

1991
NGI

RAPPORT

LONGYEARBYEN

BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLD
OG GEOTEKNISKE BEREGNINGER
FOR NY KAI

Oppdragsgiver:
Svalbard Samfunnsdrift A/S

900074-1

12 FEBRUAR 1991



Norges
Geotekniske
Institutt
Norwegian
Geotechnical
Institute

RAPPORT

LONGYEARBYEN

BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLD OG GEOTEKNISKE BEREGNINGER FOR NY KAI

Oppdragsgiver:
Svalbard Samfunnsdrift A/S

900074-1

12 FEBRUAR 1991

S A M M E N D R A G

Rapporten beskriver et forslag til pelefundamentert cellespunkt kai med delvis pelefundamentert adkomstfylling til land. Det er redegjort for grunnforholdene samt stabilitetsberegninger og dimensjoner.

Det er i rapporten pekt på en mulig alternativ utførelsesmåte med ordinær spunt i stedet for cellespunkt.

For nærmere detaljering henvises til etterfølgende vedlegg A.

for NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

Gunnar Aas

Postal Address:
P.O.Box 40 Tåsen
N-0801 Oslo 8
Norway

Street Address:
Sognsveien 72
Oslo

Telephone:
National
(02) 23 03 88
International
+47 2 23 03 88

Telex:
National
(02) 23 04 48
International
+47 2 23 04 48

Postal Giro
Account No.:
5 16 06 43

Bankers:
Bergen Bank
Account No.:
5096.05.01281

V E D L E G G A

INNHOLD:

	<u>side</u>
PROSJEKT	A-2
GRUNNFORHOLD	A-3
ANTAGELSE AV SKJÆRSTYRKE	A-4
STABILITETSBEREGNINGER	A-5
DIMENSJONERING	A-6
ALTERNATIV UTFØRELSE	A-9

FIGURER:

- 001 Borprofil, hull 115
- 002 " " 125
- 003 Antagelse av dimensjonerende skjærstyrke ut fra måledata
- 004 Profil VII med boringsresultater
- 005 " VIII " "
- 006 " IX " "
- 007 Stabilitet av sjøbunn med forutsatt utfylling
- 008 Stabilitet av adkomstfylling
- 009 Beregnet dimensjonerende last i fundamentpeler
- 010 Dimensjonering av jordarmering
- 011 Alternativ kaiutførelse
- 012 Situasjonsplan

PROSJEKT

Etter oppdrag i brev av 02.11.90 fra Barlindhaug A/S er Norges Geotekniske Institutt (NGI) engasjert av Svalbard Samfunnssdrift A/S som geoteknisk rådgiver for en aktuell ny kai i Longyearbyen.

Etter de foreliggende planer skal kaien utføres som en cellespunktkai bestående av 3 stk. Ø 15 m hovedceller med mellombuer, slik at kaiarealet blir ca 15 x 50 m. Det skal anlegges en 10 m bred adkomstfylling ut til kaien. Omtrentlig beliggenhet av kai og adkomstvei er vist på situasjonsplanen, fig 012.

Av hensyn til stabilitetsforholdene må cellespunktkaien og den nærmest bakenforliggende del av adkomstfyllingen fundamenteres på peler til fjell eller fast grunn.

Det er forutsatt at fylling i celler og innen den pelefundamenterte del av adkomstveien skal bestå av grusmasser. Videre innover mot land skal det fylles med skeidestein.

Som et alternativ til den cellespunkt-konstruksjon som er beskrevet over, har NGI sett på en utførelse hvor kaiarealet er omkranset av vanlig spunt, og hvor denne spuntede kasse tömmes midlertidig for vann slik at kapping av peler og andre fundamentearbeider kan utføres i tørr byggegrop. Denne utførelsese-måte er nærmere beskrevet i et etterfølgende avsnitt.

Det har ikke vært mulig innenfor den aktuelle tidsmessig og økonomiske ramme å bearbeide dette alternativ på lik linje med cellespunkt-alternativet. Likevel vil vi foreslå at anbyderne blir invitert til å vurdere den praktiske utførelse og eventuelt gi pris på denne konstruksjon.

GRUNNFORHOLD

I rapport 880011-1 av 31.01.91 har NGI etter oppdrag fra Store Norske Spitsbergen Kulkompani A/S beskrevet grunnforholdene og vurdert stabilitetsforholdene i forbindelse med planlagt utfylling og kaibygging i områdene på begge sider av den bestående trekaia i Longyearbyen.

Beliggenheten av boringene og resultatene av dreiesonderinger, i den utstrekning det er ansett å være av interesse for det foreliggende prosjekt, er vist på situasjonsplanen, fig 012 og på profilene VII, VIII og IX (fig 04, 05 og 06).

Resultatene av laboratorieforsøk på opptatte jordprøver fra 2 prøveserier øst for trekaia er vist på fig 001 og 002.

Det undersøkte området består av et slakt hellende område med vanndybder på 0-3 m og en utenforliggende brattere skråning som går ned til under kote -20. Skråningen har en gjennomsnittlig helning på mellom 1:4 og 1:3, men står på lokale partier så bratt som 1:2.

Løsavsetningene består i hovedsak av siltig leire med plastisitet varierende fra 5 til 20% og naturlig vanninnhold mellom 25 og 35%. Leiravsetningen er utpreget inhomogen og inneholder en rekke lag med varierende innhold av sand og grus.

Østover fra kaien er det sonderboret ned til kote -25 til -30 uten at noe spesielt fast lag er påtruffet.

Leirenens udrenerte skjærstyrke målt ved konusforsøk og enaksiale trykkforsøk varierer svært mye, mellom 20 og 100 kN/m² på de første meterne under sjøbunnen. Under et nivå som varierer mellom kote -4 og -7 er leiren bløt - middels fast med udrenert skjærstyrke mellom 10 og 40 kN/m².

Resultatene av seismiske målinger er gitt i rapport 0.8236-1 av 14.12.90 fra Sivilingeniør Ottar Kummeneje A/S, og viser løsmassemektigheter av

størrelsesorden 50-60 m innen det planlagte kaiområde. Som en ren orientering er det på fig 012, på grunnlag av de seismiske resultatene, tegnet inn et antatt omtrentlig forløp av fjellkotene i området øst og nord for trekaia.

Man ser at fjellkotene innen de områder som skal peles, varierer mellom -52 m og -60 m. Det skal imidlertid presiseres at dybdebestemmelsene er beheftet med en viss usikkerhet, antagelig av størrelsesorden $\pm 10\%$.

Løsmassehastighetene langs alle profilene ligger mellom 1600 - 1700 m/s. Dette er hastigheter som korresponderer til avsetninger som leire eller silt/sand.

I gangtidsdiagrammene er det ikke registrert lag med høyere hastighet ned mot fjellet som kan indikere permafrost.

Fjellhastighetene ligger i området 3800 - 4000 m/s. Dette er meget lave verdier og indikerer en bløt bergart, antagelig en sandstein som kan inneholde tynne lag av skifer og endog kull.

ANTAGELSE AV SKJÆRSTYRKE

På fig 003 er foretatt en sammenstilling av laboratorieresultater for alle prøveserier som er tatt i sjøområdet. Under ca kote -5 har man det forhold at leirens vanninnhold avtar jevnt og at skjærstyrken øker jevnt med dybden. Dette er karakteristiske trekk ved en normalkonsolidert leiravsetning.

Skjærstyrkeøkningen med dybden tilsvarer et forhold mellom skjærstyrke og effektivt overlagringstrykk på ca. 0.2. Erfaringsmessig tilsvarer denne verdi at målt skjærstyrke er omtrent relevant for den udrenerte markstyrke som kan mobiliseres langs et horisontalt orientert bruddplan. For en hellende glideflate vil virkelig skjærstyrke være større enn målt verdi, mens forholdet er det omvendte for en stigende glidelfate. For et parti av en sirkulær glideflate med endepartiene i samme nivå, vil

relevant gjennomsnittlig skjærstyrke være den samme som for en horisontal flate i sirkelbuens midlere dybde.

På fig 003 er vist hvordan man som basis for stabilitetsberegninger har antatt variasjonen med dybden av 2 skjærstyrkeverdier, s_{uM} og s_{uA} . Her gjelder s_{uM} for et symmetrisk parti av en sirkulær glideflate som omtalt ovenfor, mens s_{uA} gjelder for den resterende del av glidesirkelen med helling på omkring 45 grader.

Det skal bemerkes at leiravsetningen, hva geotekniske egenskaper angår, har mange likhetstrekk med leiren ved Kapp Amsterdam i Svea (A/S Geoteam's rapport 3183.09 av 20.12.85). Her kom man ved hjelp av treaksialforsøk og direkte skjærforsøk fram til en skjærstyrke som både var noe høyere enn den rutinemessig bestemte udrenerte skjærstyrke, og som syntes å føre til en korrekt bedømmelse av cellspunktaiens stabilitetsforhold. Det er derfor mulig at de skjærstyrkeantagelser som er gjort i denne rapport er litt forsiktige, og at supplerende undersøkelser som innbefattet mer avanserte laboratorieforsøk, kunne ført til en noe mer optimistisk vurdering av stabilitetsforholdene.

STABILITETSBEREGNINGER

Det er utført stabilitetsberegninger for et profil orientert vinkelrett på kailinjen og sentralt gjennom kai og adkomstfylling. Som vist på fig 007, er det forutsatt at cellekonstruksjonen og de nærmestliggende 10-12 m av adkomstfyllingen bæres av peler til fjell. Av påførte laster er det således bare den resterende del av adkomstfyllingen samt den innenforliggende generelle utfylling som influerer på sjøbunnens stabilitetsforhold.

De lastgivende fyllinger er forutsatt utført av skeidestein med romvekt (i jordfuktig tilstand) lik 16 kN/m^3 . Denne verdi er basert på et antall romvektsbestemmelser på tilsendte prøver.

Både adkomstfylling og innenforliggende fylling er forutsatt å ligge på nivå 3,0 m, og det er regnet med en karakteristisk nyttelast på terreng på 20 kN/M² og lastkoeffisient $\gamma_f = 1,6$. Da beregningsmodellen er basert på plan spenningstilstand, er det skjønnmessig tatt hensyn til adkomstfyllingens begrensede bredde ved at denne fyllingstyngde inklusive terrenglasten er regnet med bare sin halve verdi.

Det er forutsatt en lavvannstand i sjøen på kote -1,5.

Som det fremgår av fig 007 er laveste beregningsmessige sikkerhetsfaktor (materialkoeffisient) lik 1,48. Selv om det skulle skje en viss temporær fasthetsnedsettelse i leiravsetningen som følge av peleramming, anses sikkerheten å være tilstrekkelig.

Fig 008 viser resultatet av en beregning av den lokale stabilitet av den ikke pelefundamenterte adkomstfyllingen. For å ha tilstrekkelig sikkerhet ($F = 1,38$) må det her legges en støttefylling på kote 0 i ca 10 m bredde på begge sider av veifyllingen. Støttefyllingen må legges ut før hovedfyllingen fylles høyere enn kote 0,5 - 1 m.

DIMENSJONERING

a) Peler under cellespunktka

Pelene under cellespunktkaen dimensjoneres som vist på fig 009,a for opptagelse av tynde av celler med fyllmasser, kaidrager og terrenglast, samt et horisontalt jordtrykk fra adkomstfyllingen. Pelene skrås 10:1 for opptagelse av dette jordtrykket.

Beregningmessig dimensjonerende last pr pel er 2550 kN for de to ytterste peleradene og 2170 kN for de to indre pelerader.

Velger for alle 4 rader stål peler HE 240 B i stålkvalitet St 52.3 med dimensjonerende installert kapasitet ($f_a = 0,8$):

$$N_i = 0,8 \cdot 0,345 \cdot 10600/1,15 = 2544 \text{ kN}$$

Betongpeler anses ikke aktuelt både av hensyn til massefortrengning og for ikke å risikere problemer i forbindelse med hard ramming.

b) Peler under adkomstfylling

Forutsetningene for beregning av dimensjonerende last i pelene under adkomstfyllingen fremgår av fig 009,b. Beregnet last pr pel er 1310 kN.

Velger stålpeler HE 200 B i stålkvalitet St 52.3 med dimensjonerende installert kapasitet:

$$N_i = 0,8 \cdot 0,345 \cdot 7810/1,15 = 1874 \text{ kN}$$

c) Lastoverføring fyllmasser/peler

Lastoverføringen mellom fyllmasser og peler sikres ved at det anbringes betongplater (1600 x 1600 x 500 mm) på peletoppene, hvoretter det rettes av med et gruslag og legges jordarmering bestående av TELEVEV 600/160 eller tilsvarende. Disse matter som forankres med betongklosser i endene, legges parallelt med kailinjen under adkomstfyllingen, normalt på kailinjen i mellombuene og i begge retninger i hovedcellene.

Prinsippet for dimensjoneringen av jordarmeringen er vist på fig 010:

Dimensjonerende strekk beregnes under forutsetningen av at en jordkile med toppvinkel 30° skal bæres av armeringen. Strekklasten, P, avhenger av peleavstand, c, platestørrelse, a og tillatt nedbøyning av armering, δ.

Forutsetter $\delta = 0,1 \text{ m}$
 hvilket gir $P = 180 \text{ kN/m}$

Den valgte TELEVEV 600/160 har dimensjonerende kapasitet:

$$0,4 \cdot 600 = 240 \text{ kN/m.}$$

For at enden av armeringsmatten ikke skal bli trukket innover i fyllmassene må den legges rundt en forankringskloss som går i hele armeringslagets bredde. Med effektivspenning i fyllmassene i klossens dybde $\sigma'_v \geq 85 \text{ kN/m}^2$, blir nødvendig høyde av forankringsklosser i cellene:

$$h = 1,4 \cdot 180/10 \cdot 85 = 0,30 \text{ m}$$

Den frie enden av armeringslaget må være forankret innover i fyllingen i cellene over en lengde:

$$l_f = 1,4 \cdot 180/0,7 \cdot 85 \cdot 0,7 = 6,0 \text{ m}$$

Alternativt kunne man legge matten i 2-3 vindinger rundt betongklossen som forankring.

For adkostfyllingen settes tillatt nedbøyning av armeringslaget lik 0,15 m. Derved blir beregningsmessig strekklast i armeringen: $P = 120 \text{ kN/m}$. Med $\sigma'_v = 55 \text{ kN/m}^2$ i forankringssonene blir nødvendig h og l_f det samme her som for cellene. Velger også samme type jordforankring som i cellene.

d) Cellespunkt

Regner at maksimalt ringstrekk opptrer i dybde 3/4 av kaiens totale høyde i forkant, regnet fra sjøbunn-nivå, ca kote -8,5. Antar aktiv jordtrykkskoeffisient i cellefyllmassene lik 0,4 og forhold ellers som vist på fig 009.

Dimensjonerende ringstrekk blir da:

$$S = 15/2 [0,4 (20 \cdot 3 + 11 \cdot 5,6 + 1,6 \cdot 20) + 15] = 573 \text{ kN/m}$$

Nødvendig dimensjonerende låskapasitet blir:

$$573 \cdot 2 = 1146 \text{ kN/m}$$

De aktuelle flatspunttyper i markedet har låsekapasitet mellom 2500 og 3500 kN/m.

ALTERNATIV KAIUTFØRELSE

Det som adskiller dette alternativ (fig 11) fra cellespunktkaien er at spunktveggen Hoesch 155 eller Larsen 43 rammes langs kaiens begrensning (50 x 15 m).

Pelen er de samme, men topp-platene erstattes med en hel fundamentplate på kote -2.

Spunktveggen forankres i betongplaten, anerkraft ca 200 kN/m.

Oppfyllingen til ca kote -2 innenfor spunktkassen foretas under vann.

Vannstand innenfor spunken senkes til ca kote -2,5, og pelekapping og armering og støping av platen skjer i tørr byggegrop. Spunktveggene forankres i platen.

For å oppnå tilfredsstillende stabilitet av fyllingen under avlastningsplaten forsynes de ytre pelerader med avlastningsplatere ved sjøbunn. Disse platene kan enten settes vinkelrett mot pelen, eller de kan følge sjøbunnsrelasjonen.

Hvis spunktveggen skulle vise tendens til å bli presset utover under oppfylling til kote -2,0, kan dette motvirkes ved å senke vannstanden innenfor spunktveggen.

Etter at innvendig oppfylling har kommet opp over kote 0, heves grunnvannstand til kote 0.

Hoesch 155 har større motstandsmoment enn Larsen 43, men godstykken er mindre, 9,8 mm mot 12,0 mm.

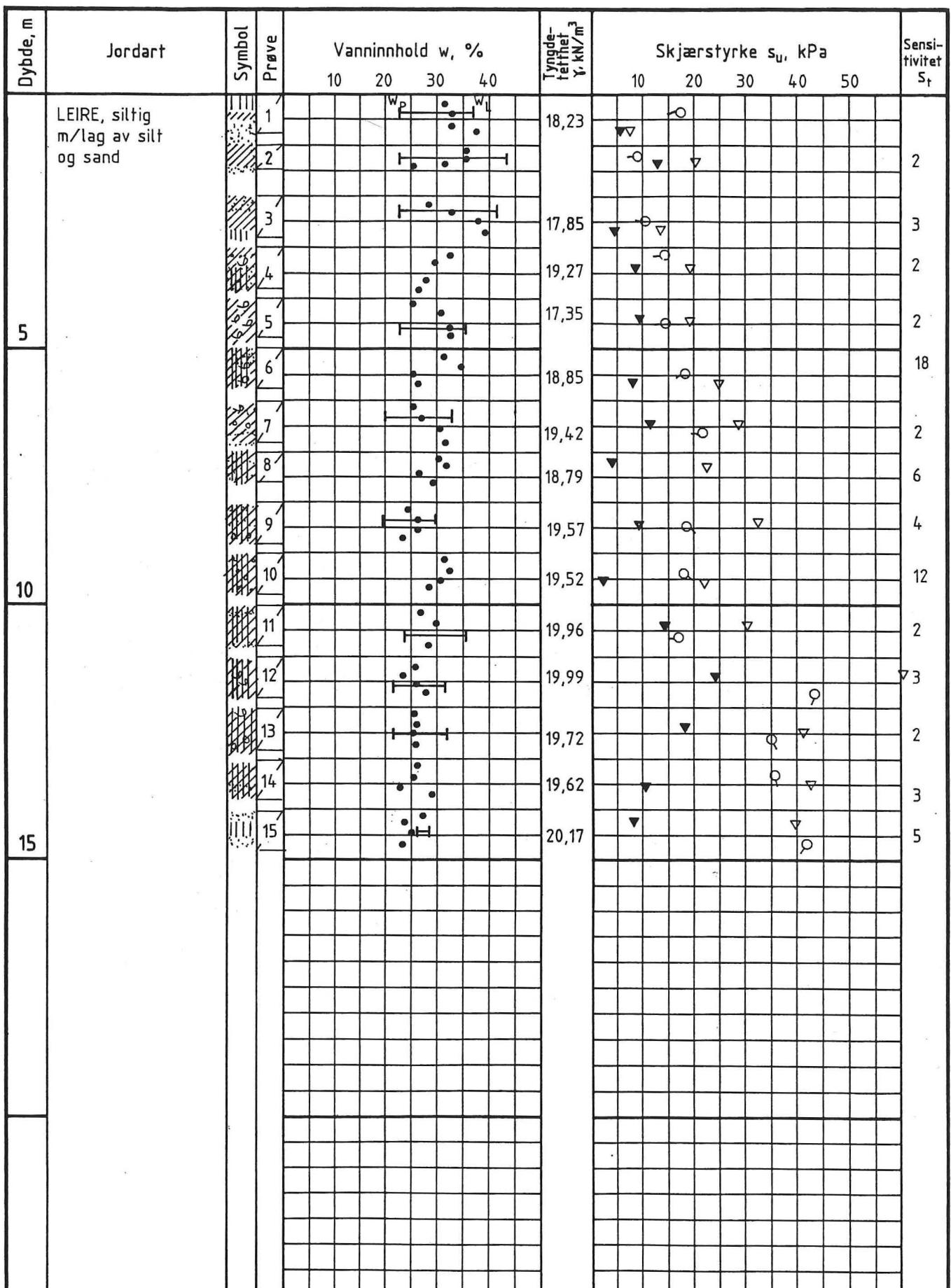
Korrasjonsmessig er derfor Larsen-spunt å foretrekke, men på grunn av låser i nøytralaksen er momentkapasiteten mindre enn oppgitt. Det kan derfor være aktuelt å sveise låsene innvendig før oppfylling, hvis Larsen-spunt velges.

Avlastningsplaten på ca kote -2,0 dimensjoneres til å bære fyllingen. Nedbøyning av platen mellom pelehodene vil imidlertid gi hvelvvirkninger i sanden slik at lasten koncentreres over pelehodene. Det er selvfølgelig mulig å lage utsparinger i platen for å spare betong, men det krever forskaling.

Spuntveggen er vist til kote -12, men kan eventuelt gjøres noe grunnere.

Fremdriften ved den foreslalte alternative kaiutførelsen blir som følger:

1. Pelene HE 240 B med fjellspiss rammes til fjell, helning ca 1:10.
2. Spuntvegg Hoesch 155 eller Larsen 43 rammes, areal 50 x 15 m.
3. Avlastningsplatene for de to ytre pelerader senkes ned til sjøbunnen.
4. Avlastningsplatene støpes fast til pelene.
5. Oppfylling med sand til ca kote -2 m.
6. Utpumping til ca kote -2,5.
7. Kapping av pelene som forsynes med pelehoder.
8. Armering og støping av plate.
9. Oppfylling til kaiplan og heving av grunnvannstand til kote 0.



NY KAI, LONGYEARBYEN

Dato 12.02.91 Tegner
 Godkjent G.A. Kontrollert C.A.
 Rapport nr. 900074-1

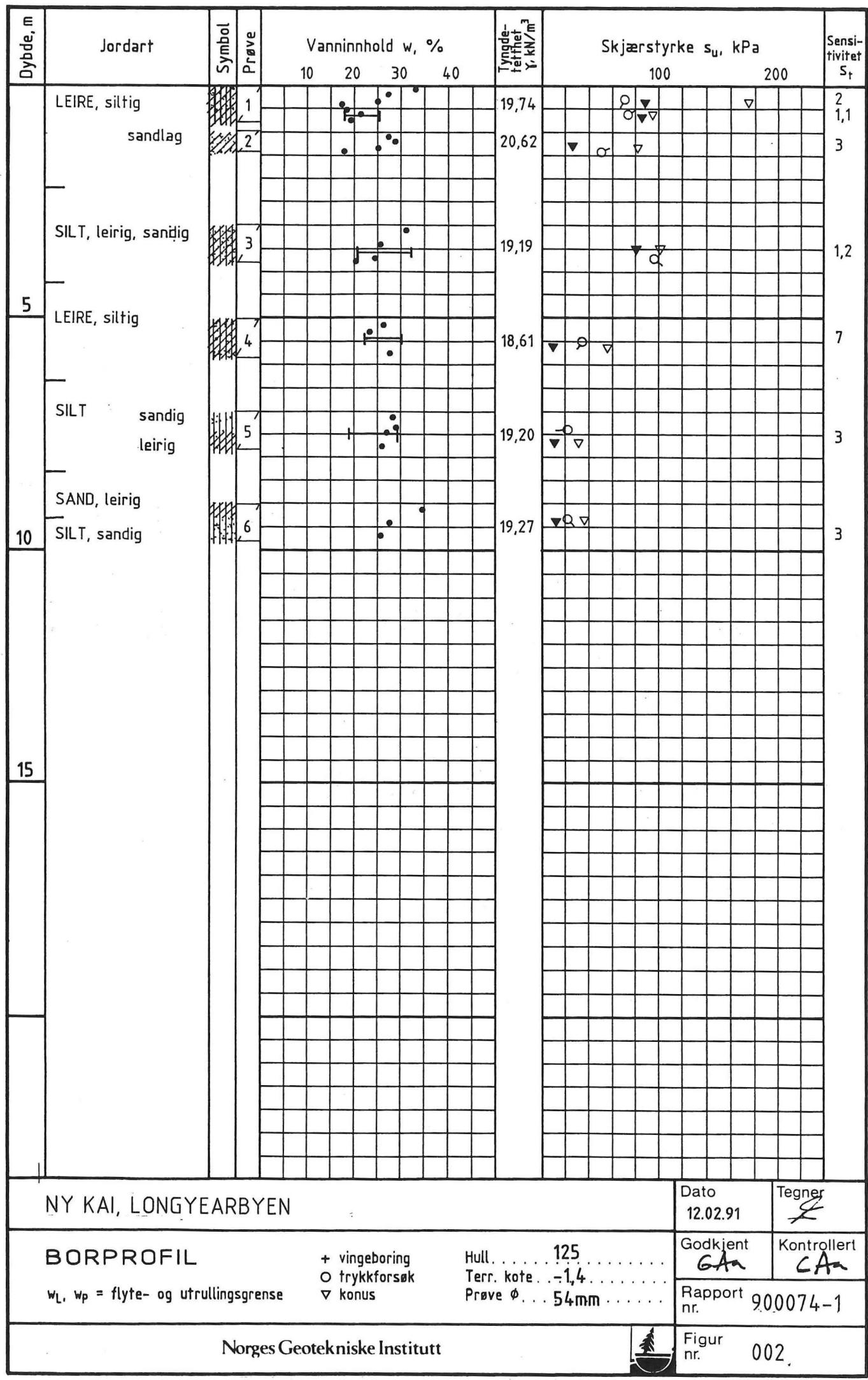
BORPROFIL

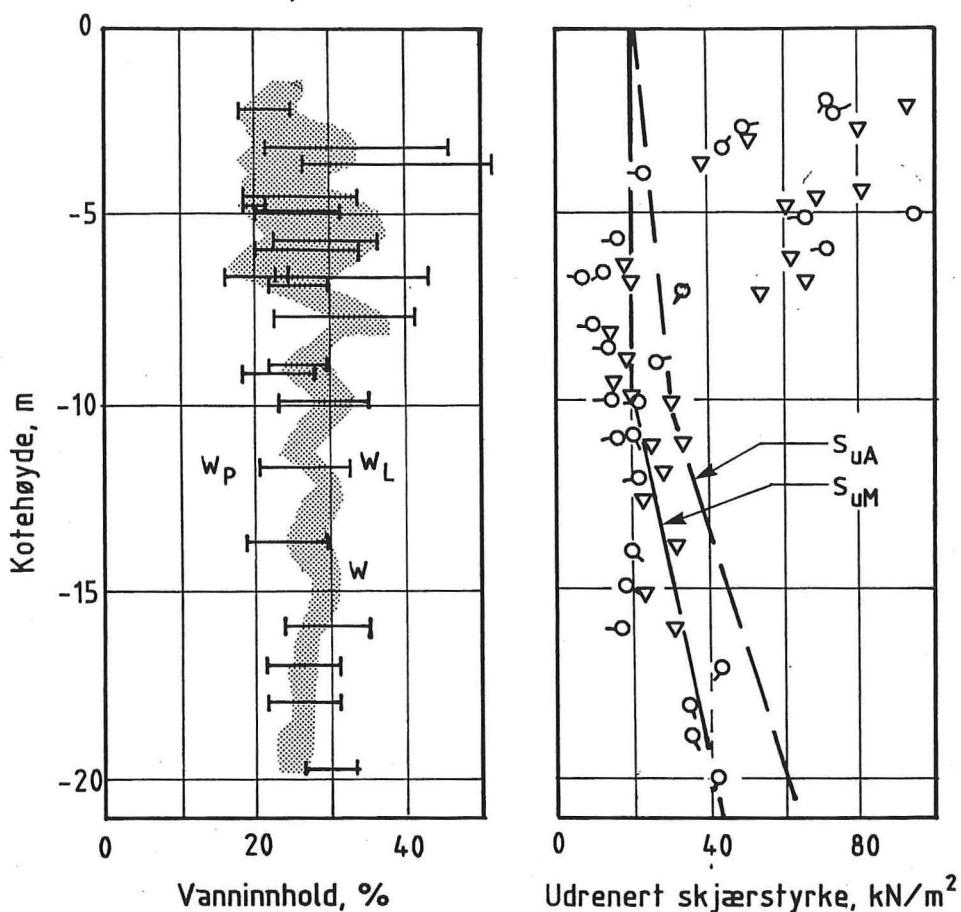
w_L, w_p = flyte- og utrullingsgrense

+ vingeboring
 ○ trykkforsøk
 ▽ konus

Hull. 115
 Terr. kote -5,3
 Prøve Ø 54mm







w = naturlig vanninnhold

w_p = utrullingsgrense

w_L = flytegrense

∇ konusforsøk

\circ trykkforsøk

0
10
15
20 brudd-deformasjon, %

s_{uA} = udrenert skjærstyrke i aktiv sone

s_{uM} = midlere udrenert skjærstyrke langs
glideflate med midlere helning = 0

NY KAI, LONGYEARBYEN

Rapport nr.
900074-1 Figur nr.
003

Antagelse av dimensjonerende skjærstyrke
ut fra måledata

Tegner Dato
12.02.91

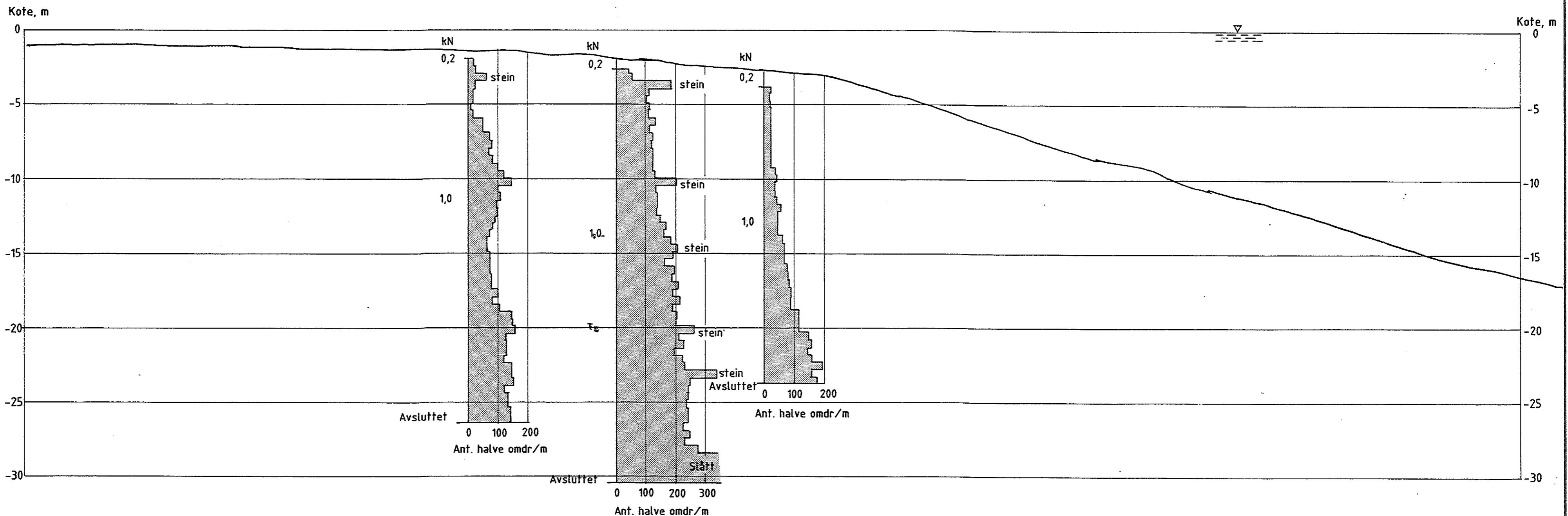
Kontrollert *GAA*

Godkjent *GAA* NGI

Dreiesondering nr.: 117

118

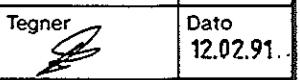
119

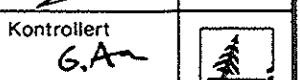


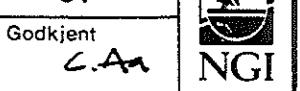
NY KAI, LONGYEARBYEN

Profil VIII med boringsresultater
M = 1 : 200

Rapport nr.
900074-1
Figur nr.
005

Tegner

Dato
12.02.91

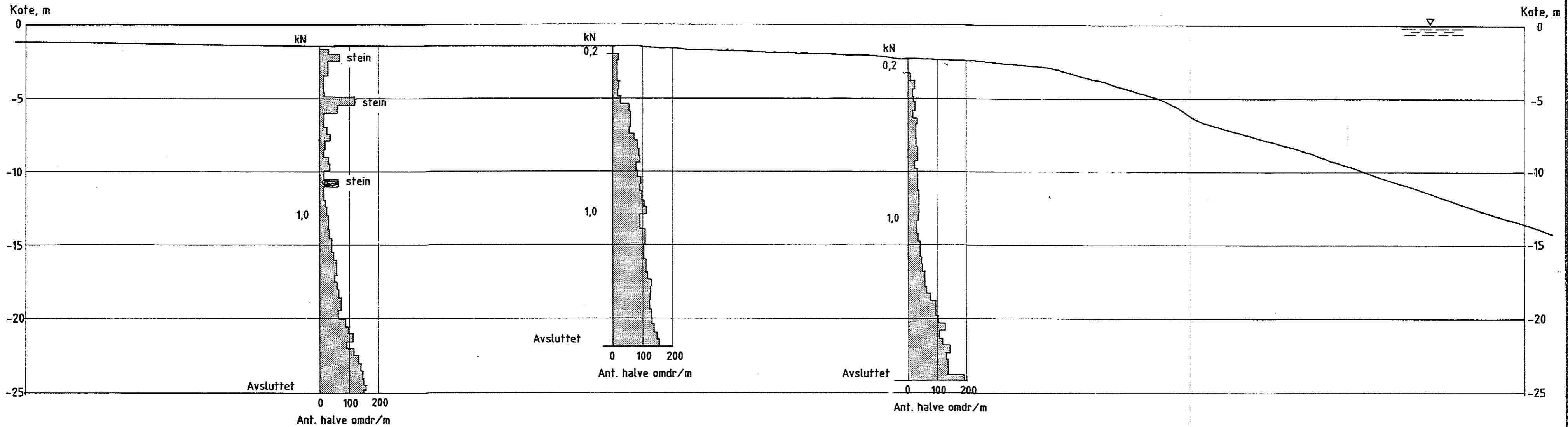
Kontrollert

Godkjent



Dreiesondering nr.: 120

121

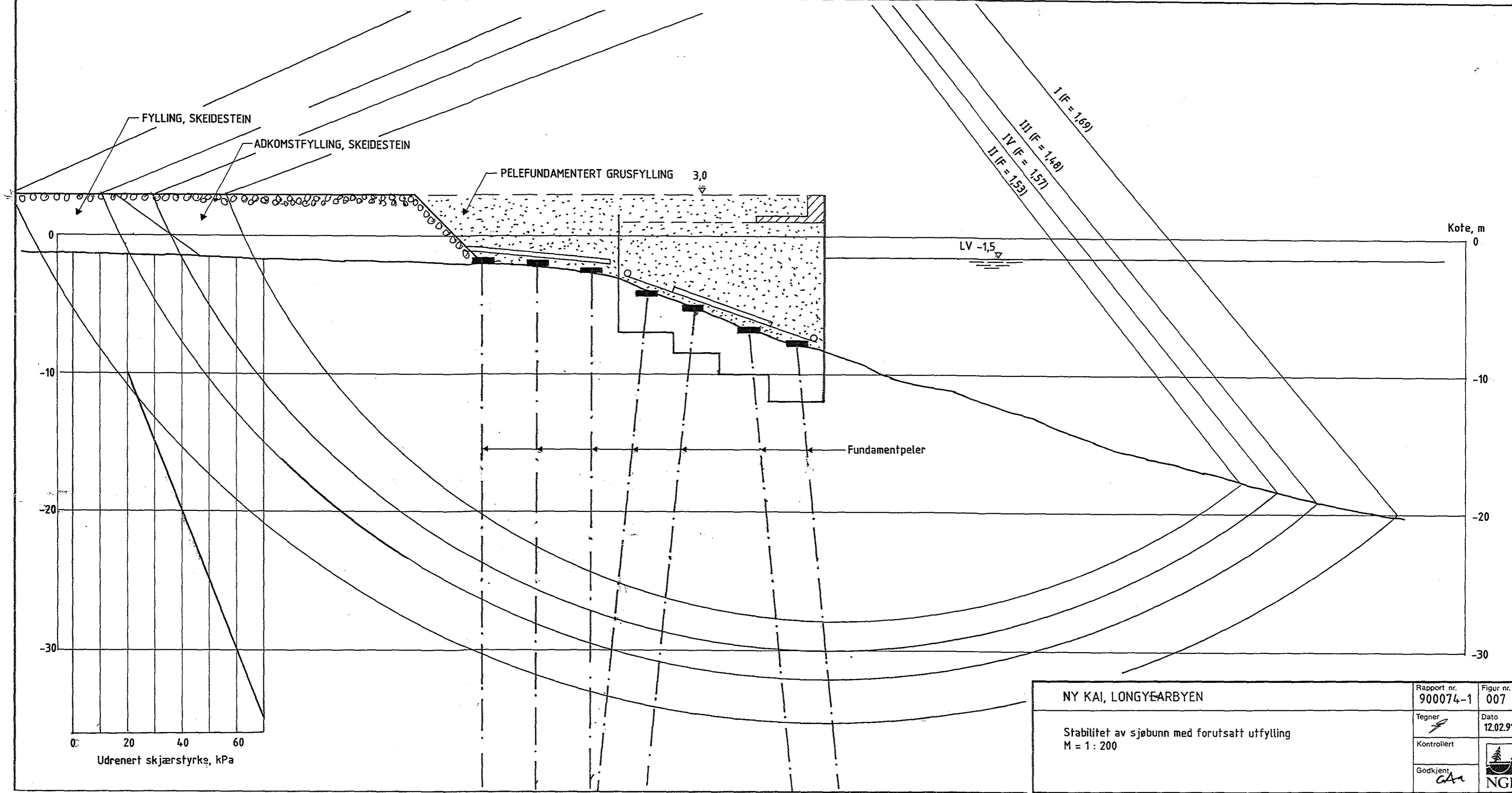
122

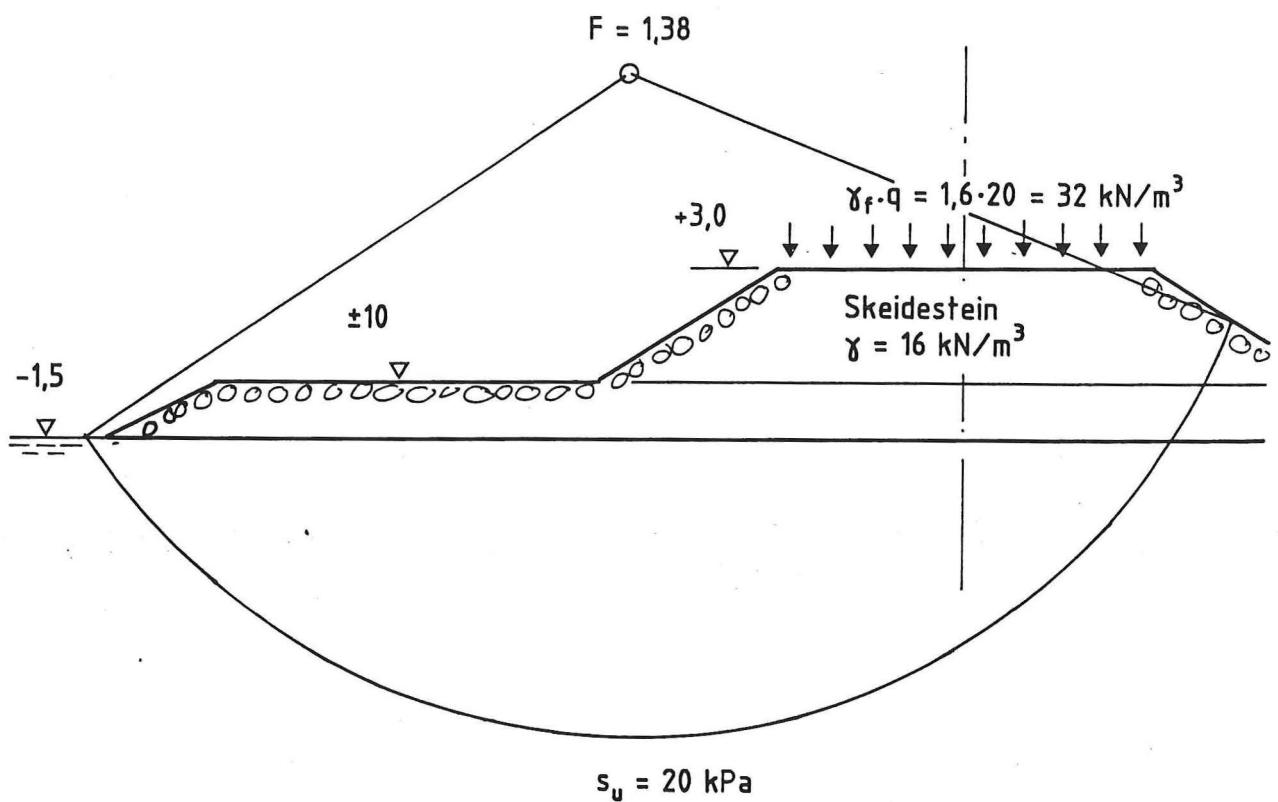


NY KAI, LONGYEARBYEN

Profil IX med boringsresultater
M = 1 : 200

Rapport nr.	900074-1	Figur nr.	006
Tegner		Dato	12.02.91
Kontrollert			
Godkjent			NGI





NY KAI, LONGYEARBYEN

Rapport nr.
900074-1

Figur nr.
008

Stabilitet av adkomstfylling
M = 1 : 200

Tegnet

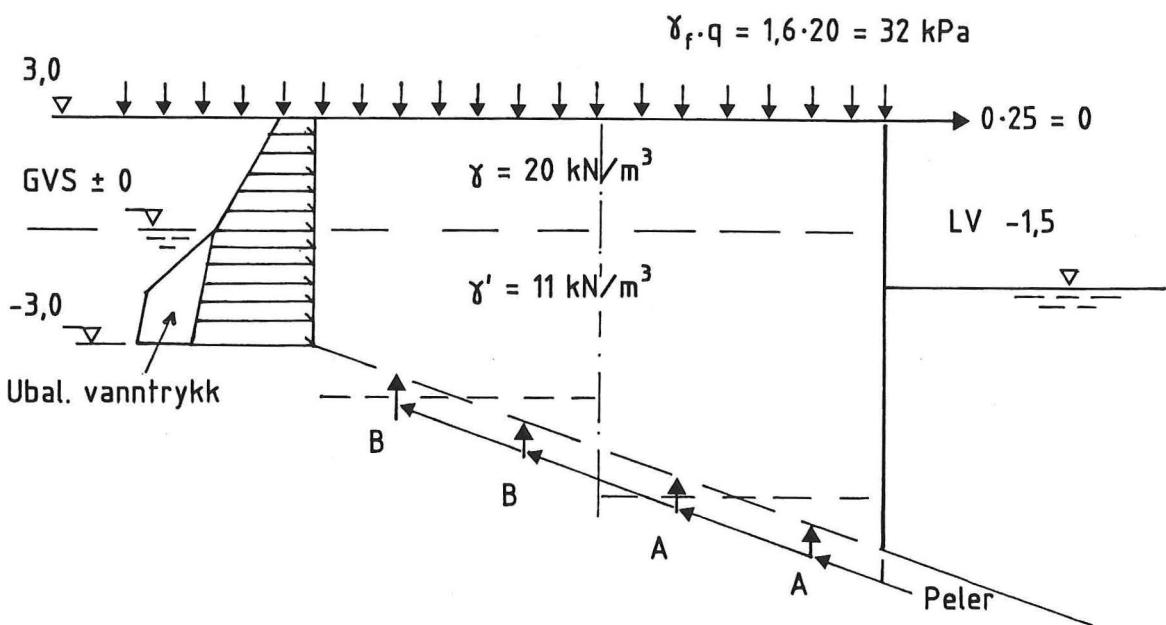
Dato
11.02.91

Kontrollert

Godkjent



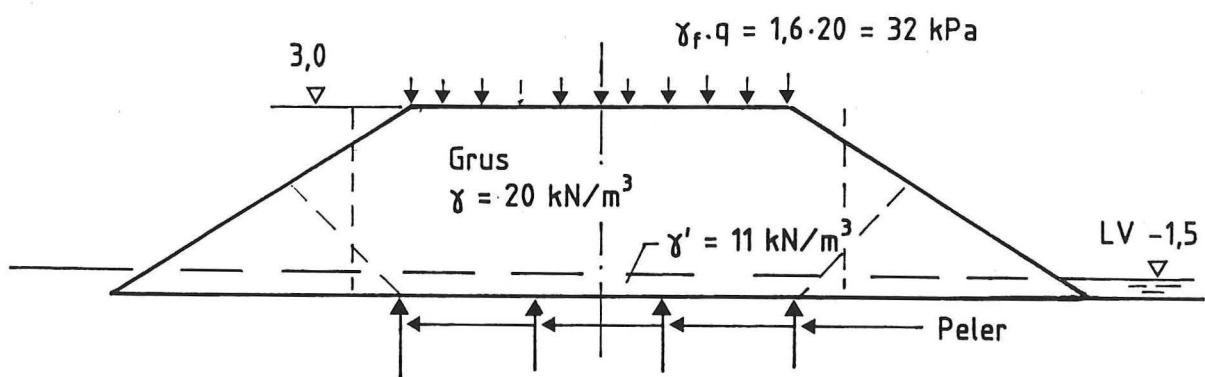
a) Under celler



Dimensjonerende last A - peler : 2550 kN/pel

Dimensjonerende last B - peler : 2170 kN/pel

b) Under tilslutningsfylling



Dimensjonerende last i peler : 1310 kN/pel

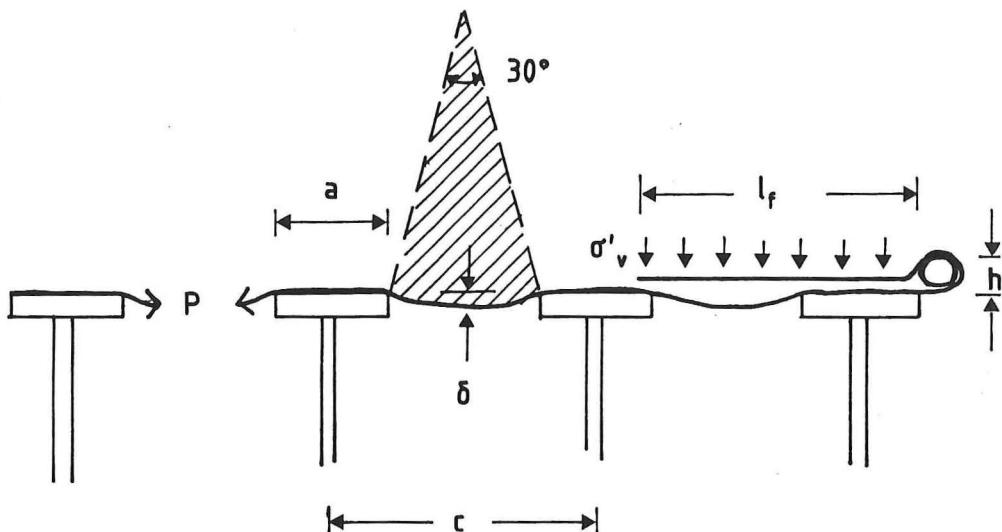
NY KAI, LONGYEARBYEN

Rapport nr. 900074-1	Figur nr. 009
-------------------------	------------------

Beregnet dimensjonerende last i fundamentpeler
M = 1 : 200

Tegner 	Dato 11.02.91
Kontrollert	
Godkjent 	NGI

Overkant fylling



Opptrædende strekk-last :

$$P = \frac{(c - a)^3}{16 \operatorname{tg} 15^\circ} \gamma' \cdot \frac{1}{2\delta} \sqrt{1 + \frac{16 \delta^2}{(c - a)^2}}$$

Nødvendig høyde på forankringskloss :

$$h = \gamma_f \cdot P / N_q \cdot \sigma'_v$$

Nødvendig forankringslengde :

$$l_f = \gamma_f \cdot P / 0,7 \cdot \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi'$$

γ_f = lastkoeffisient ($\approx 1,4$)

σ'_v = effektiv vertikalspenning

N_q = horisontal bæreevnefaktor (≈ 10)

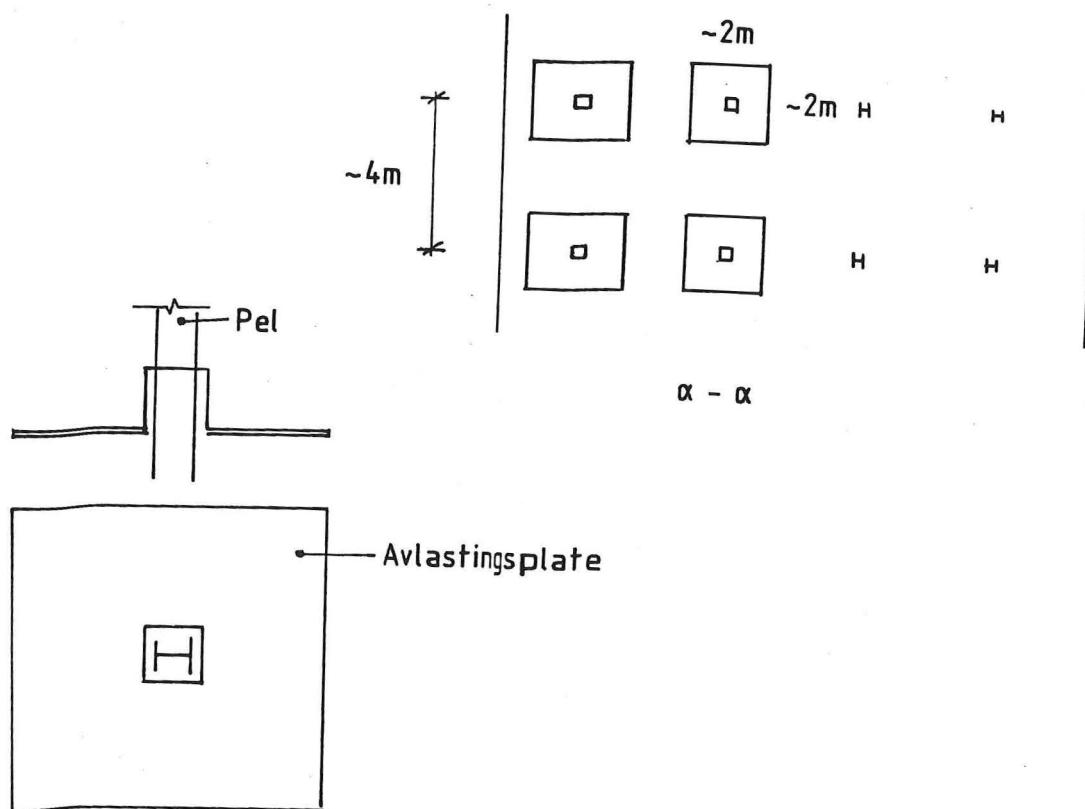
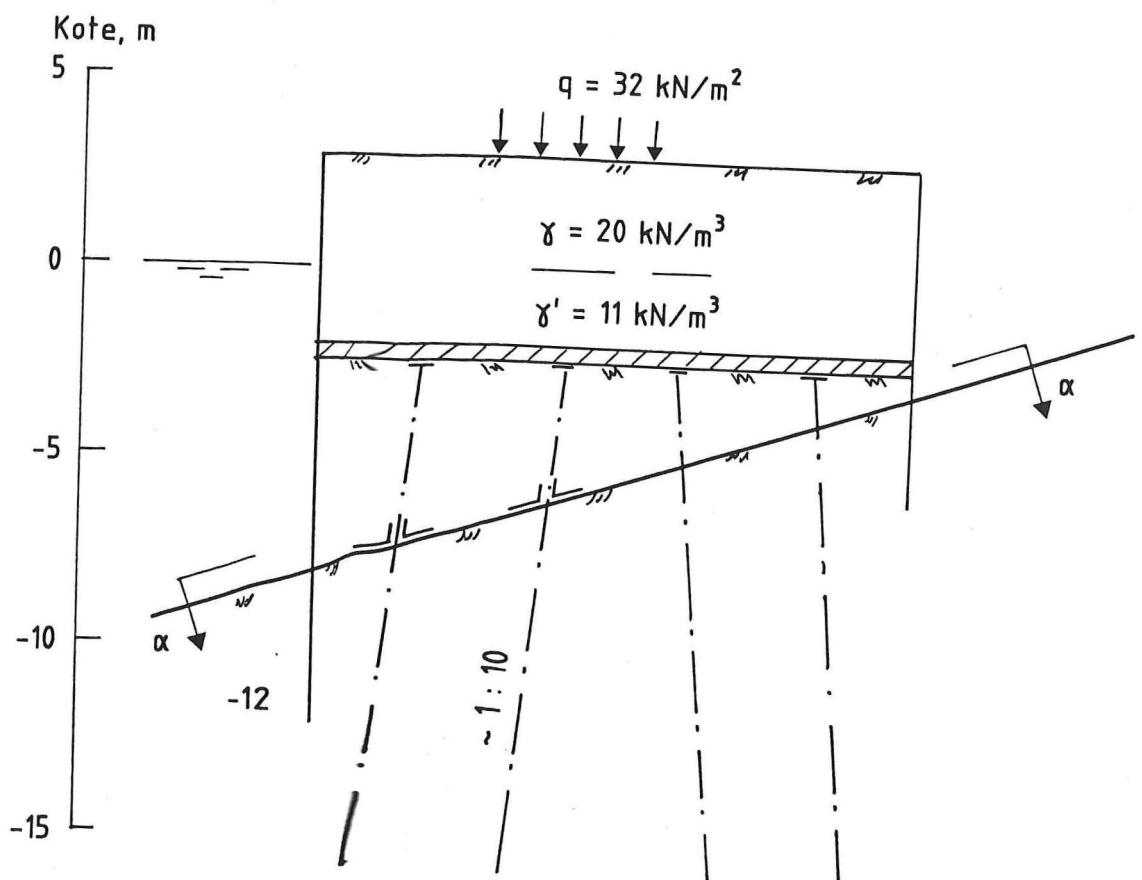
φ' = effektiv friksjonsvinkel, grus ($\approx 35^\circ$)

NY KAI, LONGYEARBYEN

Rapport nr. 900074-1	Figur nr. 010
-------------------------	------------------

Tegner 	Dato 11.02.91
Kontrollert	
Godkjent 	NGI

Dimensjonering av jordarmering



NY KAI, LONGYEARBYEN

Alternativ kaiutførelse

Rapport nr.
900074-1

Figur nr.
011

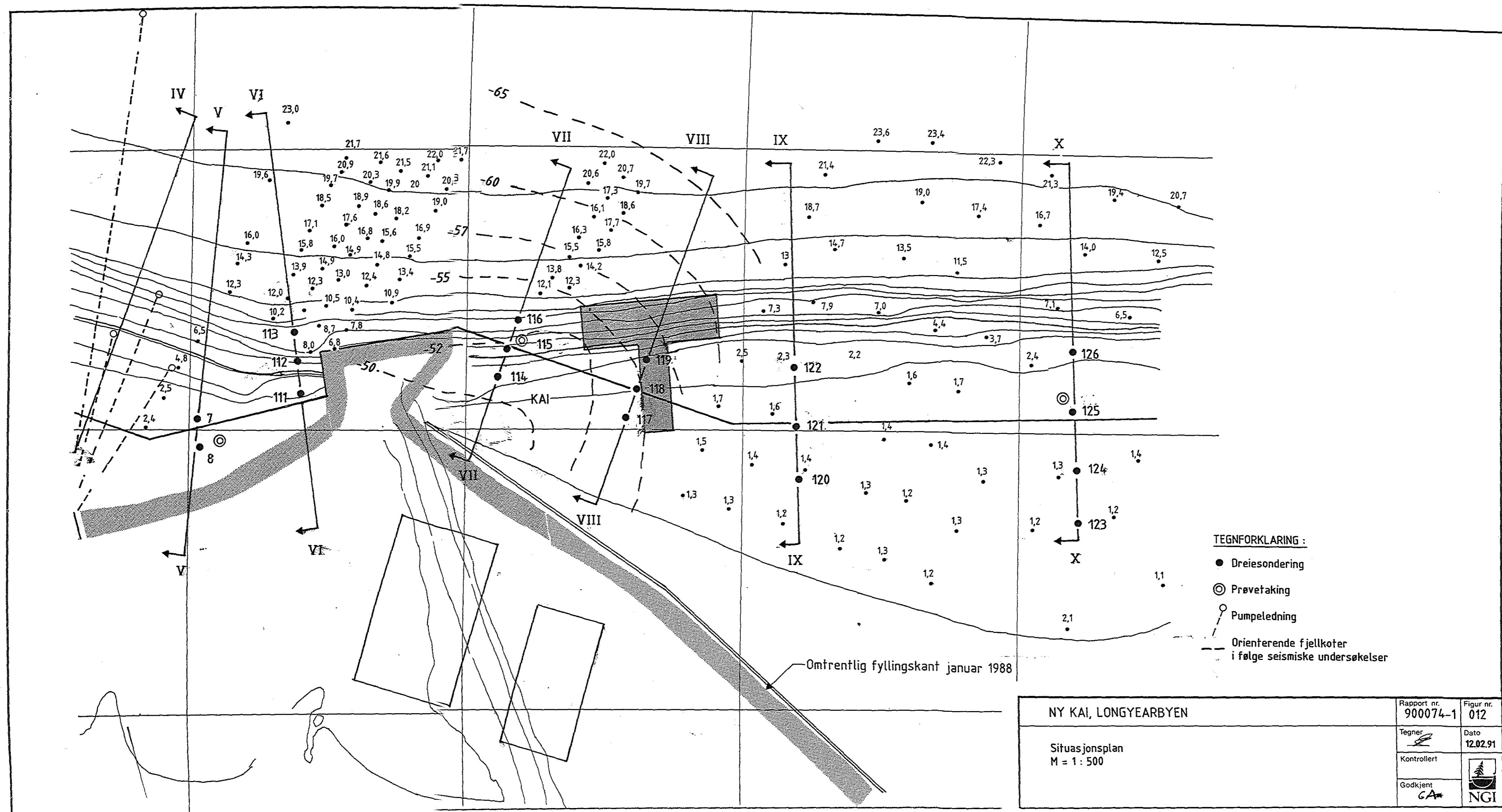
Tegner

Dato
11.02.91

Kontrollert

Godkjent





referanseside • documentation page

Rapportnummer / Report No.	900074-1	<input checked="" type="checkbox"/> Rapport Report	<input type="checkbox"/> Intern rapport Internal Report	
Rapporttittel / Report title	LONGYEARBYEN BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLD OG GEOTEK尼斯KE BEREKNINGER FOR NY KAI	Distribusjon / Distribution		
Oppdragsgiver / Client	Svalbard Samfunnsdrift A/S	<input type="checkbox"/> Fri Unlimited	<input checked="" type="checkbox"/> Begrenset Limited	
Prosjektleder / Project Manager	Gunnar Aas	<input type="checkbox"/> Ingen None	Dato / Date 12.02.91	
Utarbeidet av / Prepared by	Ove Eide/Gunnar Aas	Revisjon / Revision		
		Sider / Pages 11		
Emneord / Keywords Clay, dock, embankment, stability, sheet pile, computation, cellular structure				
Geografiske opplysninger / Geographical information				
Landområder / Onshore	Havområder / Offshore			
Land, fylke / Country, County	Spitsbergen	Havområde / Offshore area		
Kommune / Municipality				
Sted / Location	Longyearbyen	Feltnavn / Field name		
Kartblad / Map		Sted / Location		
UTM-koordinater / UTM-coordinates		Felt, blokknr. / Field, Block No.		