringsspenning med 400 kPa i forhold til hva som ble lagt til grunn i beregningene vil redusere setningene i forhold til beregningene. Dette vil i så fall forklare de manglende setningene ved Dam Checra. Skulle imidlertid dette ikke være tilfelle og prekonsolideringen ligge på for eksempel 100 kPa ville man kunne få hurtige endringer i modulen

når tilleggsspenningene fra dammen passerer prekonsolideringsspenningen. Dette skjer fordi man da går over i området for massenes jomfrukurve. Hvis prekonsolideringen ligger på 200 kPa som beregningene forutsetter, eller over 600 kPa som CPTU-testene indikerer, vil man aldri oppleve at man beveger seg inn i dette området siden beregninger (som vist i figur 16 og vedlegg B.5) viser at dammen ved ferdigstillelse vil gi en tilleggsspenning på ca 132 kPa. Det kan diskuteres om damplaten, som er blitt bygget svært stor for å fordele lasten over et større område, kunne vært bygget mindre. Ser man imidlertid på usikkerheten rundt grunnundersøkelsene kan dette sees på som et konservativt design for å være på den sikre siden.

Ved gjennomgang av ødometertestene fra 2010 finner NGI en permeabilitet for leiren til å være  $4 \cdot 10^{-10} m/s$ , dette tilsvarer  $3,5 \cdot 10^{-5} m/dag$  (se figur 22), en veldig lav permeabilitet. NGI bemerker at prøven er forstyrret og at på grunn av dette er permeabiliteten sannsynligvis enda lavere enn denne verdien. Vi har tidligere sett hvordan lavere permeabilitet fører til en tregere drenering av porevannet og dermed at setningene forløper over et lengre tidsrom i alternativ 2 og 5 i figur 33 i kapittel 13.3. Det er likevel lite trolig at man vil oppleve store langtidssetninger på grunn av lav permeabilitet hvis det stemmer at prekonsolideringen er så høy som tilleggsundersøkelsene viser.[33]

Vannstanden i løpet av byggetiden finnes det ingen data på da målinger ikke har blitt gjennomført. Ved et besøk på damstedet i mars 2013 kunne man se at vannstanden sto ca en meter under toppen på bunnplata (2149 moh.) dette samtidig som det ble pumpet vann ut fra grunnen. Det synes derfor plausibelt å anta at 2149 moh. ikke er en veldig gal antagelse. Dette kan like vel vise seg å være galt da det på dette tidspunktet var svært stor vannføring i elven i forbindelse med dager med regnskyll. Notater fra boringer langs damaksen i 2010 viser også at grunnvann ble påstøtt mellom 2149 moh. og 2150 moh. og indikerer at dette er korrekt plassering. Grunnvannstanden benyttet i beregningene synes derfor ikke å være veldig gal.

En todimensjonal modell vil ikke kunne ta med i betraktningene de laterale variasjonene som forekommer i grunnen. Vi har også sett hvordan belastningen fra dammen i modellen er høyere grunnet at man har betraktet dammen kun i et tverrsnitt hvor dammen er massiv. Ved å benytte en tredimensjonal modell, for eksempel i Plaxis 3D, kunne man modellert dette bedre.

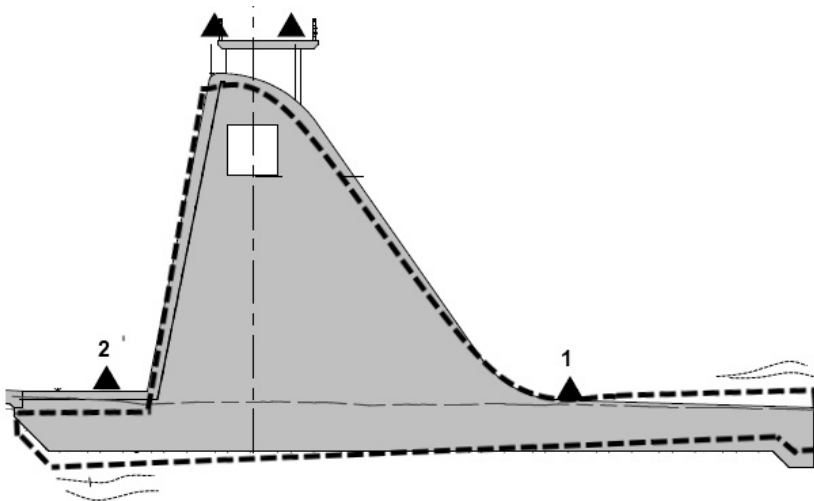
Likevel synes det klart at det ikke er valg av 2D modellering som er årsak til forskjellene i modelleringer og setninger ved Checra. Det er velkjent



at man ikke skal stole blindt på numeriske modelleringer, da resultatenes kvalitet kun er like riktig som data som blir matet inn i den numeriske modellen. Ved Dam Checras gir de valgte parametere større setninger enn hva som er realiteten. Beregningene er dermed konservative med tanke på at dammen og byggearbeidene er blitt designet for å håndtere dårligere grunnforhold og større setninger enn hva som forekommer. Dermed har man vært forberedt på uforutsette hendelser og operert med en sikkerhetsfaktor. Slike tilnærmede må naturlig nok gi ekstrakostnader, men konservative antagelser er grunnleggende ved beregninger som skal sørge for sikkerheten og funksjonaliteten til en dam. Særlig hvis det foreligger usikkerheter.

## 16.4 Setningsmålinger

Ved Dam Checras måles det i dag setninger ved 8 punkter. 4 punkter på platen nedstrøms overløpsseksjonen og 4 punkter på platen rett oppstrøms for overløpet, som illustrert på figur 36. Frem til april 2013 ble kun punktene nedstrøms overløpet målt. Med målinger kun foran overløpet langs dammens lengdeakse vil ikke målingene vise bevegelser på tvers av dammen.



Figur 42: Illustrasjon av tenkt scenario med setninger bak overløpet - Tverrsnitt av Checras modifisert av R. Setnes [23].

Ved et tenkt setningsscenario med store setninger oppstrøms dammen (benevnt 2 på figur 42) kunne man i teorien ha målt null setninger eller til og med en heving på punkter foran overløpet (benevnt 1 på illustrasjon i

figur 42). Målinger bak overløpet er nå kommet igang, men måleserien så kort, og de registrerte setninger så små at det ikke foreligger noe grunnlag for å kunne si noe om andre deler av dammen setter seg mer enn foran overløpet.

Målingene foran overløpet ble påstartet så snart platen var støpt ferdig og punktene for setningsmåling var installert. Imidlertid finnes det ingen data på bevegelser i fundamentet forut for dette. For å overvåke dette kunne man ha installert ekstensometer eller setningsceller (slik omtalt i kapittel 5.1.2) i grunnen under dammen for å skaffe tilveie kontinuerlige setningsdata gjennom hele byggeperioden. Nå er det ingenting som tilsier at det har foregått store bevegelser i grunnen forut for at målingene ble påstartet i juli 2012, men for å gjøre en god sammenligning av modellforsøk og virkelige setninger og dermed verifisere parametere benyttet i beregningene vil det være gunstig med data også for denne perioden. Det kunne ha vært interessant å studere om det ved utgravinger på damstedet skjedde en hevning i grunnen slik beregningsmodellene viser. Data på bevegelser i grunnen under fundamentet vil også videre i driftsfasen være aktuelt med tanke på at målinger av setninger oppe på selve dammen ikke nødvendigvis gir info om bevegelser og utvaskinger i fundamentet under damkonstruksjonen. En ettermontering av utstyr som gir informasjon om både vertikale og horisontale bevegelser under dammen burde vurderes.

Opplegget for måling ved dammen i byggetiden fortoner seg noe uklart. Utover arbeidstegninger (se vedlegg A.1 og A.2) og beskrivelser i kontrakt for tekniske spesifikasjoner til Cheves prosjektet har det ikke lyktes å finne informasjon eller instruksjoner for hvordan målingene er ment å skulle foregå. Det er også avvik mellom hvordan tegninger og sjef for overvåkingen beskriver arbeidet og hvordan målingene foregår. Dette kan bero på at setningsmålingene ikke har blitt en prioritert arbeidsoppgave, da materialer påstøtt ved utgraving, samt de initielle setningsmålingene viste at det ikke var store bevegelser. Interessen for å foreta disse målingene har dermed vært liten kan og blitt sett på som ren rutine fra de som utførte oppgaven hos entreprenøren. Dette forklarer også hvorfor ikke flere punkter på dammen har blitt målt. For videre oppfølging av dammen og for fremtidige damprosjekter med setningsfare bør det utarbeides klarere instruksjoner og opplegg for måling.

Målingene ved dammen i dag foregår ved nivellering og måledata motatt angir kun de vertikale forflytningene til dammen. Betongdammer på løsmasse bør overvåkes med tanke på glidning ([36]) og dermed er det viktig å etablere et opplegg for dammens horisontale bevegelser.

Det finnes usikkerheter rundt de innhentede måledata, variasjoner i de målte setningene blir diskutert i kapittel 16.5. Menneskelige feil ved måling kan fjernes ved å etablere automatisk måling ved dammen. Ved å benytte automatisk overvåking med en robotisk totalstasjon med mottakerprismer (som vist i figur 6), vil man fjerne usikkerheten rundt menneskelige feil og kunne måle bevegelsene til dammen i x-, y- og z-retning. En slik type overvåking vil også kunne gi data på hurtige endringer og dermed gi en mulighet til å varsle uforutsette situasjoner som oppstår.

## 16.5 Målte setninger

Målingene varierer relativt mye, dette kan sees i vedlegg D. Et eksempel på variasjonene kan sees ved måling 18. november 2012 hvor setningene er målt til å være mellom 6 og 7 millimeter for de 4 punktene. Neste måling, den 25. november 2012, viser kun 2-3 millimeters setning, før man ved påfølgende måling, den 2. desember 2012, måler 7-8 millimeters setning. Variasjonene er like for alle målingene og det er derfor ikke snakk om at det har oppstått feil ved målingen for ett av målepunktene. Hvis variasjonene skyldes målefeil må feilen i så fall ligge i måleutstyret som ble benyttet eller ved oppmåling på fastmerke slik at det har oppstått en følgefeil for alle målingene den aktuelle dagen. Man kan mistenke at variasjonene skyldes temperaturforskjeller. Med en bunnplatetykkelse på 3,5 meter gir ikke dette særlig utslag hvis man benytter formel og temperaturutvidelseskoeffisient presentert i kapittel 5.1. Det foreligger heller ingen magasinering som kunne ha påvirket oppdriften under dammen. Det er derfor mest nærliggende å tro at variasjonene skyldes måleutstyr som er blitt benyttet eller innmåling på fastpunkter. En slik variasjon tyder også på at det foreligger en større feil ved målingene enn hva som kan aksepteres, i alle fall ut i fra norske krav fra NVE som krever en nøyaktighet på  $\pm 1$  mm ved setningsmålinger på betongdammer.

De målte setningene ved Dam Checras blir små i forhold til alle beregninger foretatt i Plaxis.

Med bakgrunn i de store relative variasjonene innad i målingene kan man stille spørsmål ved deres riktighet. Og om de representerer de reelle setningene ved dammen. Hvis målingene er blitt foretatt ut i fra punkter innenfor et område påvirket av dammens setninger vil det kunne forklare at det ikke er blitt registrert særlig setning ved dammen, da disse punktene også vil sette seg. Ved måling 8. august 2012 ble det observert at man målte ut i fra punkt svært nært dammen istedenfor fastpunktene. Hvis dette punktet er i bevegelse og alle målingene er utført med bakgrunn i dette punktet vil alle de innhentede data være verdiløse. Det er likevel

uvisst om alle målingene er blitt innhentet ut i fra dette punktet og i følge de ansvarlige for overvåkingen hos entreprenøren blir det ikke målt ut i fra dette punktet. Dessuten befinner det aktuelle punktet seg på sålen for kanal for avledning av elva i byggetiden, kanalen er i følge byggetegninger fundamentert på fjell (se NC- D-C-061 i vedlegg A.1). Dette punktet burde derfor ikke være i bevegelse.

Det er derfor ingen grunn til å tro at de målte setningene ved Dam Checras skulle være veldig feil. Dermed kan man gå ut i fra figur 41 illustrerer den reelle setningstrenden ved Dam Checras sammenlignet med de beregnede for samme periode. Sammenligningen viser at setningene har vært svært små i forhold til hva man som er beregnet og designet dammen og byggeprosessen for å håndtere.

## **17 Konklusjon**

### **17.1 Grunnundersøkelser**

Dårlig prøve kvalitet har ført til ekstrakostnader som kunne ha vært unngått ved bedre rutiner forut for laboratorietestene. Gjennomgangen av grunnundersøkelsene for Dam Checras har vist viktigheten av pålitelige resultater fra grunnundersøkelser, samt hvor viktig det er å sammenligne laboratoriedata opp i mot feltundersøkelser og observasjoner fra ingeniører for å verifisere de enkeltes resultater. Utførelse av utvidede grunnundersøkelser bør på steder med antatt vanskelige og uoversiktlige grunnforhold vurderes utført på tidligere stadium slik at man får bedre tid til å tilpasse dam- og fundamentdesign forut for byggearbeidene. Grunnundersøkelsene og setningsmålinger så langt i byggeprosessen støtter at grunnen er overkonsolidert med en prekonsolideringsspenning enda større enn den benyttet i beregningene.

### **17.2 Dam- og fundamentdesign**

Gode vurderinger har blitt gjort underveis for å håndtere de ulike scenarier som man trodde kunne oppstå ved byggingen, på grunn av uklarheter rundt grunnens parametere. Ut i fra de til nå innhentede setningsdata kan man si at dammen er konservativt fundamentert, men all last er enda ikke kommet på dammen og utviklinger kan fortsatt skje ved lastøkning, fylling av magasin og langtidseffekter.

### **17.3 Setningsberegninger**

Dam Checras er konservativt bygget med tanke på usikkerheter rundt grunnforholdene. Beregningsmodellen opererer med et noe høyere mak-

simult belastningsnivå en virkeligheten og virkelig byggetid for dammen vil komme til å forløpe over en lengre tidsperiode enn hva som er lagt til grunn i modellen på grunn av stans i byggearbeidene. Setningsmålinger og resultater fra tilleggsundersøkelsene indikerer at prekonsolideringen er høyere enn hva som er lagt til grunn i beregningene.

## 17.4 Setningsmålinger

Setningsdata for bevegelser langs dammens tverrakse må følges opp over en lengre tidsserie enn hva som foreligger. Det anbefales at det etableres målinger av bevegelser også i grunnen under dammen, samt automatisk overvåking av bevegelser både horisontalt og vertikalt. Dette kan gjøres med henholdsvis ekstensometer plassert i grunnen og robotisk totalstasjon med mottakerprismer plassert langs damaksen.

## 17.5 Målte setninger

Det er usikkerheter rundt setningsdataene innhentet fra Checra. Både med tanke på deres kvalitet og hvordan målingene foregår. De illustrerer likevel den generelle trenden for setninger ved Dam Checra, nemlig at det praktisk talt ikke skjer setning ved dammen sammenlignet med hva dammen er designet for å tåle. Dammen er imidlertid ikke ferdig bygget og det kan skje endringer ved økning i belastning, fylling av magasin og som følge av eventuelle langtidseffekter.



## Referanser

- [1] *Concrete Dam Instrumentation Manual*. United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, 1987.
- [2] *Automatic Dam Monitoring Systems - Bulletin 118*. ICOLD, 2000.
- [3] *Dam Foundations - Geologic considerations. Investigation Methods. Treatment. Monitoring*. ICOLD 129, 2005.
- [4] Olav R. Aarhaug. *Geoteknikk*. 1992.
- [5] Saverio Avella. An analysis of a worldwide status of monitoring and analysis of dam deformation. Master's thesis, University of New Brunswick, 1992.
- [6] R.B.J. Brinkgreve. Plaxis 2d. *Delft University of Technology*, 2012.
- [7] Julio Bustamante. Ubicacion sondajes - sector presa y desarendor - checras. *Plantegning geotekniske undersøkelser*, 2010.
- [8] R.W. Day. *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. McGraw Hill, 2002.
- [9] Arnfinn Emdal. *Introduksjon til geoteknikk*. NTNU, 2008.
- [10] Odd Guttormsen. *Vannkraftverk og vassdragsteknikk 1*. Institutt for vann- og miljøteknikk - NTNU, 1989.
- [11] W.F. Heinz. Dams founded on dispersive soils and rocks - drilling and grouting under difficult conditions. 2012.
- [12] CCH Hochtief. Cheves hydropower project - monthly report august 2012. 2012.
- [13] CCH Hochtief. Cheves hydropower project - monthly report april 2013. 2013.
- [14] CCH Hochtief. Cheves hydropower project - monthly report january 2013. 2013.
- [15] ICOLD. Bulletin 158 dam surveillance. 2012.
- [16] Norges Geotekniske Institutt. Updated review of soil parameters for checras dam. Technical report, NGI, 2011.
- [17] T. Lunne J. Powel. Use of cptu data in clays/fine grained soils. 2005.

- 
- [18] Stefan Jacobsen. *Concrete Technology 1*. NTNU - Department, 2012.
- [19] Donghoon Shin Hangyu Park Jsung Jeon, Jongwook Lee. Development of dam safety management system. *Elsevier*, 2007.
- [20] Willam J. Neely. Bearing capacity of expanded-base piles in sand. *ASCE*, 1990.
- [21] W. Niemeier and T.Wunderlich. Geodetic monitoring of dams - a comparison of various concepts. 1988.
- [22] Norconsult.
- [23] Norconsult. Fianl work drawing - piezometer and settlement points - nc-d-c-c-061.
- [24] Norconsult. Final work drawing - nc-d-c-c-004.
- [25] Norconsult. Feasibility study design review no. 1. 2006.
- [26] Norconsult. Feasibility study design review no. 2. 2007.
- [27] Norconsult. Assessment of dam foundation options. 2010.
- [28] Norconsult. Basic design report. Technical report, 2010.
- [29] Norconsult. Assessment of settlements. Technical report, 2011.
- [30] Norconsult. Checras dam - excavation - backfill -surcharge. 2011.
- [31] Norconsult. Checras headwork - worst case scenario. 2011.
- [32] Norconsult. Excavation - backfill - surcharge. 2011.
- [33] Arnfinn Emdal Professor Geoteknikk NTNU. Muntlig referanse. 2013.
- [34] NVE. Retningslinjer for betongdammer. 2005.
- [35] NVE. Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg. 2005.
- [36] American Society of Civil Engineers. Guidelines for instrumentation and measurements for monitoring dam performance. 2000.
- [37] University of Missouri Rolla. The standard penetration test. *Advanced Engineering Geology & Geotechnics*, 2004.
- [38] Bureau of Reclamation. *Embankment Dams*. United States Department of the Interior, 2011.



- [39] Plaxis. Material models manual. 2011.
- [40] SN Power.
- [41] SN Power. Feasibility study. 2006.
- [42] SN Power. Contract c - civil works -technical specifications. Technical report, 2010.
- [43] Harald Reite. Muntlig refereanse - chief hydropower cheves hydro-power project. 2013.
- [44] Rolf Sandven. *Soil investigations, geoteknikk, materialegenskaper - Utstyr, prosedyrer og parameterbestemmelser*. NTNU, 2005.
- [45] Rolf Sandven. *Geotechnics, Field and Laboratory Investigations part 1*. NTNU, 2012.
- [46] H.B. Seed. Design problems in soil liquefaction. *Journal of geotechnical engineering*, 1987.
- [47] A.Chrzanowski S.Szostak, C.M. Massiera and C.J. Hill. Use of geodetic monitoring survey in verifying design parameters of large earthen dams at the stage of filling the reservoir. *Department of geodesy and Geomatics Engineering, university of New Brunswick*, 2001.
- [48] Olav Vallevik. Muntlig referanse - construction manager cheves hydro-power project. 2013.
- [49] Martin Velte. Jefe de topographica - cheves. 2013.
- [50] David Stanley Williams. Wire line core drilling apparatus. *United States Patent*, 1991.
- [51] Final work drawing. Dam and diversion channel section b and c - general arrangement. In *NC-D-C-C-004*. Norconsult.
- [52] Julio Bustamante y Asociados. Central hidroelectrica cheves estudio de factibilidad actualizacion del informe de geologica y geotecnica. 2008.
- [53] Julio Bustamante y Asociados. Estudio investigaciones complementarias - central hidroelectrica cheves, presas checra - huaura - pichunche. Technical report, 2010.



---

## Del V

# Vedlegg

- Vedlegg A - Tegninger over setningspunkter
- Vedlegg B - Bygging av Dam Checras
- Vedlegg C- Grunnundersøkelser
- Vedlegg D - Resultater fra setningsovervåkingen
- Vedlegg E - Bilder



## A Tegninger over setningspunkter

Dette vedlegget inneholder oversikt over tegninger som viser målepunkter for setningsovervåkingen.

### Innhold i vedlegg

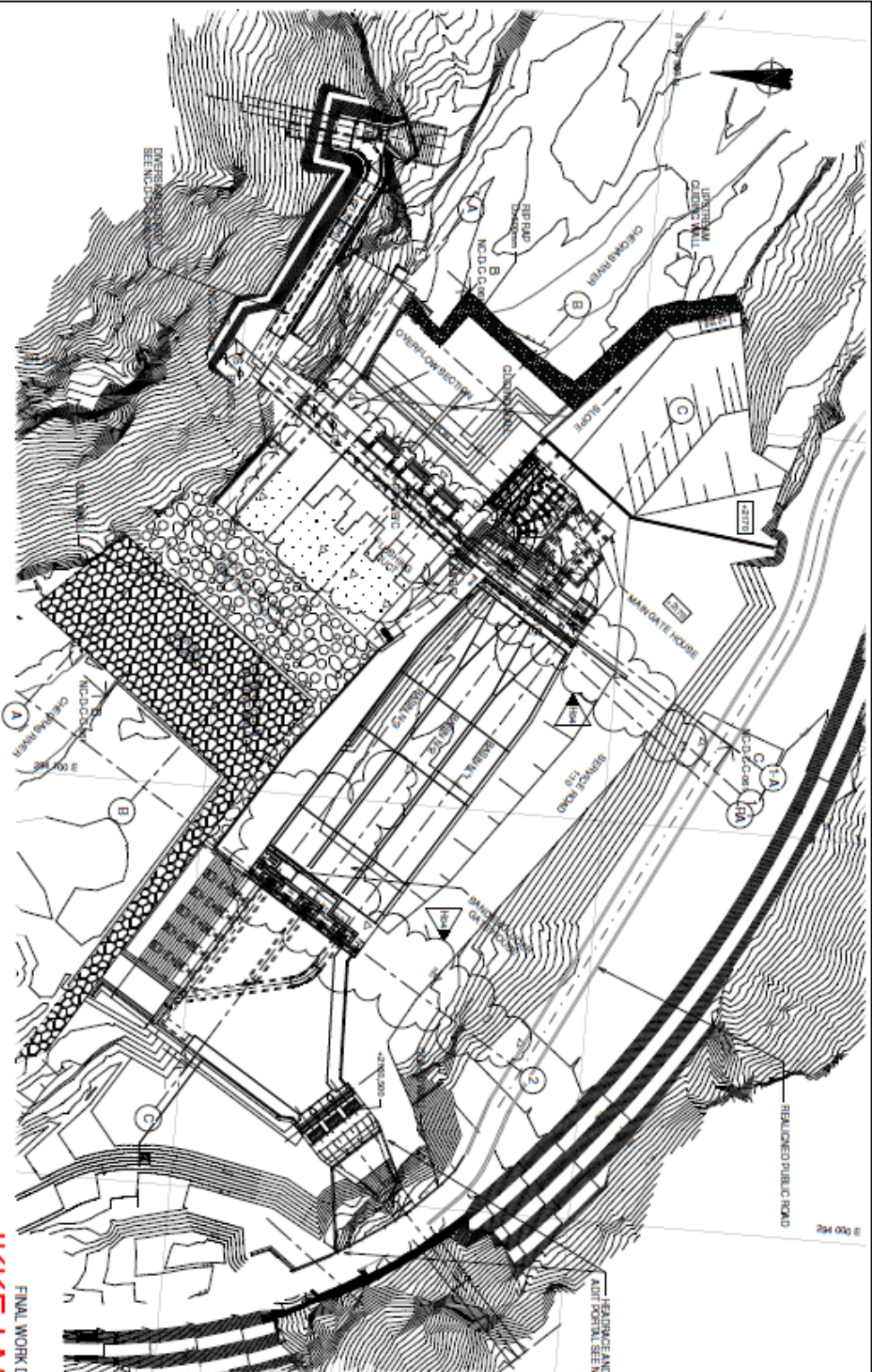
- VedleggA.1 Setningspunkter - inneholder tegning NC-D-C-C-060 og NC-D-C-C-060 som viser setnings punkter for planlagt overvåking ved dammen sett i henholdsvis horisontalplan og vertikalsnitt.
- Vedlegg A.2 Målte setningspunkter - inneholder tegning fra entreprenøren som viser de punktene som har blitt målt foran overløpet. Punktene bak overløpet som først ble påstartet i april foreligger det ingen tegninger på.



## **A.1 Setningspunkter**

Tegning NC-D-C-C-060 og NC-D-C-C-060 som viser setnings punkter for planlagt overvåking ved dammen sett i henholdsvis horisontalplan og vertikalsnitt.

Tegningene viser også planlagt installasjon av piezometere.



PLAN  
1:500

NOTE:

1. BH-1 AND BH-2 TO BE DRILLED AT INCLINATION 45° SEE DRAWING NC-D-C-080, SECTION C-C
2. BORING LOGS BH-1 AND BH-2 TO BE LOGGED, TESTED FOR EVERY 5m. (SEE PROCEDURE)
3. RZ-10, RZ-11 TO BE MONITORED IN THE GATE HOUSE FOR THE OUTLET TRANSMISSION
4. RZ-10, RZ-11 TO BE MONITORED IN MANGATE HOUSE FOR CHECKING DAM
5. CHANGES FROM RZ-10 TO MONITORING POINTS TO BE PLACED IN PLASTIC TUBE IN THE CONCRETE DAM

PROCEDURE:

- DRILL 5m
- PLACE PROBE AT TOP OF BORING
- LOGGING TEST
- DRILL 5m AND PLACE PROBE AT 5m DEPTH
- CONTINUE WITH 5m AND 5m DRILLING AND LOGGING TESTING

LEGEND:

INSTRUMENTATION

- ▲ SETTLEMENT POINTS
- ⊕ STANDOFF MEASUREMENTS (ACCORDING TO CONTRACT C. VOLUME B-7.4.1) ONE RE SETTLEMENT

SETPOINT POINTS COORDINATES	EAST	NORTH
RZ-0	294 196.134	9800300.726
RZ-1	294 192.773	9800302.5706
RZ-2	294 177.788	9800305.8871
RZ-3	294 167.246	9800304.1303
RZ-4	294 147.873	9800303.11287
BH-1	294254.824	9800302.080
BH-2	294203.321	9800304.000

NC-D-C-080 H0 4

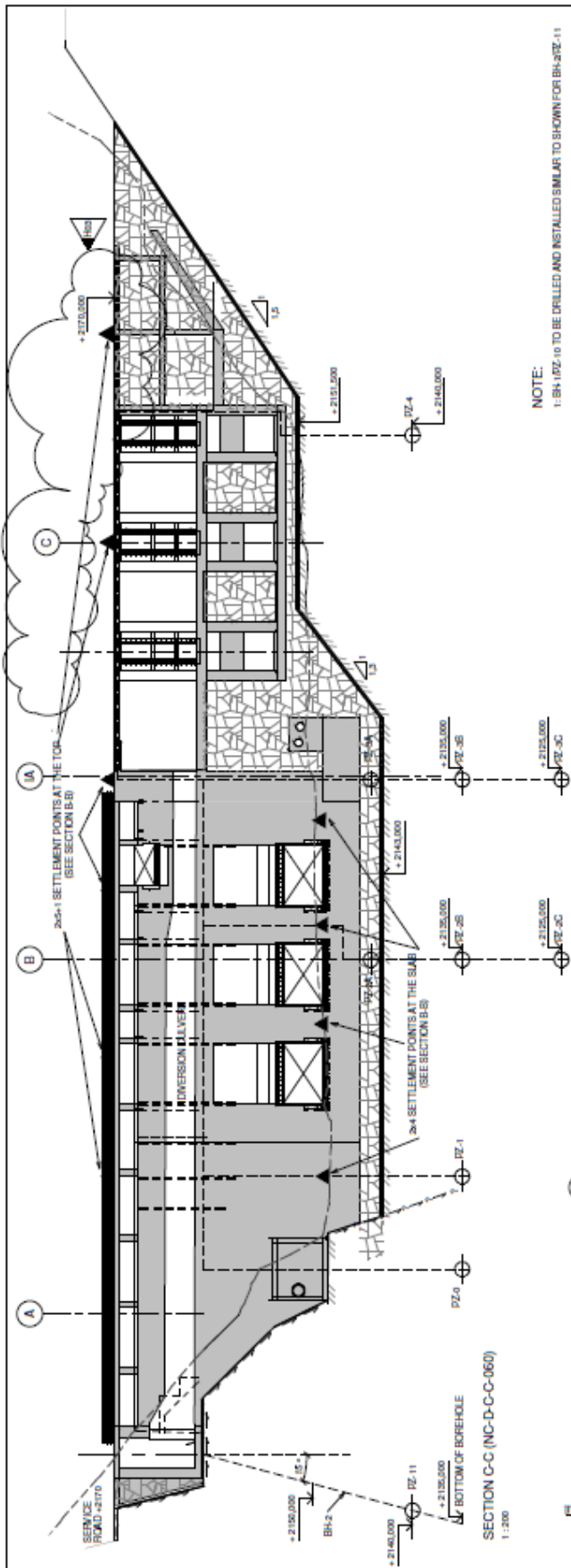
FINAL WORK DRAWING  
**IKKE I MÅLESTOKK**



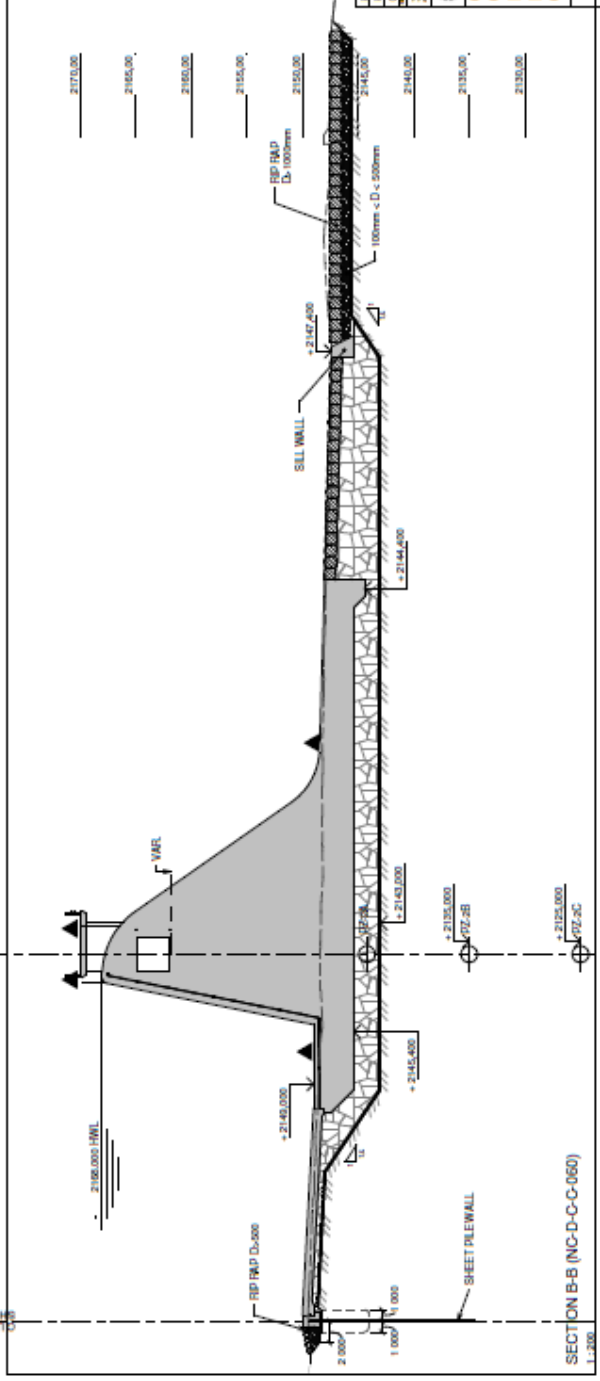
CHIEFS HYDROPOWER PROJECT  
CHIEFS HEADWORKS  
DAM SAND EXCLUDER AND INTAKE  
PIEZOMETER - SETTLEMENT POINTS - PLAN  
GENERAL ARRANGEMENT

1:500





SECTION C-C (NC-D-C-C-060)  
1:200



SECTION B-B (NC-D-C-C-060)  
1:200

- LEGEND:
- INSTRUMENTATION
  - ▲ SETTLEMENT POINTS
  - ⊙ STANDPIPE PIEZOMETERS
- STANDPIPE PIEZOMETERS  
VOLUME B-7-37 CONTRACT C,  
ONE PZ PER LEVEL.

FINAL WORK DRAWING

**IKKE I MALESTOKK**

13	2012-05-04	ADDITIONAL SETTLEMENT POINTS	CSA	CSB
14	2012-05-08	FINAL WORK DRAWING	CSA	LOE
15	2012-05-18	SELECT FOR DOC	CSA	LOE
16	2012-05-18	SELECT FOR DOC	CSA	LOE

**SN Power**

CHEVRES HYDROPOWER PROJECT  
CHEVRES HEADWORKS  
DAM AND DIVERSION CHANNEL  
PIEZOMETER SETTLEMENT POINT SECT. BAND C  
GENERAL ARRANGEMENT

Scale: 1:200

Project No: 5101209  
Drawing No: NC-D-C-C-061  
Revision: HB3

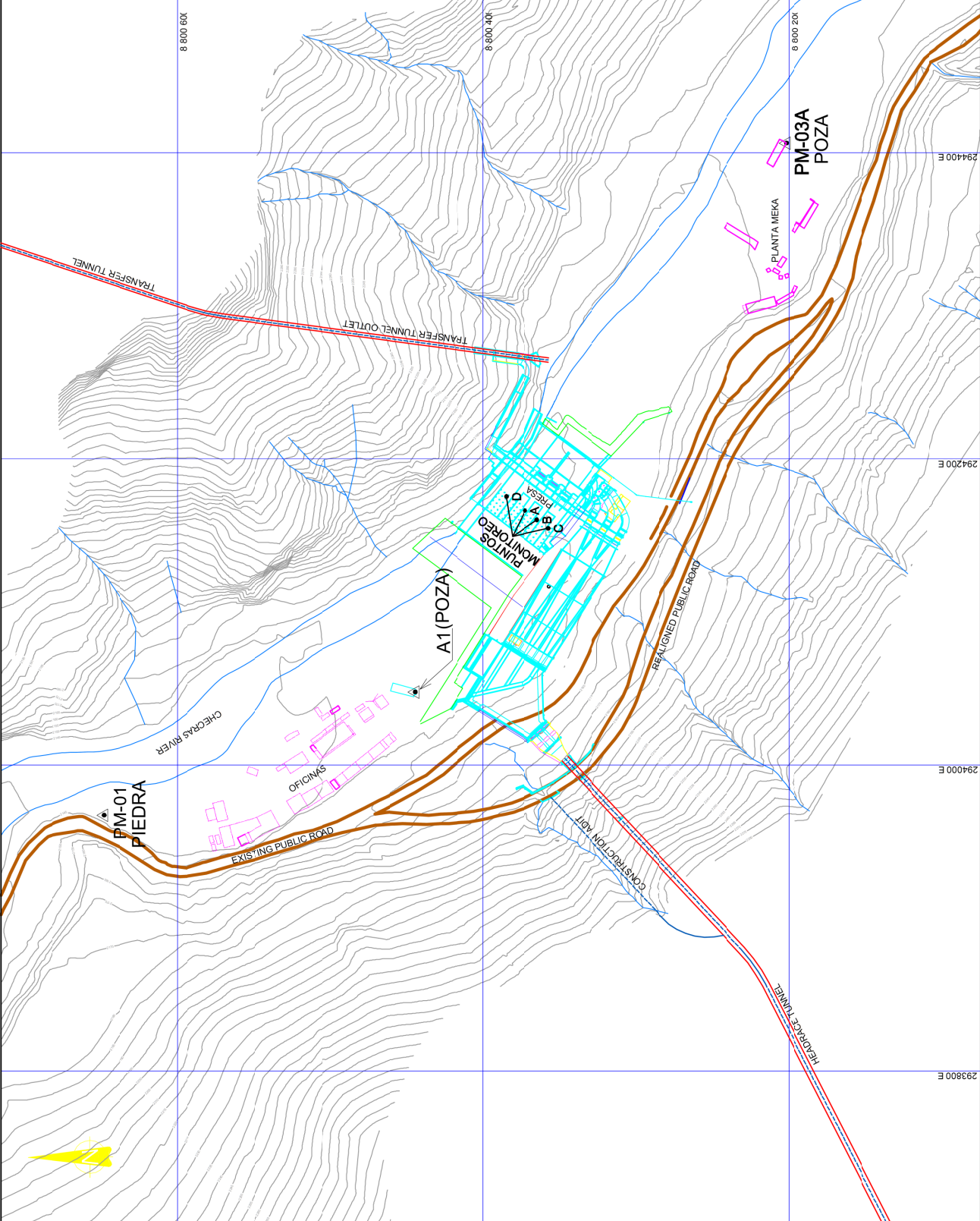
Norconsult

NC-D-C-C-061 HO 3



## A.2 Målte setningspunkter

Tegningen er entreprenørens egen illustrasjon over hvilke punkter de måler. Samt fastpunkter i området. Punkt D, A, og B er målt siden juli 2012. Punkt C ble påstartet i august 2012. Punkter bak overløpet med oppstart måling i april 2013 foreligger det ingen tegninger av.



## **B Bygging av Checrasdammen**

I dette vedlegget finnes bakgrunnsinfo om byggeprosessen til Dam Checras.

### **Innhold i vedlegg**

- Vedlegg B.1 - Bygging av Dam Checras - Sammendrag av byggeprosessen med bilder
- Vedlegg B.2 - Mengdelister Armering for dam og lukeseksjon
- Vedlegg B.3 - Støpevolum dam og lukeseksjon
- Vedlegg B.4 - Femdriftsplan for Dam Checras
- Vedlegg B.5 - Lastforløp ved Dam Checras



## **B.1 Bygging av Dam Checras**

Oversikt over byggearbeidene ved dammen.

Sammendraget er basert på månedlige framdriftsrapporter fra entreprenøren CCH. Utdragene er begrenset til Checrasområdet, tabeller er hentet fra de månedlige rapportene fra CCH, bilder er tatt av kontrollører på anlegget fra Norconsult.

## VEDLEGG

### BYGGING AV DAM CHECRAS

#### Januar 2011

Utgraving, transportering og lagring av elvegrus fra området.

#### Februar 2011

Grunnarbeider for riggområdet - 30% utført  
Plattform for betongblandeanlegg - 90% utført  
Utgravninger for avledningskanal - 20 % utført



*Damstedet 19. januar 2011. Sett fra nedstrøms side.*

#### Mars 2011

Grunnarbeider for riggområdet - 95 % utført  
Plattform for betongblandeanlegg - ble ferdigstilt  
Montering av betongblandeanlegg - 50 % utført  
Utgravninger for avledningskanal - 20 % utført



*Damstedet sett fra venstre side (sett medstrøms) 29. mars 2011.*

#### April 2011

Grunnarbeider for riggområdet - 95 % utført  
Montering av betongblandeanlegg - 90 % utført  
Utgravninger for avledningskanal- 20 % utført  
Anleggelse av tippområde - 90 % utført  
Omlegging av veien gjennom området - 35 % utført

#### Mai 2011

Grunnarbeider for riggområdet - ferdigstilt  
Montering av betongblandeanlegg - 90 % utført  
Utgravninger for avledningskanal- 20 % utført  
Anleggelse av tippområde - ferdigstilt  
Omlegging av veien gjennom området - 35 % utført



## Juni 2011

Forsinkelser på grunn av avbrudd og endringer. På høyre side (sett medstrøms) førte flytting og endring av avledningskanal til en forsinkelse på 135 dager. På venstre side (sett medstrøms) hadde påhugg til tunnel og omlegging av vei blitt forsinket med 27 dager.

Betongblandeanlegget ble ferdigstilt

Utgravninger og bygging av fangdam ble påstartet.



*Damsted og betongbladeanlegg 29. juni 2011*

## Juli 2011

Etter flere måneder med tilleggsundersøkelser og ble det denne måneden fremlagt en ny design for Checrasdammen og fundamentet. Entreprenøren kommenterer at endringene i utforming kan være fordelaktig med tanke på byggetiden for dammen.

Arbeidene med omlegging av veien ble gjenoppstartet.



*Damstedet 27. juli 2011*

## August 2011

I løpet av denne måneden ble fangdam og krysningspunkt ferdigstilt. Utgravningene for avledningskanal ble startet opp igjen.



## September 2011

I løpet av denne måneden ble de første permanente konstruksjonene på Checras støpt.

Utgravninger og sikring av overføringsportalen ble ferdigstilt. Det ble gjort forberedelser til støpning av avledningskanal.

*Damstedet sett fra høyre side (medstrøms) den 15. september 2011*

## Oktober 2011

Ved avledningskanal ble det støpt 65% av sålen og 5% av veggene i kulverten. På venstre side (sett medstrøms) ble omleggingen av veien omsider ferdigstilt.



## November 2011

En ny fremdriftsplan blir fremlagt fra entreprenøren. Her anslås det at høyre side (sett medstrøms ) ligger 156 dager etter skjema og 153 dager for venstre side.

*Støping av avledningskanal 24.oktober 2011.*

Byggingen av avledningskanal ble ferdigstilt». Arbeider med utgravninger til overføringskanalen ble påstartet. Det ble også igangsatt arbeider med spunting, og utgravninger.

## Desember 2011

Arbeider med utgravninger og spunting for dam og sandfang. Den nye veien ble åpnet for trafikk.



*Damstedet sett fra venstre side (medstrøms) med avledningskanal og spuntvegg*

## Januar 2012

Områder for pågående arbeid og fremdrift vises på bilder hentet fra månedlig rapport. Hovedaktivitetene i perioden var utgraving, plassering av duk og tilbakefylling i områdene for dam og sandfang.



Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Concrete in Foundation	100%
		Concrete in Walls	87%
2	Desander	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	60%
		Blinding	50%
3	Desander Inlet	Excavation	5%
		Backfilling and Geotextil	5%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Backfilling and Geotextil	90%
		Blinding	80%
		Reinforcement in Foundation	55%
		Concrete in Foundation	50%
5	Dam Area (Main Area)	Excavation	35%
		Backfilling and Geotextil	20%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	68%

Damstedet sett fra venstre side (medstrøms) den 5. januar 2012. Det sees diversion channel og spunting.

## Februar 2012

Hovedaktivitetene for perioden var arbeider i områdene for dam, sandfang og overføringstunnel. Fremgang og arbeid vises i tabell fra månedlig rapport.

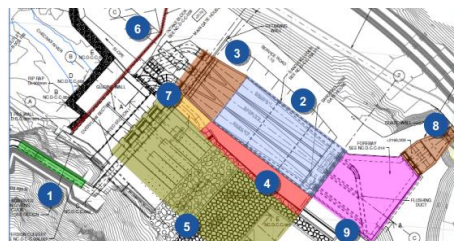


Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Concrete in Walls	100%
		Concrete in Slabs	75%
		Reinforcement in Slabs	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	70%
		Blinding	66%
		Concrete in Foundation	35%
		Reinforcement in Foundation	40%
3	Desander Inlet	Excavation	10%
		Backfilling and Geotextil	10%
		Reinforcement in Walls	10
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	100%
		Concrete in Foundation	100%
		Reinforcement in Wall	70%
5	Dam (Main Area)	Concrete in Wall	25%
		Excavation	75%
		Backfilling and Geotextil	75%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	85%
		Penetration	67%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	70%
		Reinforcement	20%

Damstedet sett fra ventre side (sett medstrøms) den 17. februar 2012. Bildet viser diversion channel, utgravinger, tilbakefylling og spuntvegg.

## Mars 2012

Avledningskanal ble ferdigstilt. I området for dammen ble armering av sålen påstartet. Utgravingene var helt ferdigstil. Kun en liten del av tilbakefyllingsarbeidet gjenstod.



Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	95%
		Blinding	66%
		Reinforcement in Foundation	57%
		Concrete in Foundation	35%
		Reinforcement in inclined slab	66%
		Concrete in inclined slab	35%
3	Desander Inlet	Excavation	45%
		Backfilling and Geotextil	15%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	75%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	95%
		Reinforcement in Slabs	10%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	97%
7	Under Stluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab	50%
		Concrete in slab	50%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	70%
		Backfilling and Geotextil	70%

Damstedet sett fra venstre side (sett medstrøms) den 21. april 2012.

## April 2012

I området for dammen ble arbeidene med spunting og tilbakefylling fullført. Arbeidene fortsatte med armering og støping av sålen.



Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	95%
		Blinding	66%
		Reinforcement in Foundation	60%
		Concrete in Foundation	50%
		Reinforcement in inclined slab	66%
		Concrete in inclined slab	46%
3	Desander Inlet	Excavation	50%
		Backfilling and Geotextil	20%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	87%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	25%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Stluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	70%
		Backfilling and Geotextil	70%

Damstedet den 23. mars 2012

## Mai 2012

I området for dammen ble det fortsatt med armering og utstøping av sålen til dammen. Se tabell og bilde for videre detaljer.



Damstedet sett fra venstre side den 18. mai 2012

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	90%
		Reinforcement in Foundation	70%
		Concrete in Foundation	60%
		Reinforcement in inclined slab	75%
		Concrete in inclined slab	50%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	50%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	70%
		Concrete Slab	60%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

## Juni 2012

Ved damområdet fortsatte arbeidet med armering og utstøping av sålen. Se tabell og bilde for videre detaljer.



Damstedet 24. juni 2012

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	80%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	65%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	70%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	85%
		Concrete Slab	80%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

## Juli 2012

Ny fremdriftsplan blir fremlagt. I følge denne lå man nå 37 dager etter opprinnelig plan på høyre side (sett medstrøms) og 82 dager etter på venstre side.

Målinger av setninger startet den 8.7.2012 foran på sålen foran overløpet.

Arbeidene fortsatte med armering og utstøping av sålen i damområdet, dette nærmet seg nå ferdig. Se tabell for detaljer om annet arbeid.



Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	80%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	65%
		Reinforcement in Walls	85%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	70%
		Blinding	80%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	95%
		Concrete Slab	90%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in Slab 2 <sup>th</sup> Step	40%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

## August 2012

Det meste av støpearbeider foregikk ved dam og lukeseksjonen. Man nådde topp på sålen 2149 moh. Kun seksjonene som skal støpes igjen til slutt var ikke ferdigstilt på sålen. Selve damkonstruksjonen var påbegynt. Veggene til lukene ble støpt opp til 2152 moh.

Se tabell for info om andre arbeider.



Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	80%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	65%
		Reinforcement in Walls	85%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	70%
		Blinding	80%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	95%
		Concrete Slab	90%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in Slab 2 <sup>th</sup> Step	40%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

*Støping og armering av overløpsseksjon den 16. august 2012.*

## September 2012

Det meste av støpearbeidene foregikk også denne måneden i dam og lukeseksjonen. Sandfanget var også kommet langt på vei på dette stadiet.

Se tabell for fremdrift.



*Sandfang den 27.september 2012*

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	80%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	70%
		Reinforcement in Walls	90%
		Concrete in Walls	65%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Concrete in Walls	25%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	100%
		Concrete Slab	95%
		Concrete in Walls Dam	70%
	Concrete in Walls Gates	15%	
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in Slab 2 <sup>th</sup> Step	40%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

## Oktober 2012

Fremdrift og støpearbeider foregikk først og fremst i dam- og lukeseksjonen.



*Stor fremdrift på dam- og lukeseksjonen i oktober. Her fra den 15. oktober 2012.*

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	85%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	85%
		Reinforcement in Walls	90%
		Concrete in Walls	70%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Concrete in Walls	25%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	100%
		Concrete Slab	95%
		Concrete in Walls Dam	75%
	Concrete in Walls Gates	40%	
6	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in Slab 2 <sup>th</sup> Step	100%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

## November 2012

I løpet av oktober 2012 foregikk tyngden av arbeidet ved inntak , dam- og lukeseksjon og sandfang. Det ble totalt støpt 2209 m<sup>3</sup> med betong.



Dam og lukeseksjonen den 30. november 2012

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	85%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	85%
		Reinforcement in Walls	90%
3	Desander Inlet	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Concrete in Walls	25%
		Reinforcement in Wall	100%
5	Dam (Main Area)	Concrete in Wall	95%
		Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	100%
		Concrete Slab	95%
		Concrete in Walls Dam	75%
6	Sheet Piles (Dam Area)	Concrete in Walls Gates	70%
		Installation	100%
7	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in Slab 2 <sup>th</sup> Step	100%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%

## Desember 2012

Fremgang denne måneden skjedde hovedsakelig i dam- og lukeseksjonen, samt ved inntaket. Totalt ble det støpt et volum på 1990 m<sup>3</sup> med betong. Ved dam- og lukeseksjonen nådde man en høyde på 2162 moh. den 8. desember 2012.



Dam- og lukeseksjonen den 8. desember 2012.

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Completed	100%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Foundation	90%
		Concrete in Foundation	85%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	85%
		Reinforcement in Walls	90%
3	Desander Inlet	Concrete in Walls	85%
		Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Blinding	100%
		Concrete in Walls	100%
5	Dam (Main Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
6	Dam (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	100%
		Concrete Slab	95%
		Concrete in Walls Dam	75%
		Concrete in Walls Gates	75%
7	Sheet Piles (Dam Area)	Installation	100%
8	Under Sluice zone (Dam Area)	Blinding	100%
		Reinforcement in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in slab 1 <sup>st</sup> Step	100%
		Concrete in Slab 2 <sup>th</sup> Step	100%
9	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%



## Januar 2013

Arbeidene foregikk hovedsakelig i dam- og lukeseksjonen. Totalt ble det støpt 1119 m<sup>3</sup> med betong.



*Dammen sett fra venstre side (medstrøms) i januar 2012.*

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Diversion Channel	100%
		Slope Slab below Channel	40%
		End Channel until Dam	0%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in slab	100%
		Concrete in slab	85%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	85%
		Reinforcement in Walls	90%
3	Intake	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Walls	30%
		Concrete in Walls	20%
4	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
5	Dam and Gates (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	95%
		Concrete Slab	95%
		Concrete in Walls Dam	75%
		Concrete in Walls Gates	80%
8	Inlet Headrace	Excavation	100%
9	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%
		Walls Flushing Channels	70%

## Februar 2013

Arbeidene foregikk hovedsakelig ved sandfang og inntak i denne perioden, men også i dam og lukeseksjonen. Totalt ble det støpt et volum på 3793 m<sup>3</sup>.

25. februar ble arbeid ved anlegget stengt ved en blokkade med personer fra lokalsamfunnet.



*Dam Checras den 24. februar 2012.*

Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Diversion Channel	100%
		Slope Slab below Channel	40%
		End Channel until Dam	0%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in slab	100%
		Concrete in slab	100%
		Reinforcement in inclined slab	85%
		Concrete in inclined slab	85%
		Reinforcement in Walls	90%
3	Desander outlet	Concrete in slab	100%
		Concrete in Walls	60%
4	Intake	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Walls	50%
		Concrete in Walls	40%
5	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Reinforcement in Wall	100%
		Concrete in Wall	95%
6	Dam and Gates (Main Area)	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	95%
		Concrete Slab	95%
		Concrete in Walls Dam	75%
		Concrete in Walls Gates	80%
7	Inlet Headrace	Excavation	100%
8	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%
		Walls Flushing Channels	70%

## Mars 2013

Alt arbeid ble stanset frem stil 26.03.2013. Grunnet blokade av arbeidene fra lokalbefolkning.

## April 2013

Ved Checras ligger man nå 95 dager etter på høyre side (sett medstrøms) og 128 dager etter ved venstre side av dammen (sett medstrøms). Flom på området har hindret arbeidene ytterligere og ressurser og arbeid ble brukt på å reparere bro for kryssing av elven og pukkverket. Noe arbeid ble utført i område for inntak totalt ble 900 m<sup>3</sup> med betong støpt.



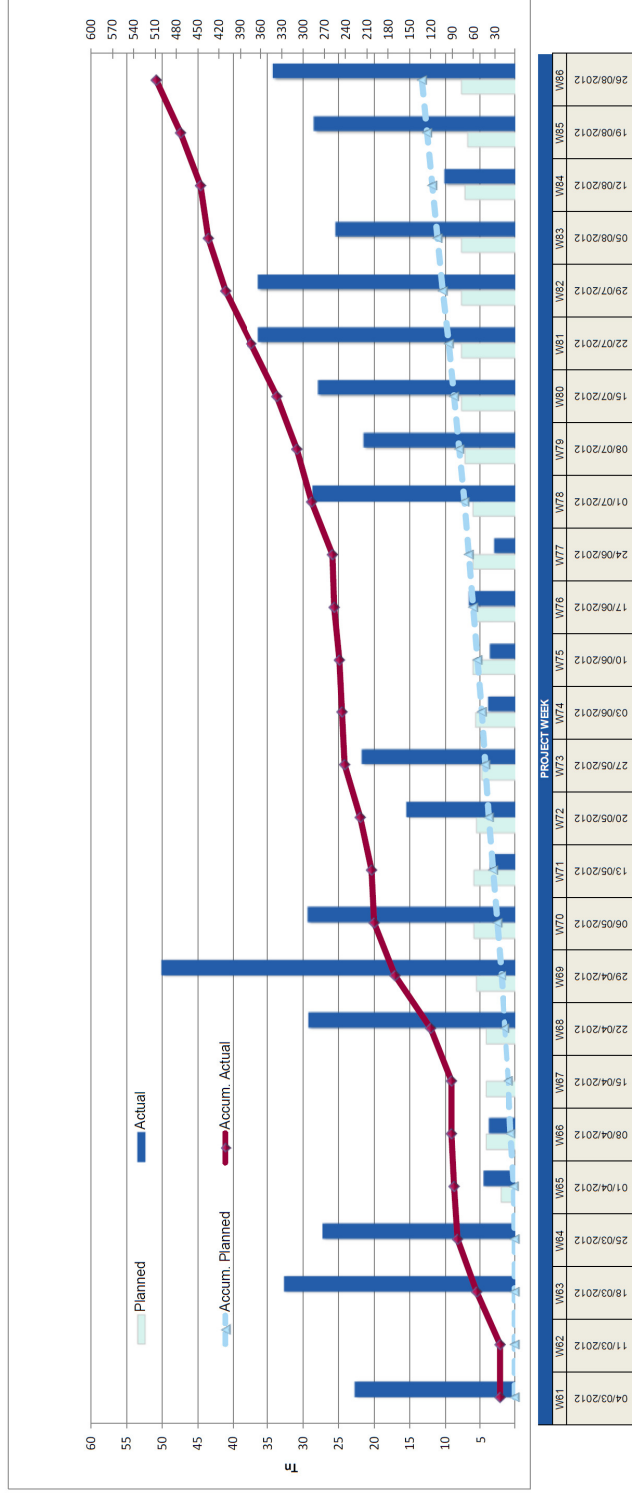
Item	Element	Activity	Progress
1	Transfer Diversion Channel	Diversion Channel	100%
		Slope Slab below Channel	70%
		End Channel until Dam	0%
2	Desander	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in slab	100%
		Concrete in slab	100%
		Reinforcement in inclined slab	100%
		Concrete in inclined slab	100%
		Reinforcement in Walls	90%
3	Desander outlet	Concrete in Walls	85%
		Concrete in slab	100%
4	Intake	Concrete in Walls	70%
		Excavation	100%
5	Downstream Guiding Wall (Dam Area)	Backfilling and Geotextil	100%
		Blinding	100%
		Reinforcement in Walls	65%
		Concrete in Walls	65%
		Reinforcement in Wall	100%
6	Dam and Gates (Main Area)	Concrete in Wall	95%
		Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	100%
		Reinforcement in Slabs	95%
		Concrete Slab	95%
7	Inlet Headrace	Concrete in Walls Dam	75%
		Concrete in Walls Gates	80%
		Excavation	100%
8	Forebay – Flushing Channel	Excavation	100%
		Backfilling and Geotextil	80%
		Walls Flushing Channels	75%

## **B.2 Mengdelister Armering**

Hentet fra månedlige fremdriftsrapporter fra entreprenøren.[12, 13, 14]

- **Curve of Reinforcement Progress Checclas**

**REINFORCEMENT - CH-001 DAM AND GATES**

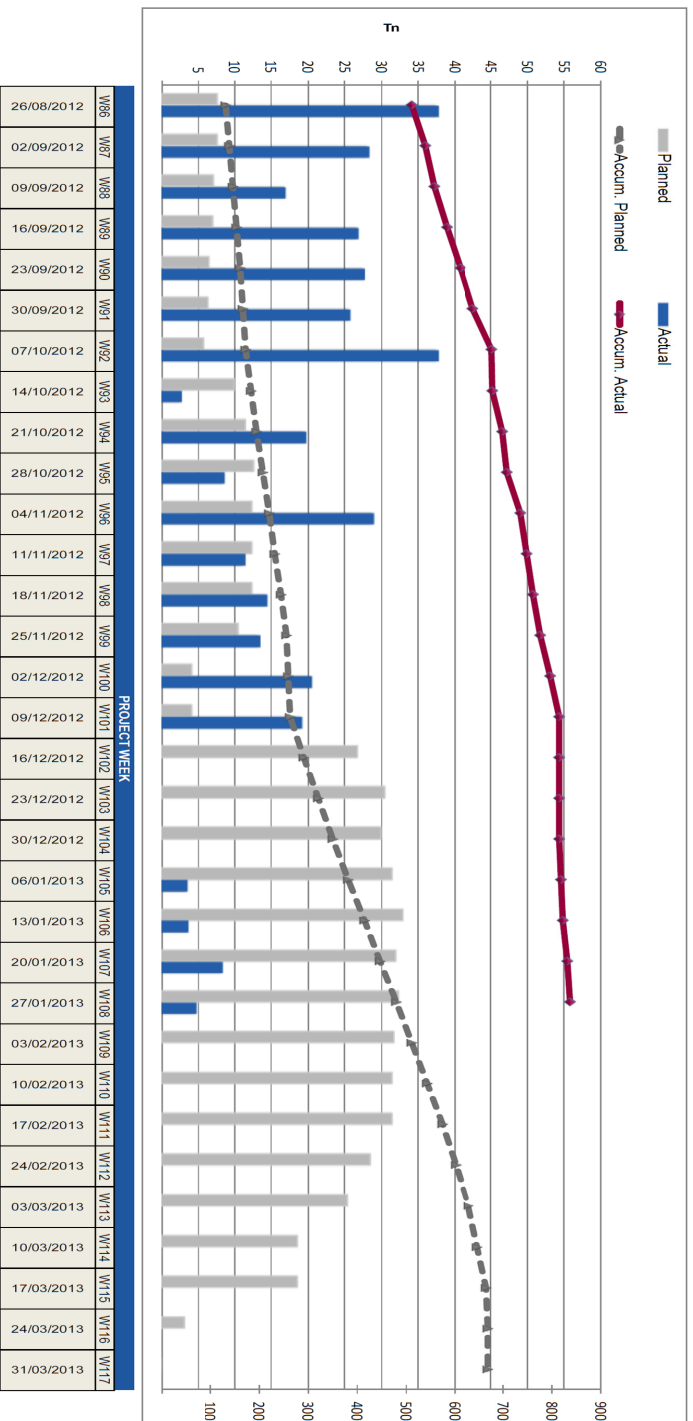


**TOTI PROGRESS**

PLANNED	PARC.	ACUM.
23	23	23
23	46	46
23	69	69
27	96	96
5	101	101
4	105	105
11	116	116
15	131	131
20	151	151
28	179	179
32	211	211
38	249	249
43	292	292
48	340	340
54	394	394
60	454	454
67	521	521
73	594	594
80	674	674
88	762	762
95	857	857
103	960	960
111	1071	1071
118	1189	1189
125	1314	1314
132	1446	1446

• *Curve of Reinforcement Progress Checras*

**REINFORCEMENT - CH-001 DAM AND GATES**



TON PROGRESS		PARC	8	7	7	7	6	6	6	10	12	13	12	12	11	4	4	27	31	30	31	33	32	32	32	31	31	29	19	19	3	
PLANNED	ACTUAL	PARC	132	140	147	154	161	168	173	184	3	9	29	11	15	14	21	19	351	383	416	448	480	512	543	574	603	628	647	666	669	669
CONTROL ADVANCE	ACTUAL	PARC	38	29	17	27	29	38	3	20	707	499	516	517	520	537	552	525	484	464	457	407	394	357								
CONTROL ADVANCE	ACTUAL	PARC	379	400	470	451	470	502	495	503	499	516	516	517	520	537	552	525	484	464	457	407	394	357								



### **B.3 Støpevolum dam- og lukeseksjon**

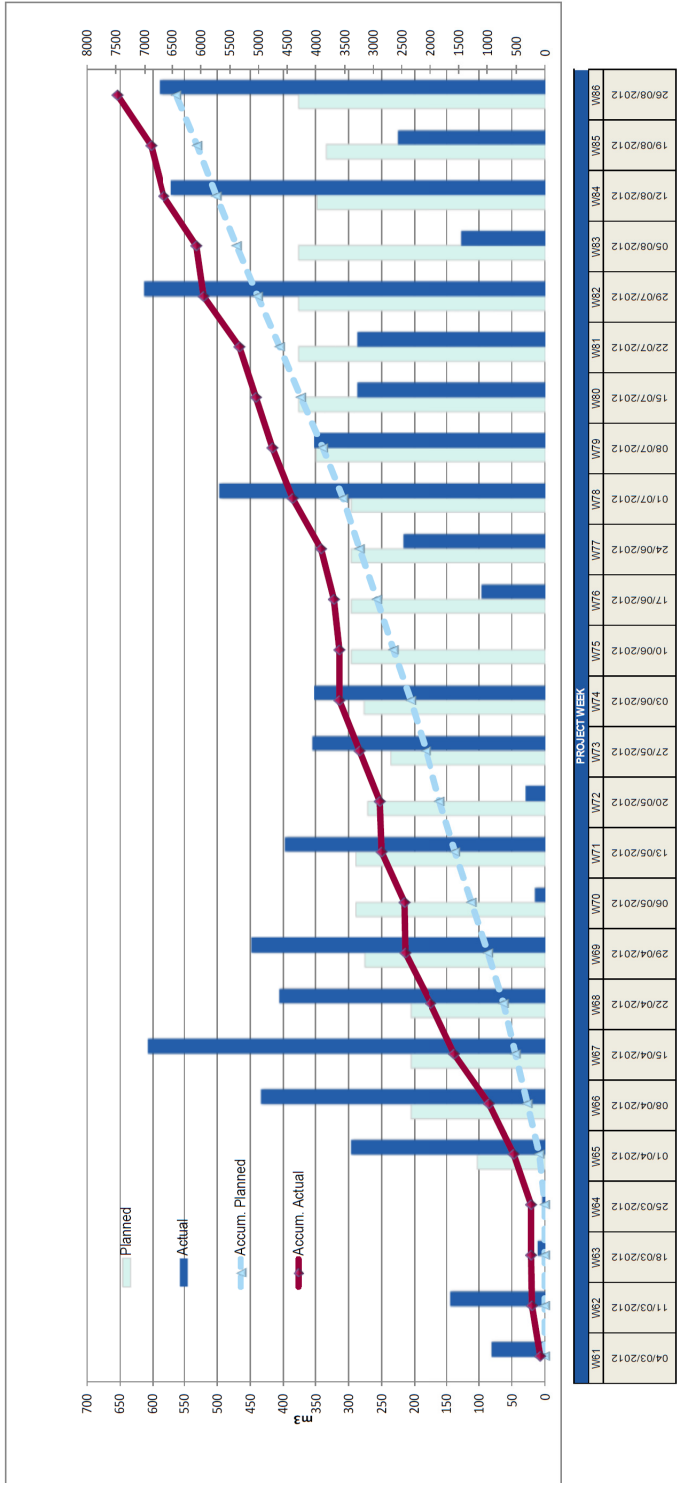
Hentet fra månedlige fremdriftsrapporter til entreprenøren [12, 13, 14]



CHE  
Hydr  
Proje  
  
PE-C  
020  
Montl  
Aug 2  
Page  
07/09  
Index  
Sign .

• **Curve of Concrete Progress Checras**

**RETE - CH-001 DAM AND GATES**



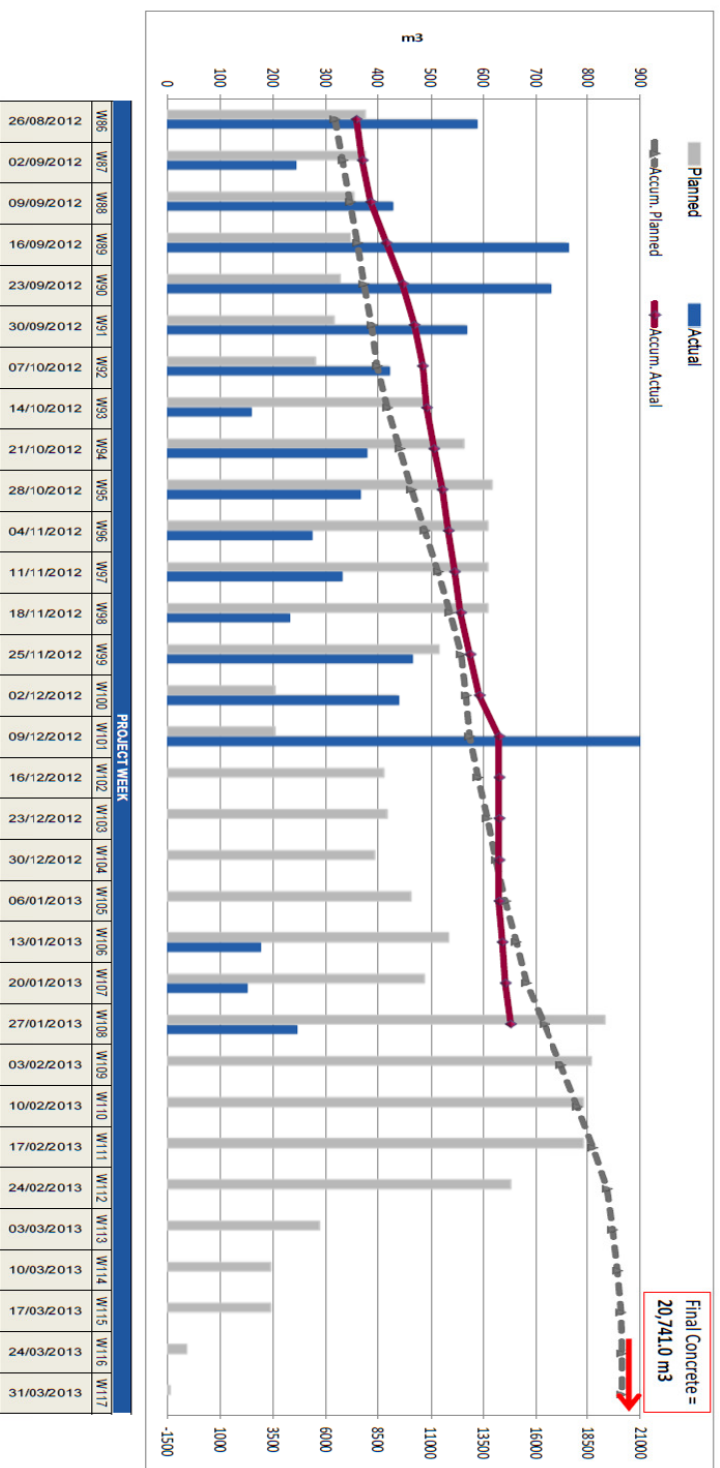
**PERCENTAGE PROGRESS**

PERCENTAGE PROGRESS	W61	W62	W63	W64	W65	W66	W67	W68	W69	W70	W71	W72	W73	W74	W75	W76	W77	W78	W79	W80	W81	W82	W83	W84	W85	W86
PARC.	0	0	0	0	102	205	205	275	289	289	271	236	276	296	296	296	296	349	376	376	376	376	348	334	375	
ACCUM.	0	0	0	0	102	307	512	717	991	1280	1568	1839	2075	2351	2647	2943	3238	3534	3883	4259	4634	5010	5385	5733	6067	6442
PARC.	83	145	12	6	297	434	608	449	17	398	30	357	353	0	98	218	488	354	288	288	614	129	571	227	590	
ACCUM.	83	228	240	246	543	977	1585	1991	2440	2457	2855	2885	3242	3595	3595	3693	3911	4409	4763	5051	5339	5953	6092	6653	6880	7469
ADVANCE	83	228	240	246	441	670	1073	1274	1449	1177	1287	1046	1167	1244	948	750	673	875	880	792	704	943	696	919	813	1027



• *Curve of Concrete Progress Checras*

**CONCRETE - CH-001 DAM AND GATES**

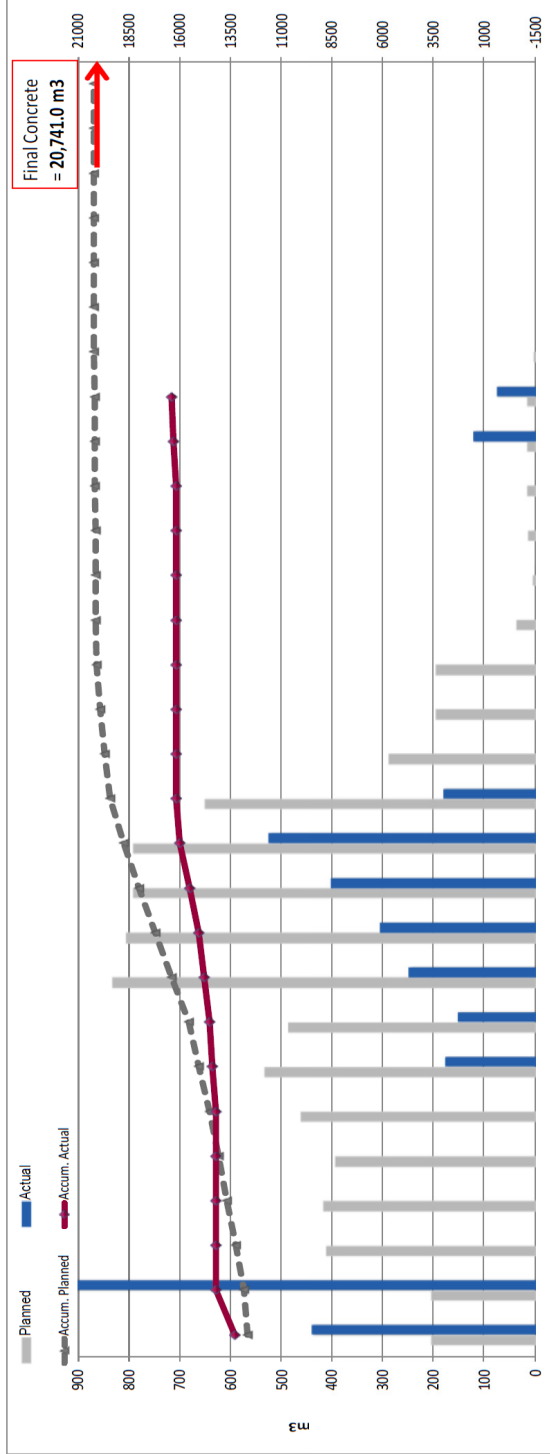


**CUBIC METRE PROGRESS**

PLANNED	PARC	375	375	353	347	326	316	281	491	562	614	607	607	515	205	205	410	416	392	462	532	486	832	805	791	791	651	288	195	195	36	4
ACTUAL	PARC	590	246	430	784	791	970	425	61	979	895	276	332	487	440	911	0	0	0	0	179	154	246									
CONTROL ADVANCE	PARC	1027	898	975	1392	1797	2051	2194	1864	1681	1436	1106	830	456	643	1349	939	523	131	331	-685	-1017	-1601									

- Curve of Concrete Progress Checras

**CONCRETE - CH-001 DAM AND GATES**



		PROJECT WEEK																												
		W100	W101	W102	W103	W104	W105	W106	W107	W108	W109	W110	W111	W112	W113	W114	W115	W116	W117	W118	W119	W120	W121	W122	W123	W124	W125	W126	W127	W128
Planned		900	800	700	600	500	400	300	200	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Actual		900	800	700	600	500	400	300	200	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**CUBIC METRE PROGRESS**

PLANNED	PARC.	205	205	410	416	392	462	552	486	832	805	791	791	651	288	195	195	36	4	14	16	16	16	3	0	0	0	0	0	0
	ACUM.	12848	12853	13263	13679	14071	14533	15065	15551	16383	17188	17979	18769	19420	19708	19903	20098	20134	20138	20152	20168	20184	20200	20202	20202	20202	20202	20202	20202	
ACTUAL	PARC.	440	911	0	0	0	178	154	248	306	403	525	182	0	0	0	0	0	0	0	0	123	77							
	ACUM.	13291	14202	14202	14202	14202	14380	14534	14782	15088	15491	16016	16198	16198	16198	16198	16198	16198	16198	16198	16198	16198	16321	16398						
CONTROL ADVANCE	PARC.	643	1349	939	523	131	-311	-685	-1017	-1601	-2100	-2488	-2753	-3222	-3510	-3705	-3900	-3936	-3940	-3954	-3970	-3863	-3802							

#### **B.4 Fremdriftsplan for Dam- Checras**

Utdrag fra sist oppdaterte fremdriftsplan for Cheves HPP ( fra april 2013), viser arbeidsoperasjoner fremdrift og estimert fremdrift for Dam Checras. Dokumentet er utarbeidet av entreprenøren, CCH.

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
HU.C.L.-100	Transfer Tunnel from Cheeser - Excavation & Initial Rock Support (1 st step)	8/01-Sep-11	07-Dec-11	\$547,056				
HU.C.L.-105	Transfer Tunnel from Cheeser - Final Rock Support (1 st step)	8/01-Oct-11	22-Dec-11	\$71,780				
HU.C.L.-120	Transfer Tunnel from Cheeser - Excavation & Initial Rock Support (2nd Step)	5/40-Sep-11	15-Jun-13	\$4,792,976				
HU.C.L.-130	Transfer Tunnel from Cheeser - Final Rock Support (2nd Step)	5/40-Sep-11	28-Jun-13	\$2,628,288				
HU.C.K.-400	Transfer Tunnel from Cheeser - Final Rock Support (2nd Step)	6/8-Jul-13	11-Jul-13	\$416,700				
HU.C.L.-110	Concrete Slab for Concrete Culvert	10/01-Jul-13	11-Jul-13	\$6,714				
HU.C.L.-115	Transfer Tunnel from Huarua - Excavation & Initial Rock Support	4/30-Sep-11	23-Apr-13	\$016,394				
HU.C.L.-115	Transfer Tunnel from Huarua - Final Rock Support	4/30-Sep-11	10-May-13	\$801,330				
HU.C.K.-130	Concrete Walls for Concrete Culvert	15/12-Jul-13	30-Jul-13	\$73,410				
HU.C.K.-150	Concrete Top for Concrete Culvert	10/31-Jul-13	10-Aug-13	\$34,686				
HU.C.K.-160	Concrete Sides Walls	30/12-Aug-13	14-Sep-13	\$104,568				
HU.C.B.-100	Basfill	20/16-Sep-13	09-Oct-13	\$0				

**CH - CHERAS AREA**

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
CH.R.-110	Spill Area	8/7-Oct-10	31-Jan-11	\$0				
CH.R.-120	Construction of ford	0/16-Nov-10		\$0				
CH.R.-130	Cheeser Quarry	0/15-Nov-10		\$0				
CH.R.-140	Lansara Quarry	0/31-Jan-11		\$0				
CH.R.-150	Transfer Tunnel Outlet Portal	0/16-Nov-10		\$0				
CH.R.-170	Lansara Road (Variant)	0/05-Nov-10		\$0				
CH.R.-180	Cheeser Dam & Intake - Construction	0/31-Jan-11		\$0				
CH.R.-190	HRT Inlet Portal	0/31-Jan-11		\$0				
CH.R.-190	Adit Inlet Portal	0/31-Jan-11		\$0				

**CH - Construction**

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
CH.C.E.-510	Excavation & Rockfill for Desander Inlet	7/23/14-Nov-11	14-Jan-14	\$2,218,049				
CH.C.E.-520	Construction Works - Desander Inlet	7/7/14-Nov-11	08-Mar-12	\$176,636				
CH.C.K.-500	Intake - Concrete Works - Base Slab with Sluice 1 Step	4/5/28-Feb-12	21-Apr-12	\$93,460				
CH.C.K.-570	Intake - Concrete Works - Base Slab with Sluice 2 Step	6/0/18-Aug-12	29-Oct-12	\$83,460				
CH.C.K.-530	Intake - Concrete Works - Walls	7/0/29-Oct-12	07-Feb-13	\$275,977				
CH.C.K.-540	Approach Channel N1	8/1/05-Dec-12	04-Apr-13	\$326,538				
CH.C.K.-550	Approach Channel N2	8/1/17-Jan-13	04-May-13	\$326,538				
CH.C.K.-560	Approach Channel N3	8/1/26-Feb-13	03-Jun-13	\$326,538				
CH.C.B.-570	Basfill Works - Step 1	4/0/17-Apr-13	03-Jun-13	\$173,466				
CH.C.B.-580	Concrete Works - Transfer Connection Tunnel (Desander Inlet)	5/0/23-May-13	19-Jul-13	\$236,274				
CH.C.B.-590	Basfill Works - Step 2	2/5/20-Jul-13	19-Aug-13	\$33,249				
CH.C.B.-605	Construction Works Platform 2170.00m	5/8/20-Aug-13	28-Oct-13	\$28,914				
CH.C.B.-615	Gate House 1 - Construction Works	6/0/20-Aug-13	28-Oct-13	\$12,868				
CH.C.F.-620	Gate House 1 - Finishing Works	6/0/30-Oct-13	14-Jan-14	\$223,803				

**Desander**

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
CH.C.E.-640	Excavation & Rockfill for Desander	7/0/14-Nov-11	09-Feb-13	\$2,489,055				
CH.C.E.-650	Construction Works - Base Slab	1/20/10-Dec-11	02-Aug-12	\$252,281				
CH.C.E.-660	Concrete Works - Wall 1	1/20/10-Dec-11	02-Aug-12	\$233,538				
CH.C.E.-670	Concrete Works - Wall 2	1/20/10-Dec-11	02-Aug-12	\$413,856				
CH.C.E.-680	Concrete Works - Wall 3	1/20/10-Dec-11	02-Aug-12	\$273,896				
CH.C.E.-690	Concrete Works - Wall 4	1/20/10-Dec-11	02-Aug-12	\$273,896				
CH.C.E.-710	Basfill Works - Desander Area	5/0/22-Nov-12	05-Feb-13	\$64,455				

**Headrace Tunnel Inlet**

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
CH.C.E.-720	Soil & Rock Excavation	4/0/22-Mar-12	16-Apr-12	\$39,278				
CH.C.E.-770	Rock Support	1/20/07-May-13	10-May-12	\$14,063				
CH.C.K.-780	Concrete Works - Walls & Decks	1/15/16-Jul-13	29-Nov-13	\$1,460				
CH.C.K.-790	Concrete Works - Sloppigs & Trash rack Structure	1/15/16-Jul-13	29-Nov-13	\$1,460				

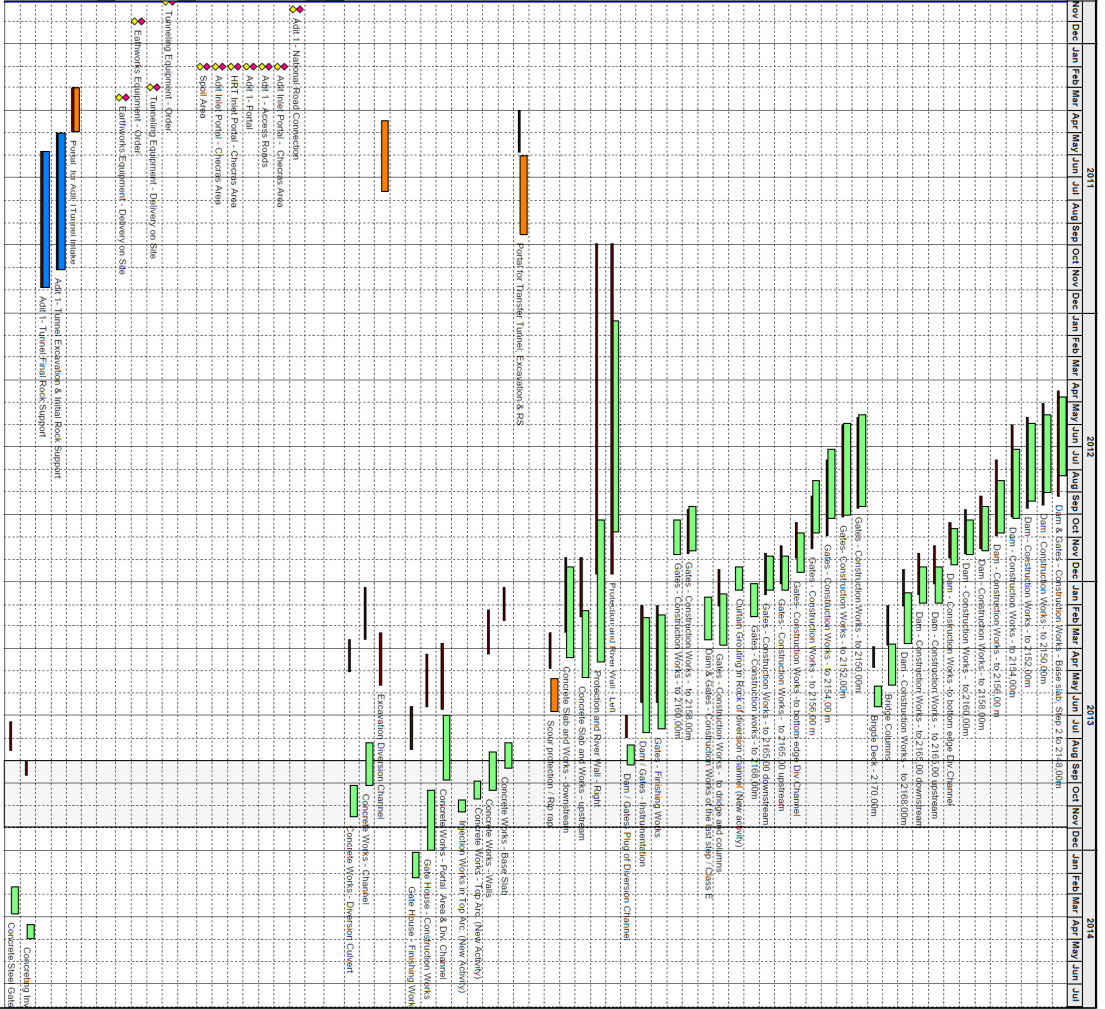
**Flushing Channel**

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
CH.C.E.-680	Earthworks for Flushing Channel	5/0/28-Feb-12	27-Apr-12	\$33,800				
CH.C.K.-710	Concrete Works - Slab	6/5/18-May-13	02-Aug-13	\$6,152				
CH.C.K.-720	Concrete Works - Walls	6/5/22-Jun-13	08-Sep-13	\$6,152				
CH.C.K.-730	Concrete in Flushing Channel	6/6/09-Feb-13	04-May-13	\$110,878				
CH.C.K.-735	Concrete Works - Operation Platform	6/0/21-Mar-13	01-Jun-13	\$14,286				
CH.C.K.-740	Gate House 2 - Concrete Works	6/0/06-May-13	13-Jul-13	\$8,774				
CH.C.F.-750	Gate House 2 - Finishing Works	5/0/15-Jul-13	11-Sep-13	\$1,533				

**Cheeser Dam Area**

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	2011	2012	2013	2014
CH.C.E.-215	Preparation Sheet Pile trench	3/0/26-Nov-11	08-Sep-13	\$12,483,906				
CH.C.V.-220	Sheet Piling	7/5/02-Dec-11	22-Mar-12	\$31,905				
CH.C.V.-230	Curtain Grouting	3/0/03-Sep-12	08-Oct-12	\$945,781				
CH.C.E.-240	Main Excavation	7/0/05-Jun-12	11-Apr-12	\$640,504				
CH.C.B.-250	Geotextile	5/5/04-Feb-12	17-Apr-12	\$96,158				
CH.C.B.-260	Compacted Backfill	7/5/13-Jun-12	23-May-12	\$594,440				
CH.C.V.-300	Construction Cheeser Dam & Flushing Gates	2/8/12-Mar-12	25-Mar-13	\$0				
CH.C.V.-270	Dam & Gates - Construction Works - Base slab, Step 1 to 2146.50m	4/0/29-Mar-12	17-Mar-12	\$250,115				

Activity ID	Activity Name	Original Start	Finish	Budgeted	No/	Y	F	M	A	M	J	J	S	O	N	D	2012	2013	2014
		Duration		Cost	Cost														
CH C-K-280	Dam & Gates - Construction Works - Base slab, Slap 2 to 2148.00m	90 24-Apr-12	08-Apr-12	\$410,159															
CH C-K-290	Dam - Construction Works - to 2150.00m	90 30-Mar-12	01-Sep-12	\$476,159															
CH C-K-310	Dam - Construction Works - to 2152.00m	80 04-Jul-12	13-Sep-12	\$628,461															
CH C-K-320	Dam - Construction Works - to 2154.00m	80 04-Jul-12	06-Oct-12	\$628,461															
CH C-K-330	Dam - Construction Works - to 2156.00 m	60 16-Aug-12	25-Oct-12	\$599,860															
CH C-K-340	Dam - Construction Works - to 2158.00m	50 20-Sep-12	18-Nov-12	\$480,612															
CH C-K-350	Dam - Construction Works - to 2160.00m	40 09-Oct-12	24-Nov-12	\$460,612															
CH C-K-360	Dam - Construction Works - to bottom edge Div Channel	40 20-Oct-12	08-Dec-12	\$415,101															
CH C-K-370	Dam - Construction Works - to 2165.00 upstream	30 11-Dec-12	29-Jan-13	\$413,039															
CH C-K-380	Dam - Construction Works - to 2165.00 downstream	30 11-Dec-12	29-Jan-13	\$380,414															
CH C-K-390	Dam - Construction Works - to 2168.00m	51 15-Jan-13	25-Mar-13	\$231,649															
CH C-K-410	Bridge Columns	46 28-Mar-13	21-May-13	\$81,023															
CH C-K-420	Bridge Deck - 2170.00m	24 22-May-13	18-Jun-13	\$234,298															
CH C-K-430	Gates - Construction Works - to 2150.00m	105 18-May-12	19-Sep-12	\$355,151															
CH C-K-440	Gates - Construction Works - to 2152.00m	105 30-May-12	01-Oct-12	\$233,642															
CH C-K-450	Gates - Construction Works - to 2154.00 m	80 04-Jul-12	06-Oct-12	\$272,252															
CH C-K-460	Gates - Construction Works - to 2156.00 m	60 16-Aug-12	25-Oct-12	\$628,661															
CH C-K-470	Gates - Construction Works - to bottom edge Div Channel	40 20-Oct-12	18-Dec-12	\$302,457															
CH C-K-480	Gates - Construction Works - to 2160.00 upstream	30 20-Nov-12	12-Jan-13	\$260,722															
CH C-K-490	Gates - Construction Works - to 2165.00 downstream	30 02-Jan-13	16-Feb-13	\$260,722															
CH C-K-500	Current Grouting in Rock of diversion channel (New activity)	25 11-Dec-12	12-Jan-13	\$243,820															
CH C-K-510	Dam & Gates - Construction Works of the last step / Class E	51 17-Jan-13	27-Mar-13	\$193,001															
CH C-K-520	Dam & Gates - Construction Works of the last step / Class E	50 20-Sep-12	10-Nov-12	\$180,252															
CH C-K-530	Gates - Construction Works - to 2160.00m	40 09-Oct-12	24-Nov-12	\$182,200															
CH C-K-540	Gates - Construction Works - to 2162.00m	131 14-Feb-13	10-Jul-13	\$147,254															
CH C-K-550	Dam - Gates - Resurmentation	23 16-Feb-13	23-Apr-13	\$250,697															
CH C-K-560	Dam - Gates - Plug of Diversion Channel	28 10-Aug-13	04-Sep-13	\$214,416															
CH C-K-570	Protection and River Work - Right	141 09-Oct-12	19-Apr-13	\$714,601															
CH C-K-580	Concrete Sills and Works - upstream	71 09-Feb-13	10-Jun-13	\$171,649															
CH C-K-590	Concrete Sills and Works - downstream	86 11-Dec-12	13-Apr-13	\$253,538															
CH C-E-490	Scour protection / Rip rap	40 11-May-13	25-Jun-13	\$300,785															
<b>Transfer Tunnel Outlet</b>																			
CH C-E-110	Partial for Transfer Tunnel Extension & RS	962 01-Jun-11	06-Feb-14	\$631,620															
CH C-K-130	Concrete Works - Base Slab	30 07-Aug-13	10-Sep-13	\$117,272															
CH C-K-140	Concrete Works - Walls	45 19-Aug-13	10-Oct-13	\$79,385															
CH C-K-160	Concrete Works - Top Arc (New Activity)	20 28-Sep-13	22-Oct-13	\$0															
CH C-K-170	Injection Works in Top Arc (New Activity)	15 23-Oct-13	09-Nov-13	\$0															
CH C-K-120	Concrete Works - Portal Area & Div Channel	75 01-Jul-13	28-Sep-13	\$160,322															
CH C-K-150	Gate House - Construction Works	60 11-Oct-13	31-Dec-13	\$105,344															
CH C-F-160	Gate House - Finishing Works	30 02-Jan-14	06-Feb-14	\$125,938															
<b>Transfer Connection Channel</b>																			
CH C-E-170	Excavation Diversion Channel	846 15-Apr-11	15-Nov-13	\$343,685															
CH C-E-180	Concrete Works - Channel	80 15-Apr-11	20-Jun-11	\$11,306															
CH C-K-190	Concrete Works - Diversion Culvert	50 07-Aug-13	03-Oct-13	\$97,697															
CH C-K-190	Concrete Works - Diversion Culvert	35 04-Oct-13	15-Nov-13	\$235,282															
<b>HR - HEADRAGE and ADIT 1</b>																			
HR C-C-120	Adit 1 - National Road Construction	77 15-Nov-10	31-Jan-11	\$0															
HR C-C-110	Adit 1 - Access Roads	0 15-Nov-10	0 31-Jan-11	\$0															
HR C-C-140	Adit 1 - Portal	0 31-Jan-11	0 31-Jan-11	\$0															
HR C-C-160	HRT Inlet Portal - Cheves Area	0 31-Jan-11	0 31-Jan-11	\$0															
HR C-C-170	Adit Inlet Portal - Cheves Area	0 31-Jan-11	0 31-Jan-11	\$0															
HR C-C-190	Spill Area	131 02-Nov-10	14-Mar-11	\$0															
<b>HR - Procurement</b>																			
HR P-C-110	Turning Equipment - Older	0 04-Nov-10	28-Feb-11	\$0															
HR P-C-120	Turning Equipment - Delivery on Site	0 01-Dec-10	14-Mar-11	\$0															
HR P-C-130	Earthworks Equipment - Older	0	0	\$0															
HR P-C-140	Earthworks Equipment - Delivery on Site	1159 02-Mar-11	30-Apr-14	\$42,512,299															
<b>Adit 1</b>																			
HR C-C-310	Portal for Adit 1 Tunnel Works	1159 02-Mar-11	30-Apr-14	\$3,565,913															
HR C-C-320	Adit 1 - Tunnel Extension & Tunnel Rock Support	181 02-May-11	02-Nov-11	\$2,483,331															
HR C-C-330	Adit 1 - Tunnel Final Rock Support	181 27-May-11	27-Nov-11	\$3,651,651															
HR C-C-330	Consolidating Inlet Adit 1 (0.3% working level)	20 11-Apr-14	30-Apr-14	\$303,467															
HR C-K-340	Concrete Slab Gate Adit 1	37 19-Feb-14	27-Mar-14	\$29,549															



PE-CHP\_LST\_PL-207\_Update-Detailed-Time-Schedule\_02\_20130314\_JDZ

09-Apr-13

Page 6 of 15

CONSTRUCTORA CHEVES

CHEVES HYDROPOWER PROJECT

CONTRACT C - CIVIL WORKS

BASELINE PROGRAMME -UPDATE

Date	Revision	Checked	Approved
21-Dec-10	Base Plan	DNK	
25-Apr-11	Detailed Program Approved	JDZ	
18-May-12	Overall Program	JDZ	NPE
14-Mar-13	Update Detailed Program for Ap...	JDZ	

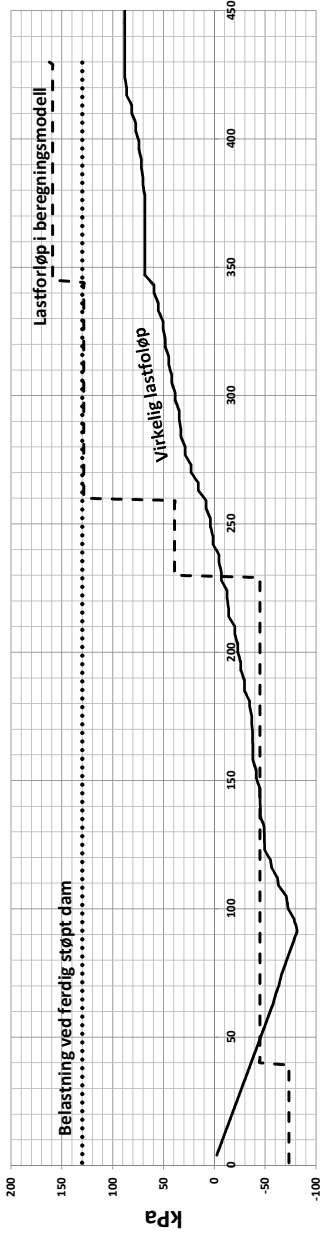


## **B.5 Lastforløp ved Dam Checras**

Beregninger for virkelig lastforløp ved Dam Checras og sammenligning med data lagt til grunn i beregningsmodell.

## Lastforløp i byggetiden

### Lastforløp på damsted



### Dager etter byggestart

Dato	Tid	Betong		Armering		Utgraving		Tilbakefylling		Total akkumulert t last [kN]	Spennings endring [kPa]	Lastforløp i beregninger		
		Volum støpt dam og lukesejjon [m³]	Akkumulert last fra betong [kN]	Armering [kg]	Akkumulert last fra armering [kN]	Volum [m³]	Akkumulert last [kN]	Volum [m³]	Akkumulert t-last [kN]			Utgraving [kPa]	Tilbakefylling [kPa]	Dam [kPa]
01-jan-12	1,00	0	0	0	0	161	-3228	40	931	-2297	-0,9	-73	-73	130
02-jan-12	2,00	0	0	323	-6456	81	-1656	81	1861	-4595	-1,9	-73	-73	130
03-jan-12	3,00	0	484	-9684	121	-2436	-484	121	2792	-6892	-2,8	-73	-73	130
04-jan-12	4,00	0	646	-12913	162	-3242	-646	162	3723	-9190	-3,8	-73	-73	130
05-jan-12	5,00	0	807	-16141	202	-4048	-807	202	4653	-11487	-4,7	-73	-73	130
06-jan-12	6,00	0	968	-19369	243	-4854	-968	243	5584	-13785	-5,6	-73	-73	130
07-jan-12	7,00	0	1130	-22597	283	-5660	-1130	283	6515	-16082	-6,6	-73	-73	130
08-jan-12	8,00	0	1291	-25825	324	-6466	-1291	324	7445	-18380	-7,5	-73	-73	130
09-jan-12	9,00	0	1453	-29053	364	-7272	-1453	364	8376	-20677	-8,4	-73	-73	130
10-jan-12	10,00	0	1614	-32281	405	-8078	-1614	405	9306	-22975	-9,4	-73	-73	130
11-jan-12	11,00	0	1775	-35509	445	-8884	-1775	445	10237	-25272	-10,3	-73	-73	130
12-jan-12	12,00	0	1937	-38738	486	-9690	-1937	486	11168	-27570	-11,3	-73	-73	130
13-jan-12	13,00	0	2098	-41966	526	-10496	-2098	526	12098	-29867	-12,2	-73	-73	130
14-jan-12	14,00	0	2260	-45194	566	-11302	-2260	566	13029	-32165	-13,1	-73	-73	130
15-jan-12	15,00	0	2421	-48422	607	-12108	-2421	607	13960	-34462	-14,1	-73	-73	130
16-jan-12	16,00	0	2583	-51650	647	-12914	-2583	647	14890	-36760	-15,0	-73	-73	130
17-jan-12	17,00	0	2744	-54878	688	-13720	-2744	688	15821	-39057	-16,0	-73	-73	130
18-jan-12	18,00	0	2905	-58106	728	-14526	-2905	728	16752	-41355	-16,9	-73	-73	130
19-jan-12	19,00	0	3067	-61335	769	-15332	-3067	769	17682	-43652	-17,8	-73	-73	130
20-jan-12	20,00	0	3228	-64563	809	-16138	-3228	809	18613	-45950	-18,8	-73	-73	130
21-jan-12	21,00	0	3389	-67791	850	-16944	-3389	850	19544	-48247	-19,7	-73	-73	130
22-jan-12	22,00	0	3550	-71019	890	-17750	-3550	890	20475	-50545	-20,6	-73	-73	130
23-jan-12	23,00	0	3711	-74247	931	-18556	-3711	931	21405	-52842	-21,6	-73	-73	130
24-jan-12	24,00	0	3872	-77475	971	-19362	-3872	971	22335	-55140	-22,5	-73	-73	130
25-jan-12	25,00	0	4033	-80703	1012	-20168	-4033	1012	23265	-57437	-23,5	-73	-73	130
26-jan-12	26,00	0	4194	-83931	1052	-20974	-4194	1052	24195	-59735	-24,4	-73	-73	130
27-jan-12	27,00	0	4355	-87160	1092	-21780	-4355	1092	25125	-62032	-25,3	-73	-73	130
28-jan-12	28,00	0	4516	-90388	1133	-22586	-4516	1133	26055	-64330	-26,3	-73	-73	130

2448

14688

20

23760

4896

23

24



## C Grunnundersøkelser

### Innhold

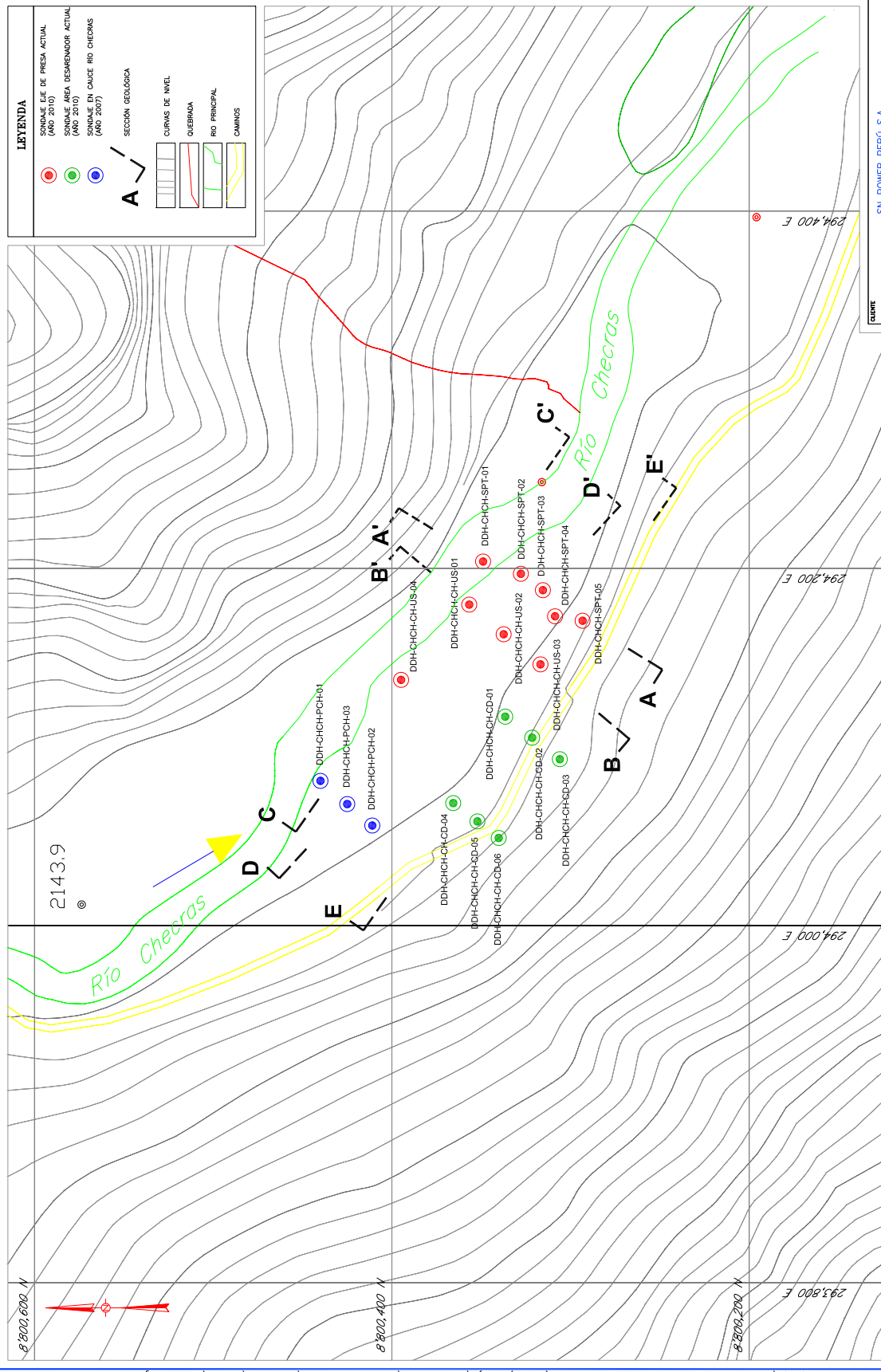
- Vedlegg C.1 - Oversikt over grunnundersøkelser - viser plasseringer for grunnundersøkelser i 2006/2007 og 2010
- Vedlegg C.3- Oversikt over grunnundersøkelser ikke tatt med i selve oppgaveteksten
- Vedlegg C.4 - bilder av kjerneprøver fra 2006



## **C.1 Oversikt over grunnundersøkelser**

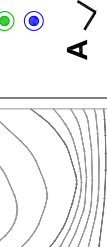
Oversiktstegning som viser plasseringer for grunnundersøkelser i 2006/2007 og 2010. Tegningen viser også plassering for lengdesnitt i dalen som viser lagdelingen til massene.

En modifisert utgave med norsk tekst vises i figur 17.



**LEYENDA**

SONDAJE DE PRESA ACTUAL (AÑO 2010)  
 SONDAJE DE PRESA DESARROLLADA ACTUAL (AÑO 2010)  
 SONDAJE EN CAUCE RIO CHECRAS (AÑO 2007)  
 SECCIÓN GEOLOGICA



CLIENTE: SN POWER PERÚ S.A.

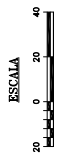
PROYECTO: INVESTIGACIÓN COMPLEMENTARIA PARA EL PROYECTO CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHECRAS

TÍTULO: UBICACION SONDAJES SECTOR PRESA Y DESARROLLADOR - CHECRAS

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN
1		
2		
3		
4		
5		

DISEÑADO POR: A.A.P. REVISADO POR: C.V.C. LÁMINA No.: LAMINA 2. REV. 0  
 DIBUJADO POR: A.A.A.P. APROBACIÓN CLIENTE: APROB.

JByA  
 Julio Bustamante y Asociados EIRL



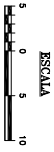
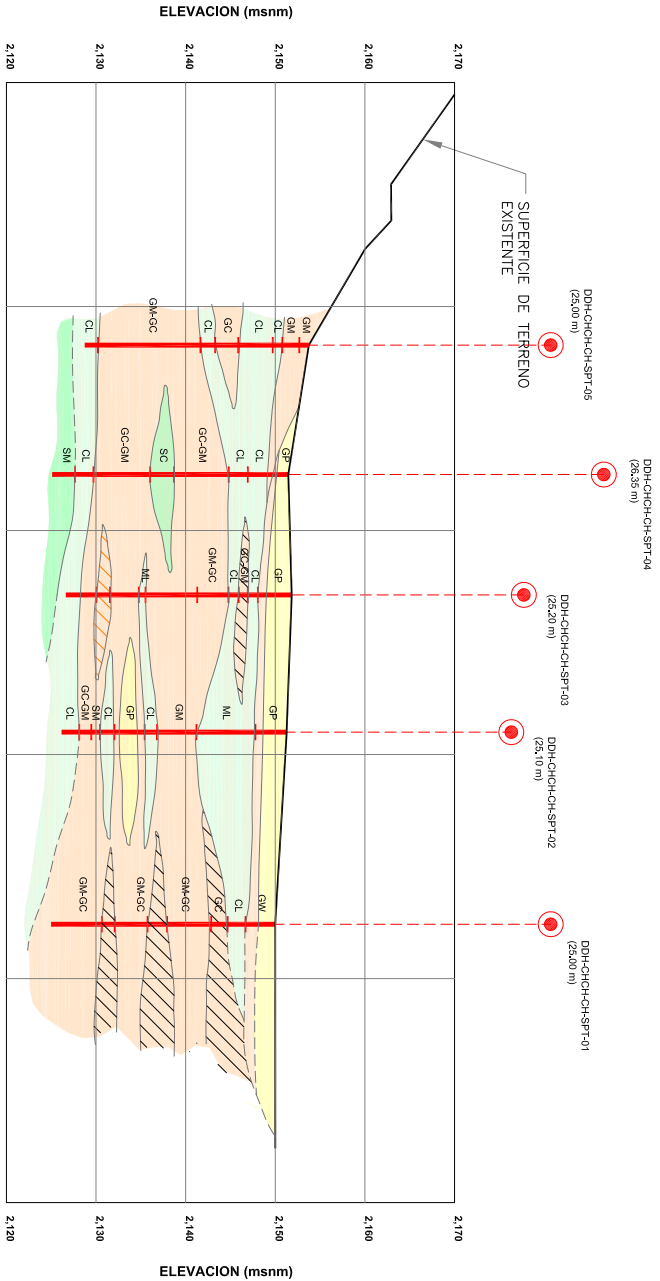
**NOTA:**

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS, EXCEPTO OTRA INDICACIÓN.
2. LAS COORDENADAS SON DEL SISTEMA DE COORDENADAS UTM 18S.
3. PLANO EN SISTEMA DE COORDENADAS UTM 18S/86

## C.2 Geotekniske profiler

Viser de geotekniske profilene/snittende inntegnet på vedlegg C.1. Hentet fra SN Power og Norconsult.

- Snitt A-A oppstrøms dam-aksen [40]
- Snitt B-B ved dam-aksen[40]
- Snitt C-C lengdesnitt gjennom dalbunnen - høyre side[40]
- Snitt D-D lengdesnitt gjennom dalbunnen - midten av dalen[40]
- Snitt E-E lengdesnitt gjennom dalbunnen - venstre side[40]
- Oversikt-bilde over plassering for tilleggsundersøkelser [22]



- SONDAJE EJE DE PRESA ACTUAL (AÑO 2010)
- SONDAJE AREA DESARROLLO ACTUAL (AÑO 2010)
- SONDAJE EN CAUCE RIO CHECRAS (AÑO 2007)

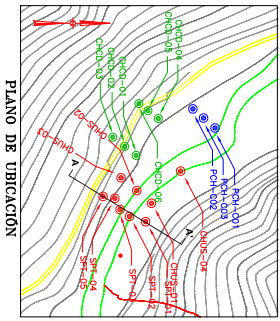
- GAMA ARENO LIMOSA (GP-SM)
- ARCILLA V/O ARCILLA LIMOSA (CL)
- ARENA LIMOSA V/O ARENA ARCILLOSA (SM-S)
- MEZCLA DE GAMA ARCILLOSA V/O LIMOSA (GM-G)
- ZONA DE BLOQUES EN MANTO GAMA ARCILLOSA V/O LIMOSA (GM-0)

**NOTA:**

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADOS EN METROS, EXCEPTO OTRA INDICACION.

2. BRAC DE PRESA PARA RECONOCER POR 90º EN CASO.

3. TITULO EN SISTEMA DE COORDENADAS UTM CHECRAS

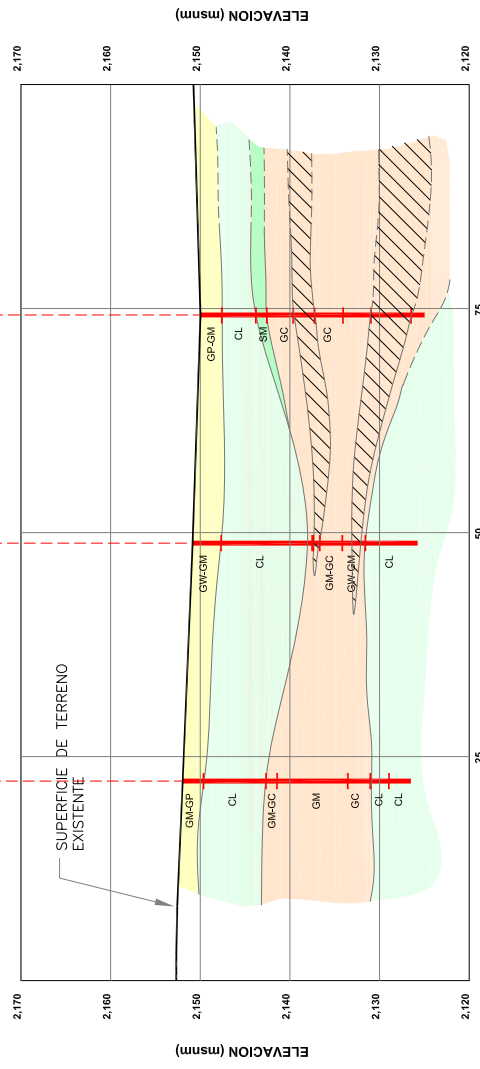
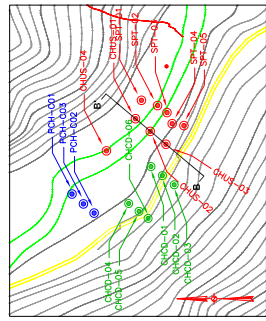


REV.	ESCALA	DESCRIPCION
1		
2		
3		
4		
5		

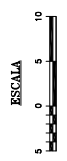
CLIENTE		SN POWER PERU S.A.	
PROYECTO		INVESTIGACION COMPLEMENTARIA PARA EL PROYECTO CENTRAL HIDROELECTRICA CHECRAS	
TITULO		SECCION GEOLÓGICA A - A'	
PREPAREDADO POR	A.A.P.	REVISADO POR	C.V.C.
ELABORADO POR	A.A.P.	APROBADO POR	AMORIS
LÁMINA No.		LÁMINA 2.1.	
REV.	0		

**JB\YA**  
Unión Bustamante y Asociados EIRL





SECCIÓN GEOLÓGICA B - B'



- GRANA ARENO LIMOSA (GP-GM)
  - ARCILLA Y/O ARCILLA LIMOSA (CL)
  - ARENA LIMOSA Y/O ARENA ARCILLOSA (SM)
  - MEZCLA DE GRANA ARCILLOSA Y/O LIMOSA (GM-GC)
  - ZONA DE BLOQUES EN MATRIZ GRANA ARCILLOSA Y/O LIMOSA (GM-GC)
- SONDAJE EJE DE PRESA ACTUAL (AÑO 2010)
  - SONDAJE AREA DESMENDADOR ACTUAL (AÑO 2010)
  - SONDAJE EN CAUCE RIO CHECHAS (AÑO 2007)

**NOTA:**

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS, EXCEPTO OTRA INDICACION.
2. PLAN EN SISTEMA DE COORDENADAS UTM 75K66
3. PLAN EN SISTEMA DE COORDENADAS UTM 75K66

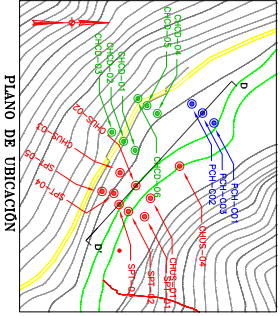
REV.	FECHA	DESCRIPCION
1		
2		
3		
4		
5		

**JBYA**  
Julio Bustamante y Asociados EIRL

CLIENTE		SN POWER PERÚ S.A.	
PROYECTO		INVESTIGACION COMPLEMENTARIA PARA EL PROYECTO CENTRAL HIDROELECTRICA CHECHES	
<b>SECCIÓN GEOLÓGICA B - B'</b>			
<b>PRESA CHECRAS</b>			
DESIGNADO POR	A.A.P.	REVISADO POR	C.V.C.
DIBUJADO POR	A.A.A.P.	APROBACION CLIENTE	APROR.
LÁMINA No.			LÁMINA 2.2.
REV.			0

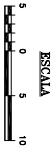






**PLANO DE UBICACION**

NOTA:  
 1. Los puntos de muestreo están marcados en amarillo, excepto otros indicados.  
 2. Los puntos de muestreo están marcados en verde y rojo.  
 3. Plano en sistema de coordenadas UTM Pseudo



**ESCALA**

5 0 5 10

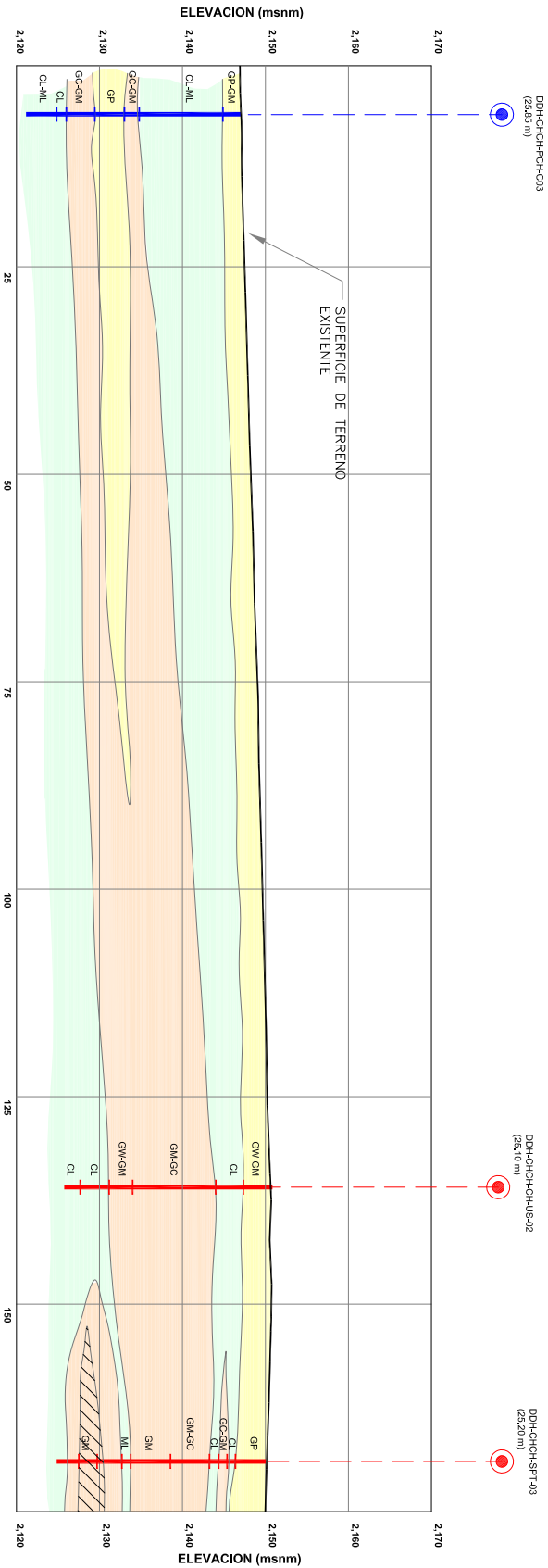
SONDAJE EJE DE PRESA ACTUAL (AÑO 2010)  
 SONDAJE AREA DESARROLLO ACTUAL (AÑO 2010)  
 SONDAJE EN CAUCE RIO CHECHAS (AÑO 2007)

GWMA ARENO LIMOSA (GP-GM)  
 ARECILLA Y/O ARECILLA LIMOSA (CA)  
 MEZCLA DE GWMA ARECILOSA Y/O LIMOSA (GA-GS)  
 ZONA DE BLOQUES EN MANTIZ GWMA ARECILOSA Y/O LIMOSA (GA-BO)

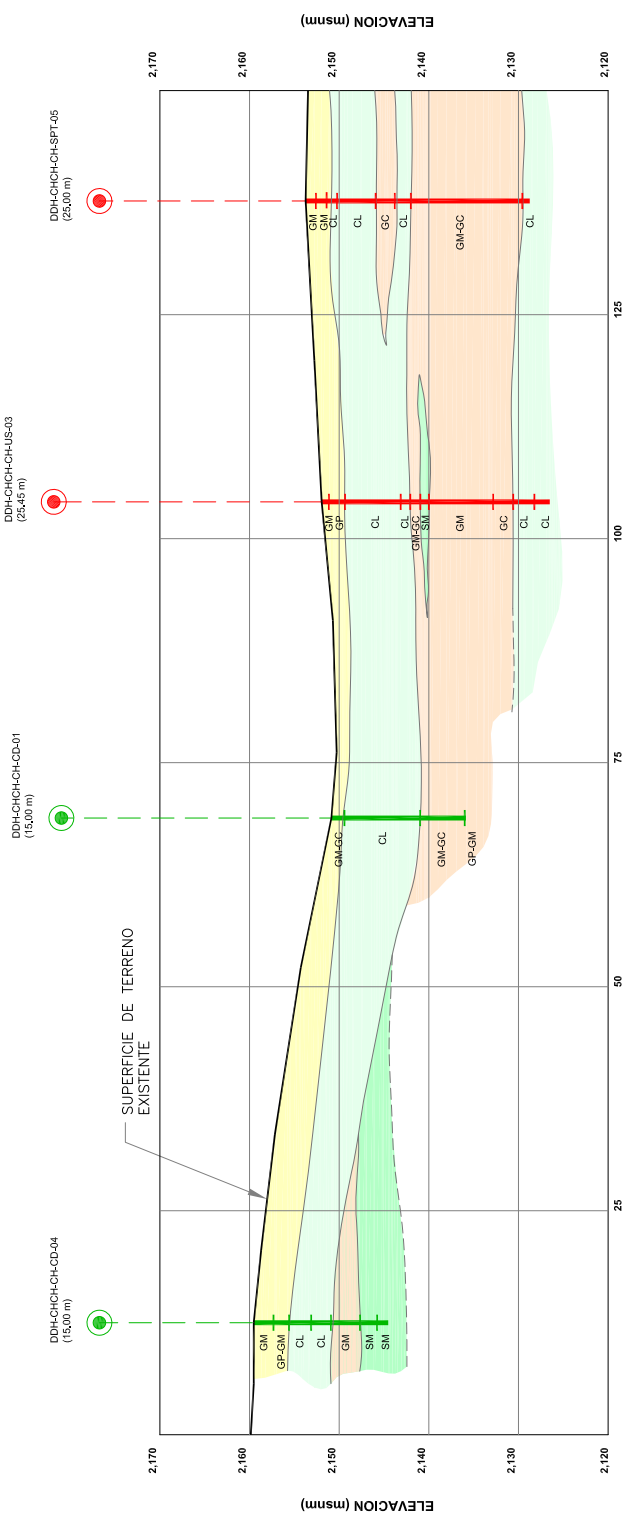
REV.	FECHA	DESCRIPCION
1		
2		
3		
4		
5		

**JBYA**  
 Ingenieros, Arquitectos y Asociados EIRL

CLIENTE	PROYECTO	TITULO	ESTADISTICO POR A.A.P.	PRELIMINAR POR A.A.P.	PRELIMINAR CLIENTE	C.V.C.	LAMINA No.	REV.
SN POWER PERU S.A.	INVESTIGACION COMPLEMENTARIA PARA EL PROYECTO CENTRAL HIDROELECTRICA CHECHAS	SECCIONES GEOLOGICAS D - D'					LAMINA 2.4.	0



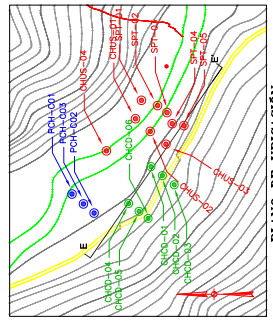
**SECCION GEOLOGICA D - D'**



**SECCIÓN GEOLÓGICA E - E'**



- SONDAJE EJE DE PRESA ACTUAL (AÑO 2010)
- SONDAJE ÁREA DESARENADOR ACTUAL (AÑO 2010)
- SONDAJE EN CAUCE RÍO CHEVES (AÑO 2007)
- GRAMA ARENO LIMSA (GP-GM)
- ARCILLA Y/O ARELLA LIMSA (CL)
- ARENA LIMSA Y/O ARENA ARCILLOSA (SC-CL)
- MEZCLA DE GRAMA ARCILLOSA Y/O LIMSA (GM-GC)

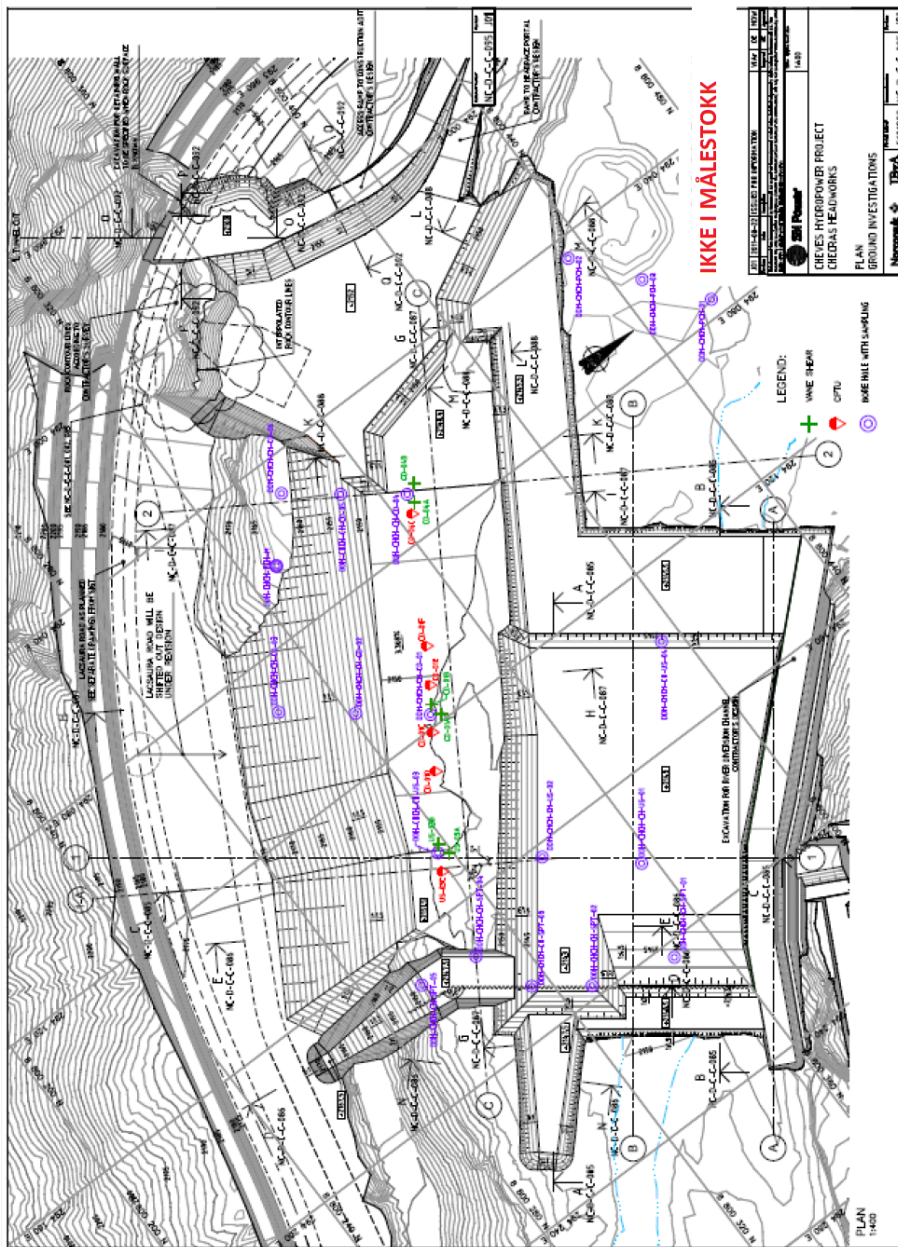


**NOTA:** DIMENSIONES ESTÁN BASAS EN METROS, EXCEPTO OTRA INDICACIÓN.  
 1. BASE IMPOSICIONADA ELABORADA POR JBIA EIRL.  
 2. BASE IMPOSICIONADA ELABORADA POR JBIA EIRL.  
 3. PLANO EN SISTEMA DE COORDINADAS UTM PSAD56

REV.	FECHA	DESCRIPCION
1		
2		
3		
4		
5		

**JBYA**  
 Julio Bustamante y Asociados EIRL

CLIENTE		SN POWER PERÚ S.A.	
PROYECTO INVESTIGACION COMPLEMENTARIA PARA EL PROYECTO CENTRAL HIDROELECTRICA CHEVES			
TITULO			
SECCIÓN GEOLÓGICA E - E'			
PRESA CHECRAS			
DESEÑADO POR	A.A.P.	REVISADO POR	C.V.C.
DIBUJADO POR	A.A.P.	APROBACION CLIENTE	APROR
LAMINA No.	LAMINA No.		LAMINA 2.5.
REV.	REV.		0



Figur 43: Plantegning over plassering av tilleggsundersøkelser 2011 - NGI

### C.3 Øvrige grunnundersøkelser

Her finnes grunnundersøkelser som ikke blir presentert i selve oppgaveteksten. Av plasshensyn er flere prøveresultater plassert i vedlegg. Prøver tatt med i selve oppgaveteksten er ment som spesielt viktige for leseforståelsen.

Prøvene er systematisert og oversatt fra spansk. De er oprinnelig presentert i de geotekniske rapportene fra henholdvis 2008 [52] og 2010 [53].

## C.3.1 Kjerneboringer - 2006 og 2007

Kjerneboringer utført 2006 og 2007				
Borhull	Plassering	Dybde	Detaljer	Kommentarer
DDH-CHCH-PCH-C01	Venstre bredd av Checraselven (sett medstrøms), start på 2147,8 moh. 150 meter nedstrøms for damaksen. Se figur 11.3.1	50,1 m	Grunnvann funnet ved 2147,3 moh. 0-1,7 m: grus og sand innpakket i silt og leire 1,7-2,9 m: blokkig kvartsitt 2,9-3,8 m: grus og sand innpakket i silt og leir 3,8-11 m: siltig leir 11-12,3 m: sand/leirjord med grus 12,3-19,7 m: grus-sand-silt-matrise 19,7-20,3 m: blokker av kvartsitt 20,3-24,1 m: siltig leir 24,1-25,9 m: grus innpakket i sand og silt 25,9-33,3 m: siltig leir med grus og sand 33,3-50,1 m: grus innpakket i sand	Formålet var å bestemme de geotekniske forhold og jordens permeabilitet. Det ble i dette borhullet utført 4 LeFranc tester, presentert i kapittel 11.2.2.
DDH-CHCH-PCH-C02	Venstre bredd av Checraselven (sett medstrøms), start på 2148,2 moh. 150 meter nedstrøms for damaksen. Se figur 11.3.1	50,1 m	Grunnvann funnet ved 2147,3 moh 0-2 m: grus innpakket i sand, silt og leir 2-12,9 m: siltig leir 12,9-19,4 m: grus, sand og silt. Kvartsittblokker 19,4-22,9 m: jord med grus sand og silt. Blokker 22,9-30,7 m: leirjord, rik på grus 30,7-32,7 m: sandig jord med grus 32,7-37,1 m: fragmenter av kvartsitt og andesitt i silt 37,1-50,1 m: grus innpakket i sand og leir	Formålet var å bestemme de geotekniske forhold og jordens permeabilitet. Det ble i dette borhullet utført 4 LeFranc tester presentert i kapittel 11.2.2.
DDH-CHCH-PCH-C03	Venstre bredd av Checraselven (sett medstrøms), start på 2147,8 moh. 150 meter nedstrøms for damaksen. Se figur 11.3.1	28,85 m	Grunnvann ble funnet på 2146,9 moh 0-1,9 m: grus 1,9-11,9 m: leire 11,9-13,7 m: 50% grus, 10% sand, 40% leire 13,7-17,2 m: sand og kantete grus, kohesjonsløs. 17,2-20,9 m: kantete grus med steinblokker, uten finstoff 20,9-21,4 m: leir 21,4-28,9 m: sandholdig leirjord	Formålet var å bestemme leirens bæreevne. SPT?
DDH-CHCH-PCH-MI	Venstre bredd av Checraselven (sett medstrøms), i område for plassering av sandfang, 2164,6 moh. Helning 45 grader.	70,16 m	0-8,5 m: colluvial jord 8,5-9,8 m: rund grus innpakket i en matrise av leir og silt. 9,8-23,8 m: leirjord 23,8-25,8 m: sandholdig leirjord med stein og grus 25,8-70,2 m: kvartsitt med varierende oppsprekking og oksideringsgrad. styrke varierende mellom 100-255 MPa	Formålet med undersøkelsen var å undersøke steinmassene i området for sandfang, samt å undersøke permeabiliteten. Det ble i dette borhullet utført 2 Lefranc tester og 4 Lugeontester, presentert i henholdsvis kapittel 11.2.2 og 11.2.3.
DDH-CHCH-TA-PE	Venstre bredd av Checraselven (sett medstrøms) i område for Headrace tunnel. Helning 20 grader.	150,2	0-18,6 m: alluvial jord. 18,6- kvartsitt med varierende oppsprekking og oksidering. Styrke varierer mellom 43-250 MPa.	Formålet var å undersøke bergmassen på venstre side av elven ved tunnelinnløpet.
DDH-CHCH-TD-PS	Høyre side (sett medstrøms) ved overføringstunnel fra Huaaura. 2154,5 m	79,5 m	Kvartsitt med styrke på 100-250 MPa	Denne prøven er i motsetning til de andre ikke presentert i den geologiske og geotekniske rapporten fra 2008 [52], men er presentert i Basic Design Report fra 2010. Uvisst i hvilken forbindelse den er utført.

## C.3.2 Kjerneboringer 2010

Kjerneboringer 2010				
Borhull DDH- CHCH	Dybde [m]	Jordtype	Detaljer	Kommentarer
CH-US-01 Se figur 17	0-2,4	GP-GM	Grus 60-70%, sand 30-40% og silt. Dårlig gradert.	Grunnvann funnet ved dybde på 0,68 m. Boret fra 2149,97 moh.
	2,4-6,2	CL	Siltig leir. Fast. Lav til middels plastisitet.	
	6,2-7,1	SM	Silt og sand. Myk til fast. Lav plastisitet.	
	7,1-10,45	GC	Grus med siltig leire. Middels tett.	
	10,45-12,3		Blokker	
	12,3-15,5	GC	Grus med sand og leire. Tett, med middels plastisitet.	
	15,5-25		Blokker	
CH-US-02 Se figur17.	0-3,3	GW-GM	Grus, silt og sand.Godt gradert.	Grunnvann ved dybde 1,43 m. Boret fra 2150,85 moh.
	3,3-3,8	CL	Grusete leire. Lav til middels plastisitet.	
	3,8-6,8	CL	Leire. Fast til hard, medium plastisitet.	
	6,8-13,1	CL	Litt grusig leire, med silt. Fast til hard, medium plastisitet.	
	13,1-16,85	GM-GC	Sandig grus med noe leire. Fast til hard. Medium plastisitet.	
	16,85-19,4	GW-GM	Grus med silt. Moderat gradert, svært tett, ingen plastisitet.	
	19,4-23,5	CL	Leire. Fast til hard. Medium plastisitet.	
	23,5-25,1	CL	Grusig leire med silt.	

Tabell 13: Kjerneboringer utført 2010 - CH-US-01 og CH-US-02 [53]

Kjerneboringer 2010				
Borhull DDH- CHCH	Dybde [m]	Jordtype	Detaljer	Kommentarer
CH-US-03 Se figur 17.	0-0,3	GM	Grus 60-70%, sand og silt.	Grunnvann funnet på dybde 0,75 m. Boret fra 2151,95 moh.
	0,3-2	GP	Grus, steinblokker, sand og silt.	
	2-8,4	CL	Leire. Moderat plastisitet.	
	8,4-9,8	CL	Siltig leire. Hard, medium plastisitet.	
	9,8-10,6	GM-GC	Silt- og leirholdig grus. Steinblokker.	
	10,6-11,2	SM	Silt og sand med grus 15%.	
	11,2-18,6	GM	Grus 50-60%, Steinblokker 15%, sand og silt.	
	18,6-21	GC	Leirholdig grus. Tett medium plastisitet. Steinblokker.	
	21-23,30	CL	Grusig leire. Hardt.	
	23,30-25	CL	Siltig leire. Hardt, moderat plastisitet.	
CH-US-04 Se figur17	0-0,2	SM	Løs silt og sand. Noe grus.	Boret fra 2148,1 moh. Grunnvannstand ikke notert i rapporten.
	0,2-0,7	GM	Grus med silt og sand.	
	0,7-1,5	GW	Grus 60%, sand og steinbloker.	
	1,5-2,8	GM-GC	Silt- og leirholdig grus. Tett middels plastisitet.	
	2,8-7,2	CL	Leire. Hard, middelse til høy plastisitet.	
	7,2-8,35	SC-SM	Leir, silt og hovedsakelig sand.	
	8,35-25,05	GC-GM	Grus med silt og leire. Svært tett, lav plastisitet.	

Tabell 14: Kjerneboringer utført 2010. CH-US-03 og CH-US-04 [53]



SPT-sondering utført 2010			
Undersøkelse	Testdybde [m]	Jordtype	Beskrivelse
<b>DDH-CHCH-CH-SPT-01</b> Fra 2149,99 moh. Se figur 17	0-3,35	GW-GM	Siltig sand og grus. Velgradert, lav plastisitet. Grus 50-60%, blokker 20%, sand 15%.
	3,35-5	CL	Leire. Fast til hard med middels til høy plastisitet.
	5-6,1	GC	Leirholdig grus. Svært tett, middels plastisitet. 50-55% grus. Noe blokker.
	6,1-13,1	GM-GC	Silt og leirholdig grus. Svært tett, med lav plastisitet. Kvartsittblokker på dybder mellom mellom 12,15 og 13,5.
	13,1-17,9	GW-GM	Silt og leirholdig grus. Tett til svært tett, moderat gradert, lav plastisitet. Noe steinblokker.
	17,9-25	GM-GC	Silt, sand og leirholdig grus. Noe blokker

### C.3.3 SPT-tester utført 2010

SPT-sondering utført 2010			
Undersøkelse	Testdybde [m]	Jordtype	Beskrivelse
<b>DDH-CHCH-CH-SPT-02</b> Fra 2151,27 moh. Grunnvannspeil funnet ved 1,2 m. Se figur 17	0-3,9	GP-GM	Sandig grus. Dårlig gradert, kompakt. Grus 50-60%, sand 30%, finstoff 14-20%. Noe blokker.
	3,9-10,4	ML	Leire med grus. Fast til hard, middels plastisitet.
	10,4-14,4	GP-GM	Silt, sand, grus, dårlig gradert. Grus 30-40%, sand 30-40%.
	14,4-15,85	CL	Leire, veldig hard. ingen plastisitet.
	15,85-19,1	GP	Sandig grus. dårlig gradert
	19,1-20,4	CL	Siltig leir med grus
	20,4-21,35	SM	Siltig sand

SPT-sondering utført 2010			
Undersøkelse	Testdybde [m]	Jordtype	Beskrivelse
<b>DDH- CHCH-CH- SPT-03</b> Fra 2153,83 moh. Grunnvannsspeil funnet ved 0,66 m. Se figur 17	0-3,8	GP	Fin sand og grus. Avrundet grus 40-50%, 20% steinblokk.
	3,8-4,35	CL	Siltig leire med grus. Veldig hard. Lav plastisitet.
	4,35-5,5	GC-GM	Siltig leire med grus.
	5,5-6,3	CL	Siltig leir
	6,3-11,1	GM-GC	Leirholdig silt med grus. Tett, med lav plastisitet. Grus 50-60%, 10% steinblokker, massetetthet 2615 kg/m <sup>3</sup>
	11,1-25,2	GM-GC	Leirholdig grus med silt og sand. Grus 50-60%,

SPT-sondering utført 2010			
Undersøkelse	Testdybde [m]	Jordtype	Beskrivelse
<b>DDH- CHCH-CH- SPT-04</b> Fra 2151,45 moh. Grunnvannsspeil funnet ved 1,1 m. Se figur 17	0-2,3	GP	Fin sand og grus. Dårlig gradert. Tett, ingen plastisitet. 60-70% grus.
	2,3-4,5	CL	Leire. Myk til fast med middels høy plastisitet.
	4,5-5,5	CL	Leire med grus. Fast til hard, middels til høy plastisitet. Massetetthet 2034kg/m <sup>3</sup>
	5,5-6,15	CL	Leire. Middels til høy plastisitet.
	6,15-12,95	GC-GM	Siltig leire med grus. Tett til svært tett, middels til høy plastisitet. Grus 50-60%.
	12,95-15,25	SC	Leirholdig sand
	15,25-21,7	GC-GM	Siltig leire med grus og sand.
	21,7-22,6	CL	Siltig leir. Moderat plastisitet.
	22,6-23,5	CL	Grusete leir med sand. Fast, middels plastisitet.
	23,5-26,35	SM	Silt, sand og grus.

SPT-sondering utført 2010			
Undersøkelse	Testdybde [m]	Jordtype	Beskrivelse
<b>DDH- CHCH-CH- SPT-05</b> Fra 2153,74 moh. Grunnvannsspeil funnet ved 2,2 m. Se figur 17	0-0,7	GM	Grus med silt. 60-70% grus.
	0,7-2,5	GM	Grus med sand og silt. 70% grus, 10-15% sand.
	2,5-3,15	CL	Grusete leire. Fast til hard. Lav til middels plastisitet.
	3,15-7,75	CL	Leire. Fast til hard. Medium plastisitet.
	7,75-9,65	GC	Grus med lag av leire. Tett, middels plastisitet.
	9,65-11,3	CL	Siltig leire Veldig hard. Middels plastisitet. 4000 kg/m <sup>3</sup>
	11,3-23,8	GC-GM	Grus silt og leire. Tett lav til middels plastisitet.
	23,8-25	CL	Siltig leir. Myk til fast, med lav tilmiddels plastisitet.

## **C.4 Bilder av kjerneprøver - 2006**

# BILDER AV KJERNEPRØVER

## DDH-CHCH-PCH-C01

Prøvene er hentet ut i februar 2006 ca 150 meter nedstrøms for damstedet. De viser grunnens generelle oppbygning. Grus med sand og silt de øverste 0-3 meterne. Lagvis leire og silt med grus og blokker opp til en størrelse på 300 mm. Andre prøver tatt viser at det forekommer lokale variasjoner i lagdeling. Seksjon 7 og 8 er merket med feil sonderings-ID. De tilhører korrekt PCH-01.



# BILDER AV KJERNEPRØVER

## DDH-CHCH-PCH-C01







## **D Setningsovervåking**

Mottatte data fra setningsovervåkingen i byggetiden ved Dam Checras. Setningsdata er innhetet av entreprenøren CCH Hochtief.

### **Innhold**

- Regneark med måledata for punktene
- Plott som viser de vertikale bevegelsene

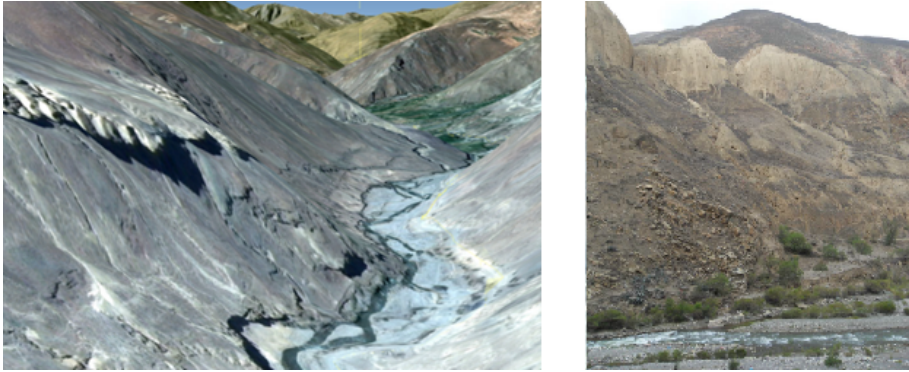




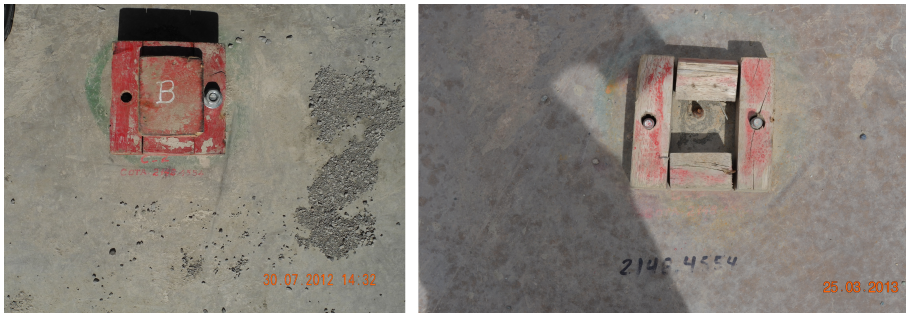


## E Bilder

Beskrivende bilder som det av plasshensyn ikke ble funnet rom til i selve oppgaven.



Figur 44: Hengende rester etter utglidninger i perioden kvartær pleistocen. Foto: til høyre - Google Earth. Til venstre - Bustamante [53].



Figur 45: Punkt for setningsmåling foran overløpet på Checra.



Figur 46: Dam Checra den 25. mars 2013 ved besøk på anlegget.