



# Ny havn i Kangaamiut

Forundersøgelser og forslag til en ny havn

af Anders Halsne Sand, s122970  
& Martin Thyme Christensen, s123497

Danmarks Tekniske Universitet  
Institut for Byggeri og Anlæg  
Diplom Afgangprojekt  
Vejleder: Thomas Ingeman-Nielsen  
16. februar 2017



## Resumé

Den begrænsede vanddybde i havnen i Kangaamiut medfører at RALs nye bygdeskib ikke effektivt kan anløbe bygden.

En ny havn som opfylder Qeqqata Kommuniens ønsker om at forbedre besejlingsforholdene – så bygden også kan anløbes af kystpassagerskibet Sarfaq Ittuk og mindre krydstogtskibe – kan anlægges i det nord-syd-gående stræde vest for bygden. Det foreslås at placere kajen på en pynt ca. 200 meter nord for dumpen, hvor der er plads til at imødekomme kommunens ønske om håndtering af containere.

I strædet er der tilstrækkelig dybt til at Sarfaq Ittuk planmæssigt sejler igennem, men detaljeret viden om bathymetrien er begrænset, og feltundersøgelser har vist et behov for yderligere opmåling i området nord for pynten, inden kajens placering fastlægges.

Anlægsomkostningerne til havn og vej estimeres til 17-25 mio. kr. afhængigt af behovet for uddybning i strædet. Derudover må påregnes udgifter til forundersøgelser og en oprydning af dumpen, hvis den foreslåede placering skal benyttes.



# Forord

Denne rapport er udarbejdet som afgangsprøve for diplomingeniøruddannelsen i Arktisk Teknologi ved Center for Arktisk Teknologi (ARTEK), DTU Lyngby, med Thomas Ingeman-Nielsen som vejleder.

Afgangsprøvet svarer til en arbejdsbelastning på 20 ECTS point, fordelt på indledende litteraturstudie, felt- og laboratoriearbejde i Grønland samt efterfølgende resultatbehandling, og udarbejdelse af forslag til en ny havn med tilhørende økonomisk overslag.

Rapporten tager udgangspunkt i Qeqqata Kommuniens ønske om at forbedre havnefunktionerne i Kangaamiut, så større skibe kan anløbe.

Parallelt med dette projekt har Nicole Pedholt Andersen skrevet afgangsprøve om de samfundsøkonomiske gevinster ved at anlægge en ny havn. Feltarbejdet i Kangaamiut er udført samtidig for begge projekter, som ellers er uafhængige. Resultaterne fra Nicoles undersøgelser berøres ikke i denne rapport, og de to rapporter skal ses som to separate dele af en samlet helhedsvurdering.

En stor tak til Qeqqata Kommunia, særligt Planchef Hans Holt Poulsen, for at skabe projektet og finansiere rejse og indkvartering under feltarbejdet i Grønland, og til Kåre Henriksen, ARTEK, for at etablere kontakten.

Tak til Lars Stenseng og Ole Andersen, DTU Space, for hjælp med GNSS-udstyr og vejledning i arbejdet med land- og tidevandsmålinger, og til Katrine Alling Andreasen, DTU Byg, for sparring vedr. fjeldstyrke.

Yderligere skal lyde en tak til Hans Hinrichsen og Curtis Chapman fra Mineskolen i Sisimiut, for lån af udstyr til udtagning og bearbejdning af fjeldprøver, og til alle i Kangaamiut som har hjulpet os under feltarbejde.

## Procesrapport

Udarbejdelsen af nærværende rapport er sket i et tæt samarbejde mellem begge forfattere. Under feltarbejdet er alle opgaver løst ved fælles hjælp, mens dele af det øvrige arbejde er blevet fordelt: Anders har stået for konstruktioner og dimensionering, og Martin har lavet størstedelen af databehandlingen og stået for udarbejdelse af kort og figurer. Øvrige opgaver er løst i samarbejde og rapportens endelige indhold er gennemarbejdet i fælles dialog.

# Indhold

<b>Forord</b>	<b>III</b>
<b>1 Indledning</b>	<b>1</b>
1.1 Problemformulering . . . . .	1
<b>2 Kangaamiut</b>	<b>3</b>
2.1 Klimatiske og geologiske forhold . . . . .	4
2.2 Infrastruktur – veje og kajanlæg . . . . .	9
<b>3 Specificering af krav og forslag til placering</b>	<b>15</b>
3.1 Krav til havnefunktioner . . . . .	15
3.2 Forslag til placering . . . . .	17
<b>4 Havneanlæg i Grønland</b>	<b>19</b>
4.1 Eksempler på havnekonstruktioner anvendt i Grønland . . . . .	19
<b>5 Teori</b>	<b>25</b>
5.1 Tidevand . . . . .	25
5.2 Fjeldstyrke . . . . .	27
5.3 Vej . . . . .	28
<b>6 Metode</b>	<b>31</b>
6.1 Vandstandsmåling . . . . .	31
6.2 Landmåling . . . . .	31
6.3 Geologi og fjeldstyrke . . . . .	35
<b>7 Resultater</b>	<b>41</b>
7.1 Vandstandsmåling . . . . .	41
7.2 Landmåling . . . . .	44
7.3 Geologi og fjeldstyrke . . . . .	48
<b>8 Diskussion af resultater</b>	<b>57</b>
8.1 Tidevand – LAT . . . . .	57
8.2 Dybdemålinger . . . . .	57
8.3 Geologi og fjeldstyrke . . . . .	58
<b>9 Forslag til ny havnekonstruktion</b>	<b>61</b>
9.1 Valg af placering . . . . .	61
9.2 Konstruktion – kaj og containerområde . . . . .	63
9.3 Linjeføring – vej fra dumpen . . . . .	67
9.4 Overslag – anlægsomkostninger . . . . .	71
<b>10 Diskussion af projekt og forslag til videre arbejde</b>	<b>73</b>
<b>11 Konklusion og anbefaling</b>	<b>77</b>

---

Litteratur	79
Bilag	82
A Geologisk kort	83
B Fikspunktsbeskrivelse 71942	85
C Misvisning for Kangaamiut	87
D Tidevandsmodeller – residualer	89
E Dybdemålinger mellem Kaj A og B	91
F Topografisk opmåling	95
G Resultater af UCS-forsøg	97
H Resultater af Brazil-forsøg	101
I Resultater af Schmidt Hammer-forsøg	103
J Disponering af kajareal	105
K Linjeføring for vej til Kaj A og B	109
L Dimensionering af kajareal	113
M Dimensionering af vejbefæstelse	115
N Overslag over anlægsomkostninger for havn og vej	117

## Figurer

2.1	Kangaamiut er bygget på en syd-sydvest-vendt fjeldside. Billedet er taget fra den nordvestlige ende af sundet som de to eksisterende kajanlæg er placeret i. Fiskefabrikken ses til højre i billedet. . . . .	3
2.2	Kangaamiut på Grønlands vest-kyst. Kort fra Albatros Travel (2017). . . . .	4
2.3	Vindstyrke og retning for Kangaamiut fra sep. 1966 til dec. 1969. Dominerende vindretninger er nord, hvor ca. 45% af observationerne ligger, og sydvest, hvorfra de højeste vindstyrker observeres. . . . .	5
2.4	Permafrost i Grønland (Brown et al., 1997). Kangaamiut (markeret med rød pil) ligger i den diskontinuerte permafrost-zone (orange). . . . .	6
2.5	Tv.: Daglige middeltemperaturer (°C) fra 1961-1987 og 2000-2015 (Cappelen, 2016) – gennemsnitlig dags-temperatur for alle årene er optegnet med rød. Th.: årsmiddeltemperatur (°C) for 1961-1987 og 2000-2015. . . . .	7
2.6	Fryse- og tø-indeks beregnet for lufttemperaturer ved Maniitsoq omregnes til overflade-indices med $n_f = 0,9$ og $n_t = 2,0$ . Til højre ses forskellen mellem frysning og optøning pr. år. . . . .	8
2.7	Oversigt over Grønlands geologiske opbygning. Kort fra Henriksen (2002) (tv.) og GEUS (1989) (th.). . . . .	8
2.8	Havneplan for Kangaamiut. Skonnertkaj ligger umiddelbart øst for indsejlingen mellem øerne, mens Fiskerikaj ligger ved fabrikken på Fiskeriø. Tankskibe ankrer op ud for indsejlingen og pumper brændstof til tankanlægget gennem en slange. Kortudsnit fra (Geodatastyrelsen, 2017). . . . .	10
2.9	Minik Artica ved Skonnertkaj og M/S Fram uden for øerne, hvor tankskibet normalt ligger. Alle tre skibsstørrelser er skitseret i strædet vest for bygden, hvor der tidligere er udført forundersøgelser af GTO/NunaTek og to ARTEK-studerende. . . . .	12
3.1	Alternativer til placering af ny havn . . . . .	18
4.1	Atlantkaj i Sisimiut (Skærbo, 1985) . . . . .	20
4.2	Supportkaj i Sisimiut – knuste sten for dræning (Skærbo, 1985) . . . . .	21
4.3	Trawlerkaj – Fiskenaeset (Skærbo, 1985) . . . . .	22
4.4	Trawler kaj i Egedesminde (Skærbo, 1985) . . . . .	23
4.5	Øverst: Spunsen rammes ned i sedimentlaget og der uddybes foran spunsen til ønsket vanddybde. Nederst: Spunsen placeres i en udsprængt rende i fjeldet. Der uddybes foran spunsen med undervandsprængning. Skitser fra Sikuki Nuuk Harbour (2015). . . . .	24
5.1	Tidevandets variation over to døgn. Variationerne fra $M_2$ , $S_2$ , $K_1$ og $O_1$ skitseret med stiplede linjer. Den fuldt optrukne sorte linje er summen af de 4 bidrag vægtet med værdierne fra tabel 5.1. . . . .	26
5.2	Brudformer for cylindre belastet med tryk (a og b) eller træk (c) (Zhang, 2016). . . . .	28
5.3	Behov for ekstra manøvrebredde i kurver (GTO, 1984) . . . . .	30
5.4	Hældning på vejens tværprofil (GTO, 1984) . . . . .	30

6.1	Opsætning af base-GPS i punkt 71942. . . . .	32
6.2	Dybdemålinger med ekkolod . . . . .	33
6.3	Omregning af dybdemålinger $d$ til dybder ift. middelvandstand (MV) $D_{MV}$ . . . . .	34
6.4	Kryds mellem to linjer $L_1$ og $L_2$ . For $L_1$ bruges middelværdien af dybderne for $d_{1,1}$ og $d_{1,2}$ , og for $L_2$ bruges dybden fra $d_{2,2}$ da punktet er tæt på krydset. . . . .	35
6.5	Retningsangivelse for strygning og hældning af sprækker. Når højre hånds fingre peger ned langs hældningen er strygningen i retning med tommelfingeren. . . . .	36
6.6	Prøveopstilling for UCS. Billedet er taget umiddelbart efter aflastning. . . . .	37
6.7	Tv: Skævhed pga. udsavning placeres langs en fri side, således at den ikke påvirker bruddet. Th: Prøve-emne indsat i Brazilian-kæber i 20 kN-pressen. . . . .	38
7.1	Vandstandsmålinger i perioden 3/10 2016 – 14/10 2016. Målingerne er kalibreret til lokalt højdesystem (MV) ved indmåling af vandspejl med GPS (rødt punkt). Øvrige punkter markerer kontrolmåling af vandspejl med GPS. Højeste højvande og laveste lavvande forekommer i starten/slutning af måleperioden. . . . .	42
7.2	Tv.: Simple model ( $M_2 + S_2$ ) fitted til vandstandsmåling. Th.: residualer fra den simple model ( $\text{res} = \text{data} - \text{fit}$ ) med en relativ stor fejl $\sigma_{\text{res}} = 18,35$ cm. Den periodiske variation i residualerne indikerer at modellen ikke har alle påvirkninger inkluderet. . . . .	42
7.3	Tv.: Udvidet model indeholdende 3 halv-daglige ( $M_2$ , $S_2$ og $N_2$ ) samt 2 daglige ( $K_1$ og $O_1$ ) variationer tilpasset til vandstandsmåling (lokal MV). Th.: residualer fra modellen ( $\text{data} - \text{fit}$ ) $\sigma_{\text{res}} = 7,33$ cm. . . . .	43
7.4	Område anvendt til udarbejdelse af højdemodel omkring alternativ A og B markeret med grønt. . . . .	45
7.5	Bathymetri fra målinger med ekkolod mellem Kaj A og B. Umiddelbart nord for Kaj A er der et skær i tidevandszonen. Kort med datapunkter findes i bilag E. . . . .	47
7.6	Området består overvejende af fast fjeld. På plateauet øst for Kaj B og i slutten syd for forbrændingsanlægget findes områder med sedimenter/aflejringer. Dumpen (omkring forbrændingsanlægget) er en opfyldning af blandet affaldsmateriale. Pynten ved Kaj B gennemskaeres af en ca. 1 m bred doleritgang, og yderst mod vandet krydser 2 sprækker hinanden så en blok skaeres fri på to sider. . . . .	49
7.7	Pynten ved Kaj B set fra nord mod syd. Det forvitrede område umiddelbart nedenfor fjeldvæggen er resterne af en doleritgang. . . . .	50
7.8	Placeringer for udtagning af fjeldprøve 1-3. Fjeldprøve 3 er taget fra den mørke doleritgang. . . . .	50
7.9	Sprækker ved område A og B. Retning angivet ift. sand nord, hældning (mod højre) i grader fra vandret. Punkterne viser retning og hældning på de enkelte sprækker, og histogrammet indikerer antallet af sprækker i $10^\circ$ interval. . . . .	51
7.10	Træk- og trykstyrker for prøver med $d = 38$ mm fra de 3 lokaliteter. Fejllinjer angiver $\pm 1$ spredning. . . . .	52
7.11	Last-rate og UCS for de enkelte prøveemner (data findes i bilag G). Trods få datapunkter ser der ud til at være en sammenhæng mellem last-raten og den målte styrke for $FP_3$ , hvor hurtigere oplastning fører til højere styrke. . . . .	53

7.12	Trækstyrke ift. last-raten for de 3 typer. Den store variation i last-raten for $FP_3$ skyldes pressen som blev anvendt til disse forsøg. . . . .	54
7.13	Schmidt hammer rebound-værdier. Nederst til højre for Kaj B er der testet både dolerit og gnejs. Doleritten har den højeste rebound-værdi. . . . .	55
9.1	Plantegning af den foreslåede kaj, med Sarfaq Ittuk og Minik Arctica skitseret ved kajen. Gule områder markerer nedsprængning uden for konstruktionen. De skravede områder nedsprænges efter behov. . . . .	64
9.2	Tværsnit gennem midten af kajfronten. Øvre forankring laves enten med ankerplader, som overfører de vandrette kræfter til opfyldningen, eller ved at forlænge ankerstængerne til en ankerblok på land, som overfører kræfterne til grundfjeldet. . . . .	65
9.3	Vej fra dumpen til Kaj B: Mellem st. 40-80 og st. 150-200 sprænges en hylde i fjeldet. Den stiplede linje markerer undersiden af en 1,5 m tyk vejkasse. . .	69
9.4	Vejens opbygning på sediment og fyld bestemmes af underbundens styrke. På fjeld er afretningslaget med sprængsten af udførelsestekniske grunde min. 1 meter. . . . .	70
<b>Figurer i Bilag</b>		<b>82</b>
F.1	Forskel mellem den udførte topografiske opmåling og højdekurverne fra Asiaq. I områder med huller i opmålingen er der store forskelle (figur F.2) – disse er her fjernet fra datasættet. . . . .	95
F.2	Datapunkter fra topografisk opmåling. . . . .	96
G.1	Tid/Kraft-grafer fra de enkelte UCS-forsøg. X-aksen angiver tiden i sekunder fra dataloggeren blev startet. Y-aksen angiver den udlæste kraft fra oliepressen i kN. Last-raten (blå linje) bestemmes ved lineær regression af kraften fra oplastningen startes (grøn) til prøven bryder (rød). . . . .	98
G.2	UCS-prøveemner fra fjeldprøve 1 (gneiss). Nr. 4, 5 og 9 er sorteret fra da kun et hjørne er brudt af. Prøve 6 er taget ud da første brud, pga. skævheder, kun bestod i en side som gik løs. . . . .	99
K.1	Mulige linjeføringer for vej til hhv. Kaj A og B. Rød/Sort angiver at gradienten her er større end $\pm 12,5\%$ . . . . .	109
K.2	Optegning af profil for linjeføringer til Kaj A. Røde prikker på grafen markerer hvor hældningen overstiger $12,5\%$ . Gradienten efter udjævning er noteret. . .	111
K.3	Optegning af profil for linjeføringer til Kaj B. Røde prikker på grafen markerer hvor hældningen overstiger $12,5\%$ . Gradienten efter udjævning er noteret. . .	112
L.1	De i tabellen angivne dimensioner er markeret på figurerne på næste side. . .	113
M.1	Den tilladelige tøjning findes ud fra antal ækvivalente 10 tons-aksler (Willadsen, 1992). . . . .	115
M.2	Den tilladelige spænding $\sigma$ [MPa] på oversiden af hvert lag kan aflæses i forhold til det givne E-modul (Willadsen, 1992). . . . .	115

## Tabeller

3.1	Skibenes størrelse og dybgang. . . . .	16
5.1	Periode og vægt for forskellige tidevandspåvirkninger (Knauss, 1997). Vægten angiver størrelse ift. $M_2$ . . . . .	26
6.1	Prøvestørrelser for udførte forsøg på fjeld. . . . .	38
7.1	LAT for de forskellige tidevandsmodeller angivet som niveau under middelvande (MV). Standardafvigelsen på residualerne $\sigma_{\text{res}}$ bruges til vurdering af modellens kvalitet, og modellen som med færrest parametre bedst forklarer data vælges. . . . .	44
7.2	Trækstyrke ( $\sigma_t$ ), trykstyrke ( $\sigma_c$ ) og antal fjeldprøver (N) for hhv. Brazilian- og UCS-forsøg udført på 38 mm kærner fra Kangaamiut. . . . .	52
7.3	Middel rebound-værdi, standardafvigelse samt antal set for de to bjergarter (gnejs med 2 forskellige grader af forvitring og dolerit). . . . .	55
7.4	Schmidt hammer UCS og målt UCS. . . . .	56
8.1	Vurdering af gnejs' egnethed som dæksten jf. CIRIA et al. (2007, tabel 3.12)	60
9.1	Beregning af nødvendig kajdybde med M/S Fram som dimensionsgivende skib.	61
9.2	Argumenter for/imod Kaj A og B. . . . .	63
9.3	Beregning af dynamisk og statisk last. . . . .	66
9.4	Udsprængnings- og opfyldningsmængder for havnekonstruktion . . . . .	67
9.5	Faktorer anvendt til vej-dimensionering. . . . .	70
9.6	Overslag over anlægsomkostninger til havn og vej, afrundet til 100.000 kr. . .	71

## Tabeller i Bilag

82

G.1	Resultater fra UCS test – * markerer afvigelser . . . . .	97
H.1	Resultater fra Brazilian test – * markerer afvigelser . . . . .	101
I.1	Resultater fra Schmidt Hammer forsøg – * markerer afvigelser . . . . .	103
N.1	Samlet overslag på anlægsomkostninger . . . . .	118
N.1	Samlet overslag på anlægsomkostninger (fortsat) . . . . .	119



# 1 Indledning

Historisk har havneanlæg spillet en vigtig rolle for såvel grønlandske byer som bygder, idet skibstrafik har været, og fortsat er, den primære forbindelse til omverdenen.

Den eksisterende havn i Kangaamiut består af 2 kajanlæg, som begge er placeret i strædet mellem “hovedøen”, hvor bygden ligger, og 3 mindre øer som ligger lidt syd for hovedøen. Det smalle stræde er godt beskyttet mod vind og bølger, men er hverken særligt dybt eller bredt, hvilket begrænser størrelsen på skibe som kan anløbe havnen.

Royal Arctic Line indsætter fra 2017 et nyt og større bygdeskib som bl.a. skal besejle Kangaamiut. I efteråret 2016 blev det under en prøvesejlads testet om skibet kunne komme ind til den eksisterende kaj. Dette viste sig vanskeligere end forventet, og RAL har efterfølgende erfaret, at det nye skib kun kan komme til kaj ved højvande. Tidsrummet hvor det nye bygdeskib kan laste og losse i bygden begrænses af tidevandet, og konsekvensen af dette er betydelige forsinkelser i sejlplanen.

Persontransport til Kangaamiut foregår, når der ses bort fra private både, med kystpassagerskibet Sarfaq Ittuk, som sejler langs Grønlands vestkyst. Skibets størrelse gør, at det ikke kan komme til kaj i to bygder, og overførsel af passagerer til/fra skibet foregår her med en mindre redningsbåd. Én af disse bygder er Kangaamiut.

## 1.1 Problemformulering

Kommunen ønsker en havn som kan modtage containere fra RALs nye bygdeskibe og som gør det muligt for kystpassagerskibet Sarfaq Ittuk at komme til kaj. For fremtidig udvikling ønskes det også at mindre krydstogtskibe kan benytte havnen.

1. Hvilke fysiske krav stilles til en havn som kan opfylde kommunens ønsker?
  - 1.1. Hvad er den nødvendige dybde i havnen?
  - 1.2. Hvor stort areal behøves til håndtering og placering af containere?
  - 1.3. Hvilke belastninger skal havnebefæstelsen dimensioneres efter?
2. Kan de eksisterende anlæg opgraderes til at opfylde kommunens ønsker?
3. Hvordan kan der anlægges en ny havn som opfylder kommunens ønsker?
  - 3.1. Hvor findes de bedste fysiske forhold til etablering af en ny havn?
  - 3.2. Hvordan skabes forbindelse mellem havn og bygd?
  - 3.3. Hvordan er tilsvarende havneanlæg tidligere udført i Grønland?
4. Hvad er anlægsomkostningerne for den foreslåede havn?

## Projektafgrænsning

Projektet er udarbejdet som en anlægsbestemt forundersøgelse for en ny havn, og tager udgangspunkt i Qeqqata Kommuniass ønske herom. Rapportens fokus er på valg af en egnet placering og skitsering af en tilhørende kajkonstruktion. For at kunne estimere de samlede anlægsomkostninger ses der også på de geotekniske forhold for hvordan en vej til havnen kan anlægges. Forsyning af havnen med el og vand fra bygden, samt miljø og samfundsøkonomiske effekter, ligger udenfor dette projekt.

## 2 Kangaamiut

Kangaamiut er en bygd i Qeqqata Kommunia på Grønlands vestkyst. Bygden ligger på den sydlige del af en ø yderst på kysten og husene er fordelt op ad den syd-sydvest-vendte fjeldside (figur 2.1).

De nærmeste omkringliggende byer er Sisimiut mod nord, Maniitsoq mod syd og bygden Kangerlussuaq mod nordøst, se figur 2.2 på næste side. I dette kapitel beskrives de klimatiske og geologiske forhold i området samt den eksisterende infrastruktur i bygden.



**Figur 2.1:** Kangaamiut er bygget på en syd-sydvest-vendt fjeldside. Billedet er taget fra den nordvestlige ende af sundet som de to eksisterende kaj anlæg er placeret i. Fiskefabrikken ses til højre i billedet.



Figur 2.2: Kangaamiut på Grønlands vest-kyst. Kort fra Albatros Travel (2017).

## 2.1 Klimatiske og geologiske forhold

I forbindelse med havnebyggeri er viden om vind, bølger, strøm og is vigtig for valg af placering og konstruktion, og de geotekniske og geologiske forhold har betydning for hvordan vej og havn kan anlægges.

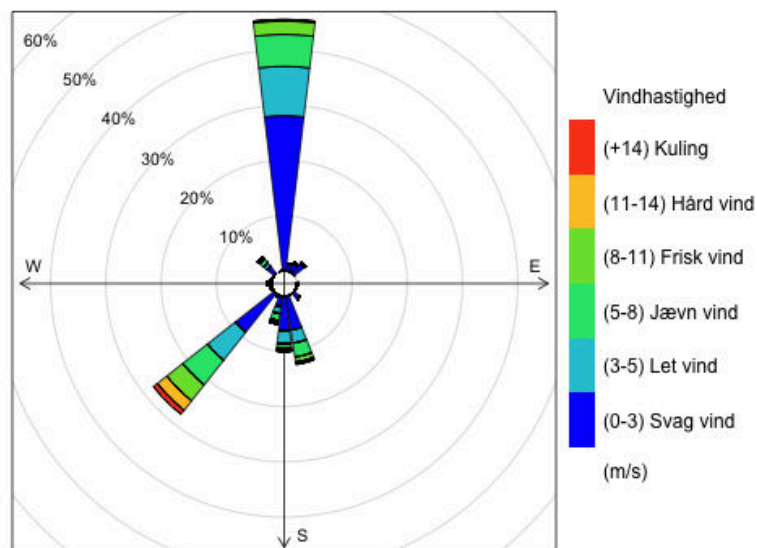
De følgende afsnit er resultatet af et litteratur-studie af den tilgængelige viden om Kangaamiut, som i nogle tilfælde er begrænset.

### 2.1.1 Vind og strøm

DMI har fra september 1966 til december 1969 målt vindstyrke og retning to gange om dagen (kl. 12 og 15) i Kangaamiut. Vindretningen er angivet som middelværdien for en 10 minutter lang observation i 10°-intervaller og styrken er givet som middelværdien for observationsperioden med en nøjagtighed på 0,1 m/s (Cappelen, 2016). Det har ikke været muligt at fremskaffe nyere oplysninger om vinden, men det antages at der ikke er sket store ændringer i de dominerende vindretninger over de sidste 40 år.

Vind-observationerne for den 3,3 år lange periode viser to dominerende vindretninger: den hyppigste vindretning er fra nord, mens kraftig blæst (> frisk vind) oftest kommer fra sydvest (figur 2.3 på modstående side).

Strømforholdene omkring bygden er ikke undersøgt nærmere, men af Den Grønlandske Havnelods fremgår det, at strømmen i bygdens havn er svag og ikke generende for anløb. I sundet nord/vest for bygden er tidevandsstrømmen nordgående ved stigende vande og sydgående ved faldende vande (Geodatastyrelsen, 2017). Se evt. kortet i figur 2.8 på side 10.



**Figur 2.3:** Vindstyrke og retning for Kangaamiut fra sep. 1966 til dec. 1969. Dominerende vindretninger er nord, hvor ca. 45% af observationerne ligger, og sydvest, hvorfra de højeste vindstyrker observeres.

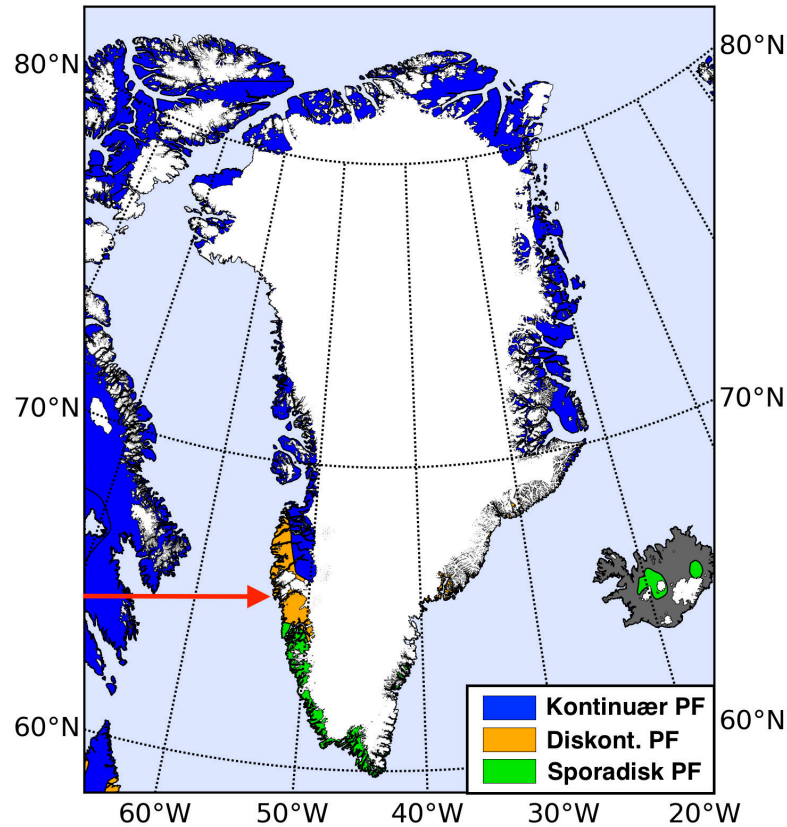
### 2.1.2 Is og permafrost

Beliggende lidt syd for polarcirklen er Kangaamiut, som Qeqqata Kommuniens resterende byer og bygder isfri det meste af året og kan, på nær i sjældne tilfælde, besejles året rundt (Geodatastyrelsen, 2017). Vilhelm Petersen, kaptajn på Sarfaq Ittuk, fortalte at han ikke har oplevet problemer med is som forhindrede at skibet kunne komme ind ved Kangaamiut (personlig kommunikation, okt. 2016). Havis forventes ikke at give problemer for besejling af en ny havn, men kajen må dimensioneres til at klare belastning fra passerende drivis og en evt. isfod.

Permafrost er udbredt i Grønland og giver flere steder anledning til problemer med anlægskonstruktioner. Da Kangaamiut ligger i den diskontinuerte permafrost-zone (figur 2.4 på den følgende side) analyseres lufttemperaturmålinger fra området som grundlag for en vurdering af risikoen for at støde på frosne aflejringer.

### Lufttemperatur

Der er ikke fundet tilgængelige temperatur-målinger for bygden. De nærmeste målestationer er Maniitsoq (50 km mod syd), hvor DMI siden 1961 har indsamlet vejr-data, og Sisimiut (125 km mod nord). Da Maniitsoq ligger tættest på Kangaamiut anvendes temperaturmålinger herfra.



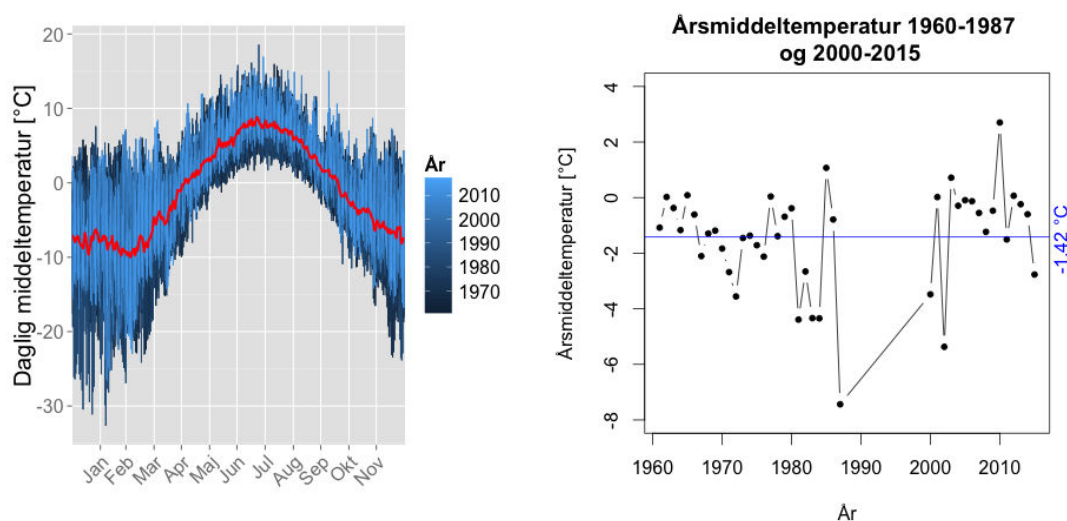
**Figur 2.4:** Permafrost i Grønland (Brown et al., 1997). Kangaamiut (markeret med rød pil) ligger i den diskontinuerte permafrost-zone (orange).

Den årlige temperatur-variation for Maniitsoq fra 1961-1987 og 2000-2015 ses i figur 2.5 på næste side, hvor både middeltemperatur for de enkelte dage henover året (tv.) og årsmiddeltemperatur (th.) er optegnet. Middelværdien for temperaturen over årene er  $-1,42$  °C og dermed varmere end de  $-3$  °C der normalt antages som den varmeste års-middeltemperatur for jordoverfladen hvor permafrost kan forventes (Andersland og Ladanyi, 2004).

Til at beskrive intensiteten af hhv. frysning og optøning over en sæson anvendes luftens fryse- og tømindex, der er en summation af hhv. graddage med frost gennem vinteren ( $I_{af}$  : air freezing index) og graddage med positiv temperatur gennem sommeren ( $I_{at}$  : air thawing index) (Andersland og Ladanyi, 2004):

$$I_{af} = \sum_{d, T_d < 0} T_d \cdot 1 \text{ d} \quad I_{at} = \sum_{d, T_d > 0} T_d \cdot 1 \text{ d} \quad (2.1)$$

Da der her ses på det samlede billede over årene er fryse- og tømindex for enkelthedens skyld beregnet som graddage med temperaturer hhv. under og over  $0$  °C for de enkelte år, og ikke som antal graddage i hver enkelt fryse/tøm-sæson. De årlige resultater fremgår af figur 2.6 på side 8.



**Figur 2.5:** Tv.: Daglige middeltemperaturer (°C) fra 1961-1987 og 2000-2015 (Cappelen, 2016) – gennemsnitlig dags-temperatur for alle årene er optegnet med rød. Th.: årsmiddeltemperatur (°C) for 1961-1987 og 2000-2015.

### Jordtemperatur

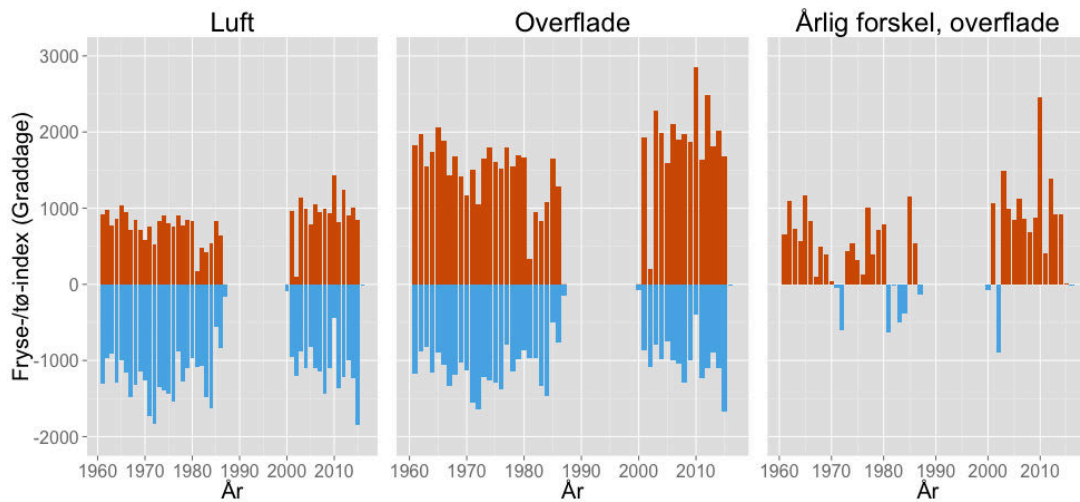
Temperaturen i jordoverfladen (1 cm dybde) afviger fra lufttemperaturen pga. flere forskellige faktorer, bl.a. udstråling, vegetation, snedække og jordens termiske egenskaber. Forholdet mellem lufttemperaturen og overflade-temperaturen beskrives ved  $n$ -faktoren, hhv.  $n_f$  for frysning og  $n_t$  for optøning:

$$n_f = \frac{I_{sf}}{I_{af}} \quad (2.2)$$

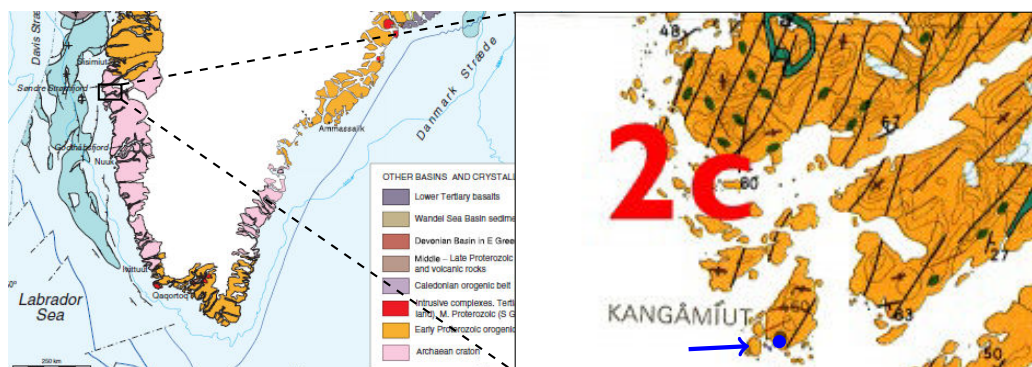
hvor  $I_{sf}$  betegner fryse-index for overfladen (surface).

$n$ -faktoren afhænger af overfladen og til dels hvor langt man er mod nord (eller syd). En oversigt kan findes i Andersland og Ladanyi (2004, kapitel 3). Området ved Kangaamiut består hovedsageligt af bart fjeld, men da der ikke haves  $n$ -faktorer herfor er det valgt at anvende faktorerne for sand/grus:  $n_f = 0,9$  for frysning og  $n_t = 2,0$  for tønning. De tilsvarende korrigerede fryse- og tønindex findes i figur 2.6 på næste side. Ser man på forskellen mellem frysning  $I_{sf}$  og tønning  $I_{st}$  for de enkelte år (figur 2.6 på den følgende side) ses det at opvarmningen om sommeren generelt er større end frysningen gennem vinteren, for en sand/grus-overflade i Maniitsoq.

Da Kangaamiut ligger lidt nordligere end Maniitsoq forventes en lidt koldere årsmiddeltemperatur, men da temperaturen for Maniitsoq er mere end 1 °C varmere end grænsen hvor permafrost forventes, og da fjeldoverfladens egenskaber bidrager til en betydelig større opvarmning end frysning forventes der ikke permafrost i området. Dette blev bekræftet under feltarbejdet, hvor der ikke blev observeret tegn på permafrost, og senere af den lokale entreprenør, som oplyser at han ikke på noget tidspunkt er stødt på frosne aflejringer ved gravearbejde udført i sensommeren (Ole Kreutzman, personlig kommunikation, 6. jan. 2017). Permafrost behandles derfor ikke yderligere i denne rapport.



**Figur 2.6:** Fryse- og tø-indeks beregnet for lufttemperaturer ved Maniitsoq omregnes til overflade-indices med  $n_f = 0,9$  og  $n_t = 2,0$ . Til højre ses forskellen mellem frysning og optøning pr. år.



**Figur 2.7:** Oversigt over Grønlands geologiske opbygning. Kort fra Henriksen (2002) (tv.) og GEUS (1989) (th.).

### 2.1.3 Geologi

Den største del af Grønland består af det prækambriske grundfjeldsskjold, der er sammensat af gnejsiske og granitiske bjergarter. Grundfjeldsskjoldet består af flere sammensvejsede arkæiske og palæoprotozoiske bjergkæder. De bjergarter der i dag er ved jordens overflade, er opstået nede i jordskorpen på 20 – 50 km ved en temperatur på 400 °C – 600 °C (Niels Henriksen, 2006).

#### Den Arkæiske blok

Det arkæiske grundfjeld regnes for at tilhøre den ældste bjergkædedannelse og er dannet for ca. 3.800 – 3.600 mio. år og for 3.100 – 2.600 mio. år siden. Længst mod nord i den arkæiske blok findes den sen-arkæiske del af grundfjeldet, hvilket består af deformerede omdannede, oprindeligt dybt liggende intrusive bjergarterier samt metamorfe skifre. Den største del af det arkæiske grundfjeldsskjold består af granit og gnejser dannet i den

ynge del af perioden. Den ældste del af den arkæiske blok findes i Nuuk området. De arkæiske gnejskomplekser er gennemskåret af mørke gangformede intrusioner som består af bjergarter med basaltisk sammensætning. Gangene tilhører en gangsværm der har en alder på 2.200 – 2.000 mio år.

De N-NØ gående Kangaamiut-gange er dannet ved forskydninger langs sprækker gående parallelt med gangene. Bevægelserne antages at være en del af det samme forkastningssystem som Fiskefjord og Kobbefjord forkastningssystem (Escher og Watt, 1976). Bredden af gangene varierer, men er for de fleste fra 10–50 meter, dog er der enkelte som overstiger 100 m i bredde. Mange af gangene kan følges i flere kilometer. Den arkæiske blok grænser op mod det Nagssugtoqidiske foldebælte i nord og det Keltidiske foldebælte mod syd. I grænsen mellem det Nagssugtoqidiske foldebælte og den arkæiske blok er en 40 km bred overgangszon. Længst mod syd i overgangszonen er de basiske gange udeformede, og ses som doleriter, mod nord bliver bjergarterne omdannet til amfiboliter samtidig med at gangene bliver afbøjet og strukturelt brudt i stykker (Escher og Watt, 1976).

### Geologi Kangaamiut

Geologien omkring Kangaamiut består hovedsageligt af klipper, stedvist dækket af lav vegetation.

Grundfjeldet ved Kangaamiut er fra arkæisk tid, nærmere bestemt til sen-arkæisk tid (figur 2.7 på forrige side). Kangaamiut ligger i den sydlige del af overgangszonen mod Nagssugtoqiderne, hvor dolerit-gangene er udeformede og har en gennemgående lineær struktur gående mod N-NØ. For større geologisk kort se bilag A på side 83.

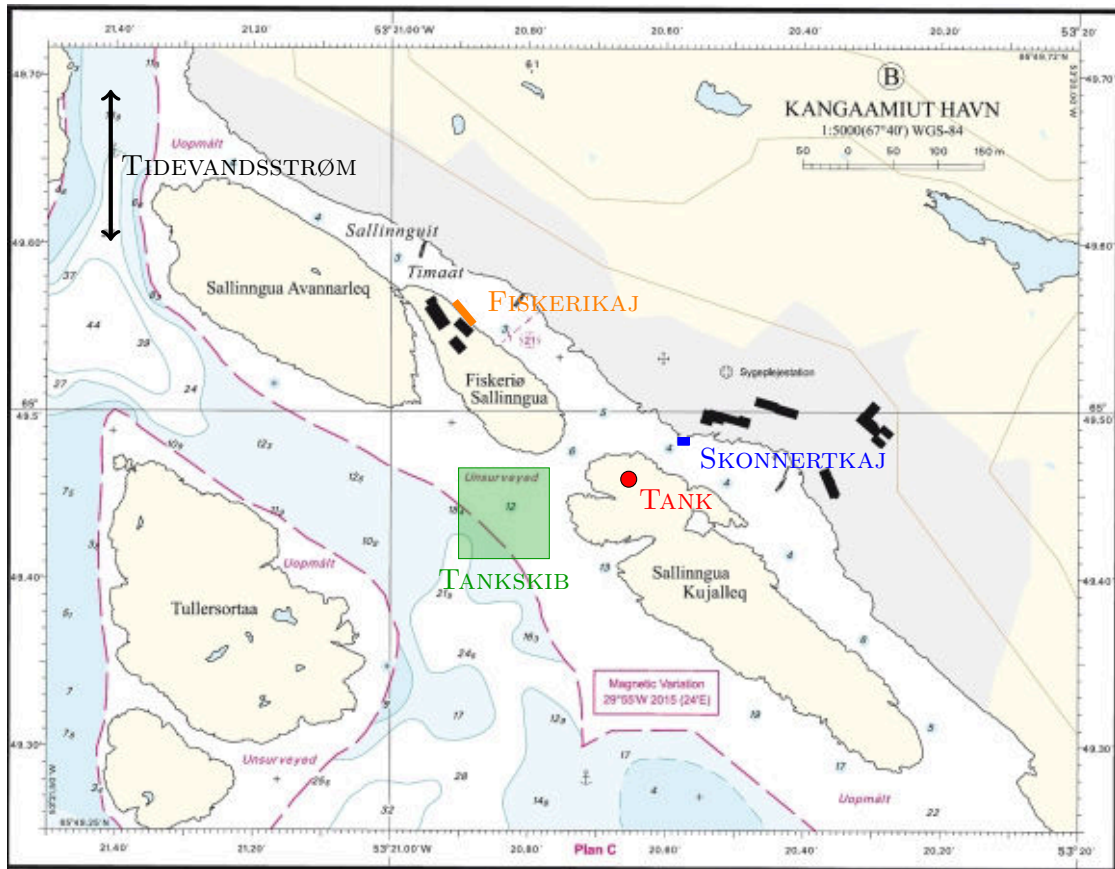
## 2.2 Infrastruktur – veje og kajanlæg

Kangaamiut har, som langt de fleste grønlandske byer og bygder, ikke fast forbindelse til andre bosteder. Al vare- og brændstofforsyning samt persontransport til og fra bygden foregår derfor med skib.

### 2.2.1 Havneområde og kajanlæg

Bygdens nuværende havneområde kan afgrænses til området indenfor 3 øer, som ligger syd for bygden og giver læ for både vind og bølger (den midterste af disse er Fiskeriø). Der er tale om et smalt stræde med åbning til havet i hhv. den nordvestlige og sydøstlige ende, samt mod syd midt i strædet, mellem Fiskeriø og Sallingua Kujalleq (tank-øen). Indsejling til strædet foregår hovedsageligt gennem den midterste åbning og fra den nordvestlige ende, hvor der er mere læ for vind og bølger pga. to store øer mod vest og sydvest.

Der findes 2 kaj-anlæg i bygden: Fiskerikaj og Skonnertkaj. Derudover er der en ankerplads udenfor øerne som benyttes ved forsyning fra tankskibe. Indenfor øerne er der yderligere 2 fortøjningsanlæg, ét mellem bygden og Fiskeriø og ét mellem bygden og tank-øen, samt nogle mindre ponton-broer hvor de lokale joller ligger fortøjet. Havneplanen ses i figur 2.8 på næste side.



**Figur 2.8:** Havneplan for Kangaamiut. Skonnertkaj ligger umiddelbart øst for indsejlingen mellem øerne, mens Fiskerikaj ligger ved fabrikken på Fiskeriø. Tankskibe ankrer op ud for indsejlingen og pumper brændstof til tankanlægget gennem en slange. Kortudsnit fra (Geodatastyrelsen, 2017).

**Fiskerikaj** består af en opmuret kajfront i kampesten, og bruges til lodsnig af fangst fra joller og kuttere, og lastning af forarbejdet fisk fra fabrikken til bygdeskibet. Pga. hældningen på fjeldet under kajen kan større skibe ikke lægge til ved lavvande. Samtidig er kajfronten, pga. tidevandet, høj, og det er vanskeligt at lodse fra joller direkte til kajen.

**Skonnertkaj** er udført som en kombination af en betonmur med bagfyld og en foranstående pælekonstruktion som udgør den egentlige kaj. Kajen benyttes fortrinsvis til lastning/lodsnig af bygdeskibet, som anløber bygden ca. hver anden uge. Derudover er bygdens tankanlæg placeret på skonnertkajen, hvorfra der sælges brændstof til de lokale både og joller.

**Tankanlægget** forsynes fra store tankskibe, som ankrer op ud for bygden og overfører brændstof gennem en slange til en stor lagertank på den sydøstlige ø, og til tankene under skonnertkajens bagareal.

## Besejling af bygden

De største skibe der besejler Kangaamiut pt. er kystpassagerskibet Sarfaq Ittuk og RAL's bygdeskib Aqqaluk Ittuk. Under de nuværende forhold er det kun Aqqaluk Ittuk der kan komme til kaj, da det for kystpassagerskibet ikke er muligt at sejle ind i det trange stræde (se figur 2.9 på den følgende side). Sarfaq Ittuk ligger istedet midt i strædet vest for øen, hvorfra passagerer sejles til og fra bygden med en mindre jolle.

Til erstatning for de gamle bygdeskibe (bl.a. Aqqaluk Ittuk) indsætter RAL i løbet af 2017 to nye bygdeskibe, "Ivalo og Minik Arctica", på vestkysten. Da skibene blev bestilt forventede RAL, at man ville kunne besejle Kangaamiut med det nye skib, hvis man fjernede fortøjningsarrangementet i strædet ud for skonnertkajen. Ved en prøvesejlads af det nye skib ved bygden erfarede RAL, at det var vanskeligere at komme ind i strædet end forventet, og som forholdene er nu kan man formentlig ikke benytte Skonnertkaj med det nye bygdeskib ved andre tidspunkter end højvande. Forbedring af besejlingsforholdene omfatter oprydning og fjernelse af fortøjningsanlæg midt i strædet. Derudover behøves en omfattende uddybning mellem Skonnertkaj og Fiskerikaj samt ved indsejlingen, da strædet både er smalt og grundt (Aningo Broberg, RAL, personlig kommunikation, 20. jan. 2017).

Arbejdet med uddybning af indsejlingen vurderes at være svært omfattende og omkostnings-tungt, og det virker derfor urealistisk at opgradere den eksisterende havn til at kunne modtage skibe af den ønskede størrelse. Af denne grund fokuseres de videre undersøgelser mod at anlægge en ny havn, og tilstanden af de eksisterende kaj-anlæg vurderes ikke.

### 2.2.2 Veje i bygden

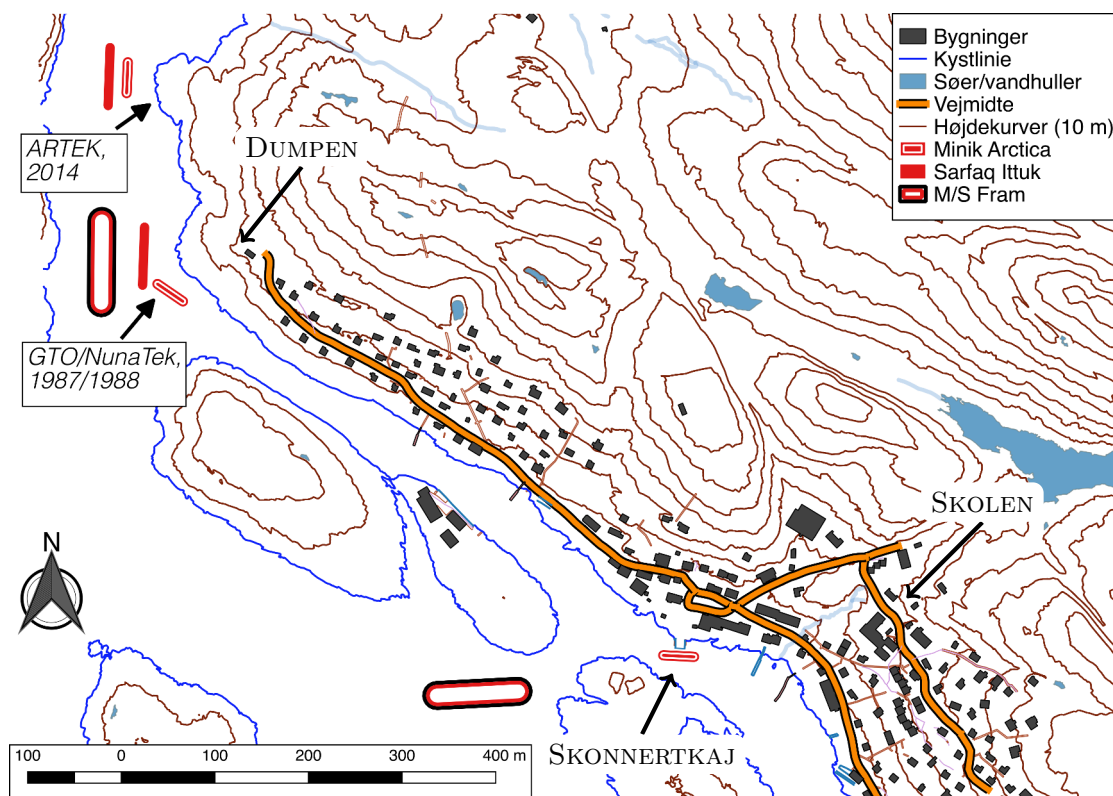
Det nuværende vejnet i Kangaamiut strækker sig fra dumpen til Skonnertkajen og op til skolen (figur 2.9 på næste side). Derudover er der to adgangsveje som forbinder nogle af bygdens huse, én på højde med skolen og én langs vandet. Vejene bruges overvejende af to mindre hjullæssere: En som anvendes til renovation og en som transporterer varer. Af øvrige køretøjer er der bygdens brandbil og nogle få ATV'ere, men langt det meste foregår til fods.

Forbindelserne mellem bygdens huse er overvejende trapper og gangbroer, og da butikken, Pilersuisoq, ligger umiddelbart ved siden af skonnertkajen er motoriseret transport af varer rundt i bygden minimal. Med den nuværende havnelokalitet er der derfor ikke behov for et veludbygget sammenhængende vejnet.

### 2.2.3 Tidligere undersøgelser

I slutningen af 80'erne blev der i forbindelse med ønske om et nyt fiskeindustri anlæg lavet forundersøgelser til en kaj ved pynten vest for dumpen (figur 2.9 på den følgende side). Derudover er der i sommeren 2014 lavet et mindre forundersøgelserprojekt, af to studerende fra ARTEK, for en havn længere oppe i strædet vest for bygden.

**GTO 1987:** GTO har i 1987 lavet bundundersøgelser både på land (GTO, 1987a) og under vand (GTO, 1987b) ud for pynten ved dumpen, hvor det konstateres at bunden er kuperet med store niveauforskelle og fjeldet karakteriseres som sammenhængende fjeld



**Figur 2.9:** Minik Artica ved Skonnertkaj og M/S Fram uden for øerne, hvor tankskibet normalt ligger. Alle tre skibsstørrelser er skitseret i strædet vest for bygden, hvor der tidligere er udført forundersøgelser af GTO/NunaTek og to ARTEK-studerende.

med sprækker. Der foreslås at vejen til kajen føres ned over dumpens opfyldning, som siden da er blevet væsentlig større.

**Nuna-Tek 1988:** I 1988 er der af Nuna-Tek (tidl. GTO) udarbejdet to forslag til kaj-læg baseret på det foregående års feltundersøgelser. Undersøgelserne på land er primært fokuseret på et foreslået vej-tracé nedenfor de eksisterende huse (bilag J.4), og undersøgelser under vand koncentrerer om kajlinjerne<sup>1</sup> for de to forslag (Nuna-Tek, 1988).

**ARTEK-studerende 2014:** I 2014 blev der udarbejdet et sommerprojekt (5 ECTS) af to studerende fra ARTEK (Simonsen og Therkelsen, 2014), som omhandlede forundersøgelser til en havn på en pynt længere oppe i strædet, vest for bygden (figur 2.9). På baggrund af undersøgelserne foreslår de at placere en ny havn her, og vurderer at en ny kaj med tilhørende vej kan etableres for 7.500.000 kroner.

Rapporterne fra GTO og Nuna-Tek er baseret på skibe op til 50 meter og en kaj-front som er 8-12 meter lang. Kaj-dybden ved middel-vande er tænkt at være 6,5-7 meter. Da skibene er blevet større med tiden, og behovene ændret, vurderes forudsætningerne for

<sup>1</sup>Kajlinje: En ret linje gennem kajfronten

GTO og Nuna-Teks rapporter at være forældede. Kajen dimensioneres efter de nutidige skibs-størrelser, der bliver specificeret i det følgende kapitel.

Det har ikke været muligt at få rå-data fra sommerprojektet (2014), som berører mange fagområder på kort tid, i et gennemskueligt format. Rapportens resultater har givet et indtryk af udfordringerne i Kangaamiut og hvilke forhold som må undersøges nærmere.



## 3 Specificering af krav og forslag til placering

De to vigtigste krav til en ny kaj er, at der er tilstrækkelig vanddybde til at den kan bruges ved lavvande, og at der skabes en forbindelse mellem kajen og bygden. I dette kapitel oplistes først kommunens ønsker til funktioner for en ny kaj. De største brugere er Pilersuisoq, Royal Arctic Line, Arctic Umiaq Line og muligvis Royal Greenlands fiskefabrik. På baggrund af kommunens ønsker og øvrige brugeres behov sammenfattes designkravene og et antal placeringsforslag udpeges.

Qeqqata kommunia ønsker at fremme erhvervsudvikling inden for turisme og fiskeri i bygden (Berthelsen, 2014), og det forventes at en ny havn vil bidrage positivt til udviklingen.

### 3.1 Krav til havnefunktioner

Kommunens primære ønske er en kaj-løsning som tillader RALs nye bygdeskib og AULs kystpassagerskib at gå til kaj. Derudover ønskes muligheden for at mindre krydstogtskibe (Hurtigrutens M/S Fram) kan benytte kajen.

For at kunne betjene RALs nye bygdeskib og opgradere havnens status fra stykgods til containerhavn stilles der som krav at der er plads til 20 stk. 20-fods containere på havnen, 10 som losses og 10 som lastes. Det ønskes yderligere, at der i tilknytning til kajen er plads til at anlægge en ny fiskefabrik.

#### Brugere af en ny havn

**Royal Arctic Line (RAL)** indsætter ultimo 2016 nye bygdeskibe, som bl.a. skal besejle Kangaamiut. Skibene har egen kran, med udlæg op til 12 m fra skibssiden, til håndtering af 20-fods containere. Den maksimale løftekapacitet på RAL's nye bygdeskib er 25 tons (Aningo Broberg, personlig kommunikation, 13. sep. 2016).

**Kystpassagerskibet Sarfaq Ittuk** fra Arctic Umiaq Line sejler med passagerer langs Grønlands vestkyst og betjener Kangaamiut hele året. Med de nuværende forhold kan skibet, pga. manglende plads og vanddybde, ikke komme til kaj i bygden. Derfor ankrer skibet op ud for bygden og passagerer sejles herfra i land i mindre landgangsfartøjer. Skibet er konstrueret med landgang på bagbord side og skal derfor altid lægge til kaj med bagbord.

Tabel 3.1: Skibenes størrelse og dybgang.

Skib	Dybgang [m]	Længde, LOA [m]
Ivalo/Minik Arctica, RAL <sup>a</sup>	4,3	46
Sarfaq Ittuk, AUL <sup>b</sup>	4,5	73
M/S Fram, Hurtigruten <sup>c</sup>	5,1	114

<sup>a</sup> Ingi Hansen, Operationschef – Royal Arctic Line A/S (personlig kommunikation, 2. sep. 2016)

<sup>b</sup> <http://www.marinetraffic.com/en/ais/details/ships/shipid:389553/mmsi:331037000/vessel:SARFAQ%20ITTUK>

<sup>c</sup> <http://www.marinetraffic.com/en/ais/details/ships/shipid:1192168/mmsi:258932000/vessel:FRAM>

**Krydstogtskibe** sejler bl.a. til og fra lufthavnen i Kangerlussuaq. Kangaamiut ligger lidt syd for udmundingen af Søndre Strømfjord, og Qeqqata kommunia ønsker at kunne modtage skibe i størrelsesordenen som Hurtigrutens M/S Fram, da en del af kommunens planstrategi er at udvikle turismen i Kangaamiut.

### Afledte krav

**Kajdybden** dimensioneres efter skibet med største dybgang. Fra tabel 3.1 kan det ses at Hurtigrutens skib M/S Fram er det skib med størst dybgang, og kajen dimensioneres derfor efter M/S Fram med en sikkerhedsmargin på 1 meter, hvilket svarer til en kaj dybde på 6,1 m ved laveste lavvande.

**Kajpladsen** dimensioneres til håndtering af 20 stk. 20-fods containere, 10 der losses og 10 der lastes. Max. brutto vægt på en almindelig 20-fods container (20' DC) er 30.480 kg (Royal Arctic Line, 2017). Det forudsættes at håndtering af containere vil foregå med en gaffeltruck. Kajen placeres i kote +4 m.

**Tilstrækkeligt areal på land** til en fiskefabrik eller andet erhverv i tilknytning til havnen.

#### 3.1.1 Forbindelse til eksisterende infrastruktur

Ved oprettelse af en ny havn vil der være behov for at lave en ny vej der forbinder den nye havn med det eksisterende vejnet. For at fragte stykgods og containere mellem kaj og bygd er det nødvendigt med et køretøj der kan håndtere op til 20 fods container. Det er ikke hensigtsmæssigt at køre med en gaffeltruck gennem bygden, da containeren vender på tværs af kørselsretningen, så det vil højst sandsynligvis blive tale om en kranbil. Vejens udformning skal således kunne opfylde de krav kranbilen stiller til horisontal svingradius, længdeprofil samt bæreevne.

## 3.2 Forslag til placering

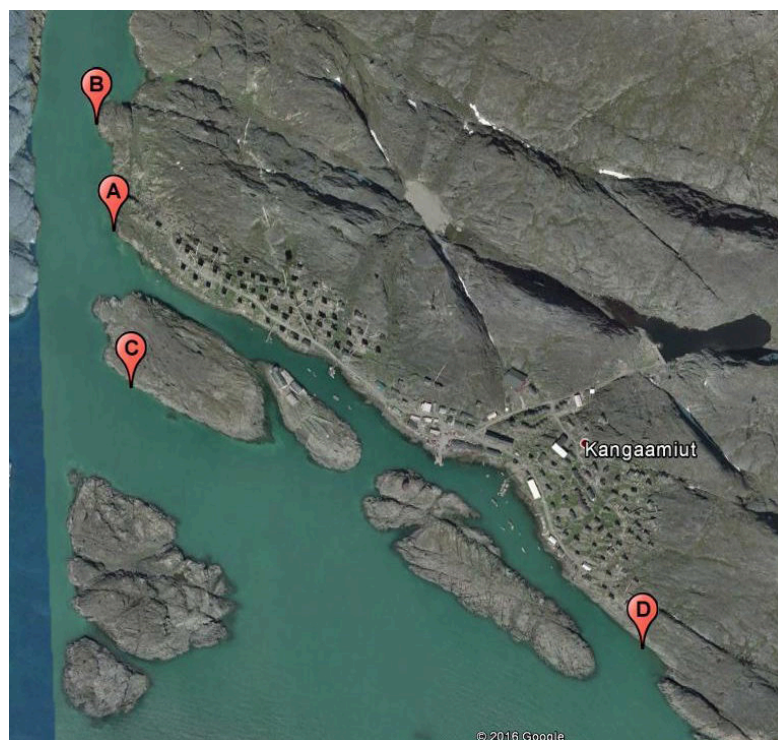
På baggrund af luftfotos og eksisterende kortmateriale er der inden afrejse til Kangaamiut udpeget en række forslag til placeringer for en ny havn. I udvælgelsen er der lagt vægt på tilstrækkelig dybde og manøvreplads for skibene, samt at omgivelserne danner en naturlig beskyttelse mod bølger fra havet. På figur 3.1 på næste side kan de forskellige forslag til placering af en ny havn ses.

**Kaj A** er placeret på hjørnet af hovedøen, der hvor det nord-syd-gående stræde vest for øen, og det sydøst-nordvest-gående stræde syd for øen (med den nuværende havn) mødes. GTO/Nuna-Tek har i slutningen af 80'erne lavet forundersøgelser for to alternativer i dette område (GTO, 1987b) og (Nuna-Tek, 1988). Det potentielle bagareal her er ikke så stort, men området ligger tæt på bygden, og den nuværende vej til dumpen forventes at kunne føres frem til området med enkelte mindre sprængninger.

**Kaj B** ligger på en pynt i det nord-syd-gående stræde vest for bygden. Her er der tidligere lavet forundersøgelser af studerende fra ARTEK (Simonsen og Therkelsen, 2014). Ved denne placering er der et stort areal øst for pynten i kote ca. 15 m, som kan anvendes til erhvervsområde. Der skal bortsprænges en fjeldside mellem pynten og bagarealet for at disse kan bindes sammen, og det er formentlig nødvendigt at sprænge en hylde i et stykke af fjeldet for at vejen fra dumpen kan føres frem til området. Placeringen vurderes godt beskyttet mod bølger pga. det smalle stræde med omkringliggende øer i alle retninger. Vind fra nord blæser gennem strædet, men vurderes ikke som værende problematisk, da det er parallelt med sejlrretningen.

**Kaj C** ligger på den sydvestlige side af øen nordvest for Fiskeriø. Denne placering er mere åben, og derfor lettere at besejle for store skibe, da der er mere plads at manøvrere på, men stedet er også mere udsat for vind og bølger fra øst til syd. Placeringen ligger tæt på den eksisterende fiskefabrik, og vil lette udskibning af fisk fra fabrikken, mens indhandling fra mindre skibe formentlig fortsat vil ske ved Fiskerikaj. Øen er en relativt høj fjeldknold (op til 27 m), og der må forventes en del sprængning for at gøre plads til vej og bagareal. For at dette alternativ bliver landfast med bygden må der laves en vejdamning over strædet, hvorved den nordlige indsejling til fiskefabrikken spærres.

**Kaj D** er et område sydøst for bygden hvor strædet med den nuværende havn løber ud. Tættest på bygden kan der skabes læ bag den sydligste del af øen med tankanlægget. Der er kort afstand til eksisterende vej med forbindelse til butikken. Dog er det uvist om dybden er tilstrækkelig, og manøvrepladsen for de større skibe er lille. Længere mod sydøst er der mere plads og forventeligt større dybder pga. det stejle fjeld, men området er eksponeret for både vind og bølger fra alle retninger bortset fra nord og nordøst. Vejføring frem til området omfatter udsprængning af en hylde langs hele vejstrækningen, og der er ikke plads til et bagareal i det kuperede terræn, uden en større udsprængning.



**Figur 3.1:** Alternativer til placering af ny havn

### Prioritering af feltundersøgelser

Feltarbejdet koncentrerer sig i første omgang omkring de to bedst beskyttede placeringer: Kaj A og B. Bølger og sidevind er de faktorer der anses at have størst påvirkning på et skibs mulighed for at lægge til kaj, såfremt der er dybt nok. Kaj C og D ligger begge mere eller mindre blottet for vind og bølger fra syd-sydvest, hvilket kan vanskeliggøre skibenes adgang til kajen i dårligt vejr. Disse alternativer tages kun i betragtning hvis der ikke er tilstrækkeligt areal, eller vanddybden er for lille, ved både Kaj A og B. Kaj C vurderes derefter som det bedste af de to sidste alternativer, da det ligger bedre beskyttet end Kaj D. Kaj D vurderes som den dårligste af de 4 muligheder, og kommer kun i spil såfremt der ikke er tilstrækkelig manøvreplads ved de andre alternativer.

## 4 Havneanlæg i Grønland

Forskellige industriers individuelle krav til havneanlægs funktioner, har resulteret i et stort antal specialiserede anlæg, der skal vedligeholdes og som sjældent benyttes. Fra Selvstyret er der et ønske om at nedbringe antallet af aktive kaj-anlæg, med en forbedret udnyttelse og lavere vedligeholdelsesomkostninger til følge (Orbicon Grønland A/S, 2015).

I et historisk perspektiv har man i Grønland bygget havne hvor de naturlige omgivelser skaber læ for vind og bølger. Generelt anses det at være dyrt at bygge havne i Grønland, da konstruktionerne må være solide og tidevandsvariationen er stor, hvilket medfører at kajfronten må være høj (Skærbo og Jespersen, 1971). Havnene i Grønland er i international sammenhæng relativt små, dog er der i løbet af de sidste år blevet bygget nogle større havne, f.eks. de nye atlantehavne i Sisimiut og Nuuk.

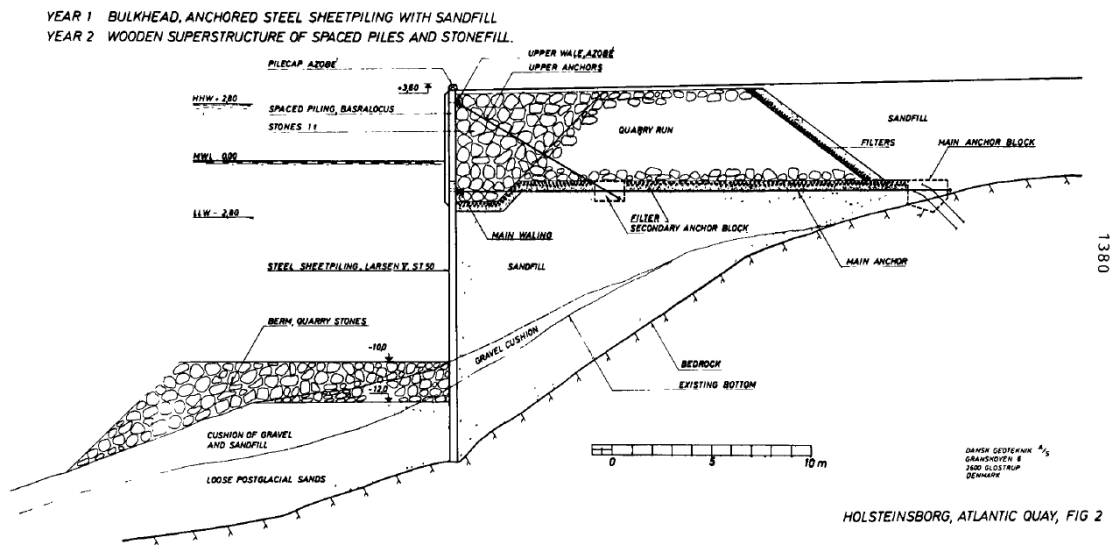
De første større havnekonstruktioner (målt i Grønlandsk målestok) blev bygget af "kasser/celler" af træ, som man placerede på en udjævnet havbund. I de senere tider er man gået over til forankrede konstruktioner af spuns med sandfyldt eller mere åbne træ-konstruktioner der er fyldt op med sten. I Grønland er der langt mellem de steder hvor man kan ramme en kajfront ned i undergrunden. Af denne grund er det væsentligt at konstruktionen bliver forankret til bunden, hvilket kan udføres ved f.eks. at sprænge render til spuns eller bore huller til pæle. I løbet af 60-70'erne er der blevet bygget kaj-anlæg på sandfyldte spunceller hvor man efterfølgende har monteret en overbygning af træ som fyldes med sten. Hvor forholdene har tilladt det har man pumpet sand ud på havbunden og rammet spunsen ned i sandlaget (Skærbo og Jespersen, 1971).

### 4.1 Eksempler på havnekonstruktioner anvendt i Grønland

Konstruktions-typerne som beskrives i dette afsnit er valgt ud fra tidligere erfaringer i Grønland. Som nævnt ovenfor har man tidligere bygget havne til bestemte behov, mens man nu ønsker kaj-anlæg som tilgodeser flere funktioner. Det at der tidligere er bygget havne efter forskellige principper og byggemetoder gør, at der i dag kan søges inspiration til løsningsforslag tilpasset lokale forhold. I det følgende præsenteres en række løsninger på hvordan en spuns kan udføres under forskellige geologiske og geotekniske forhold.

#### 4.1.1 Atlantkaj – Sisimiut

**Geologiske og geotekniske forhold:** Ovenpå fjeldet, der hælder 40°, ligger et tyndt lag med løst sand, som ikke er tilstrækkeligt til at der kan rammes en spuns ned.



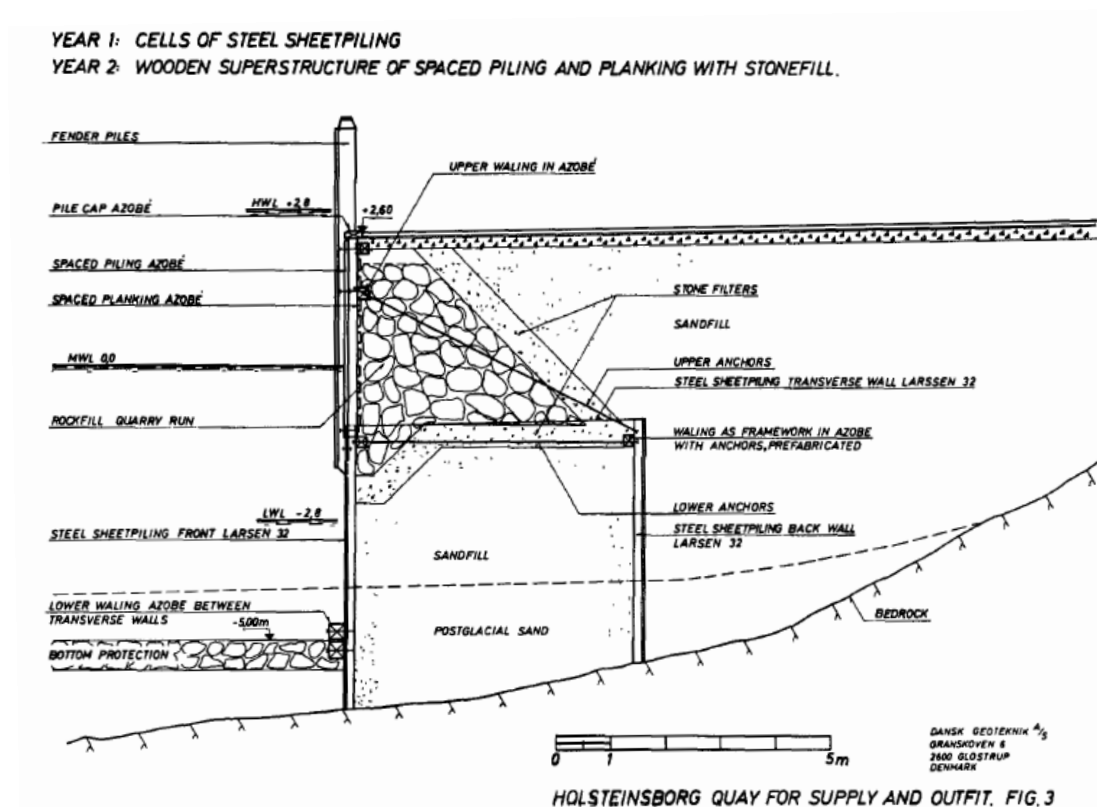
Figur 4.1: Atlantkaj i Sisimiut (Skærbo, 1985)

**Konstruktion:** Den anvendte konstruktion består af en spunsvæg bagfyldt med sand og en overbygning af træ-pæle, bagfyldt med sten. For at kunne ramme spunsen ned i sandet er der pumpet ekstra sand ned på bunden (se figur 4.1). Kajen blev bygget over 2 år, hvor der i løbet af den første sommer blev sat spuns og fyldt op med sand, og udlagt sten for at forhindre erosion i løbet af vinteren. Den næste sommer blev overbygningen sat op og der blev fyldt med sprængsten bag pælene. På grund af dårlig fjeldkvalitet blev der brugt ankerblokke i stedet for planlagte fjeldankre. For at beskytte sandet på ydersiden af spunsen blev der udlagt en 2 meter tyk sprængstensfyldning. Sprængstensfyldningen har to formål, at bidrage med et passivt jordtryk på spunsvæggen og beskytte sandlaget nedenunder mod turbulens fra skibenes skruer og dermed forhindre erosion. På indersiden af kajen er der i mellem sand og sprængsten brugt knust sten for at sikre dræning af overskydende vand på indersiden og sikre den totale stabilitet af konstruktionen (Skærbo, 1985).

#### 4.1.2 Supportkaj – Sisimiut

**Geologiske og geotekniske forhold:** Fjeldet under konstruktionen hælder  $5^\circ - 10^\circ$ , stejlest ind mod land. Afstanden mellem kystlinjen og kaj-fronten varierer fra 25-60 meter. Ovenpå fjeldet findes et 2,5 m tykt lag med postglacialt sand.

**Konstruktion:** Supportkajen i Sisimiut er bygget op af rektangulære spuns-celler fyldt med sand. Ovenpå spuns-cellerne er der monteret en overbygning af træ-pæle med stenfyld bagved (figur 4.2 på næste side). Kajen er bygget af to forskellige materialer, hhv. spuns og træ, for at undgå jern-konstruktion i tidevandszonen hvor korrosionen er størst. Trækonstruktionen er bygget af Azobé træ, der er resistent overfor nedbrydning af råd og pæleorm.



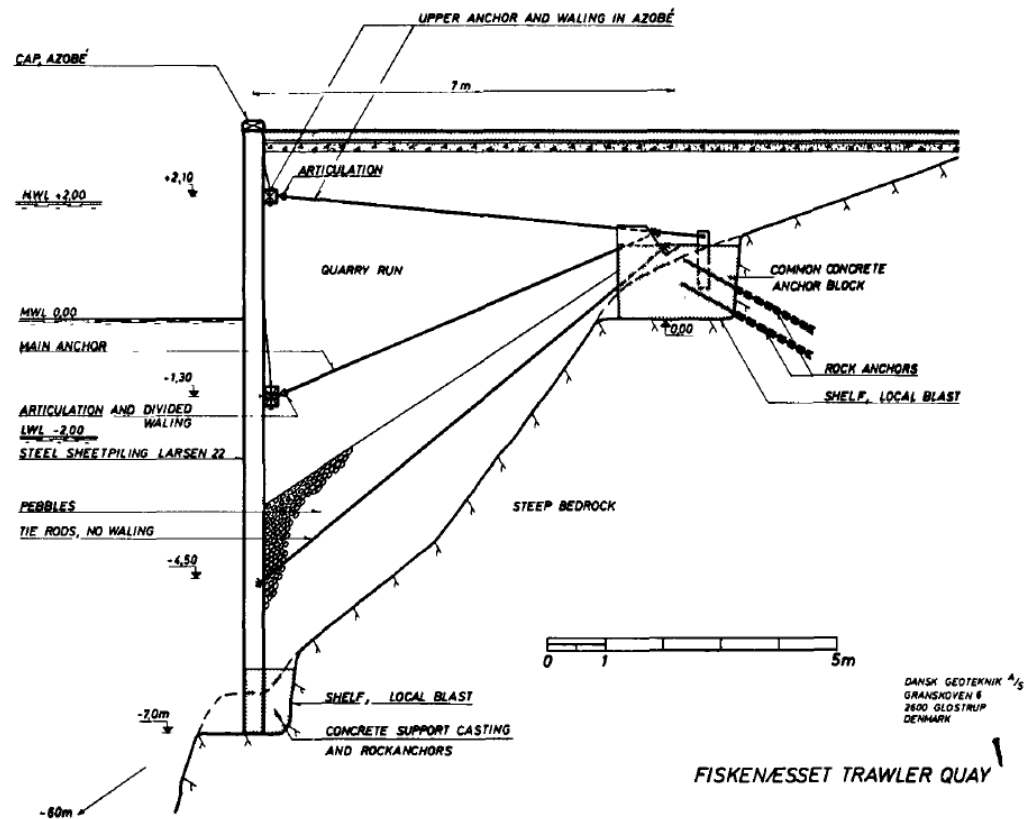
Figur 4.2: Supportkaj i Sisimiut – knuste sten for dræning (Skærbo, 1985)

Spuns-cellerne blev rammet ned i sandbunden og derefter fyldt med sand for at give konstruktionen den nødvendige stabilitet. Første celle blev bygget fra land, og derefter brugt som udgangspunkt og afstivning af den næste celle. Spuns-cellerne er uden nedre forankring da jordtrykket optages af stræk på forsiden og overføres til den bagerste væg gennem cellens sider. Strækket er installeret på ydersiden, efter uddybning med sandsugning, og inden overbygningen af træ monteres. Overbygningen består af azobé-pæle og -planker med tilstrækkeligt mellemrum til at vand kan drænes. Bag plankerne er der fyldt op med store sten, som yderste del af en filter-opbygning. Ved foden af kajfronten er det nødvendigt med et passivt jordtryk under kote  $-5$  m. Til erosionssikring er der, som på Atlantkajen, brugt knust sten (Skærbo, 1985).

#### 4.1.3 Trawler kaj – Fiskeræset

**Geologiske og geotekniske forhold:** Fjeldet hælder med en vinkel på  $60^\circ$  ned til en vanddybde på 60 meter. Der er ingen sedimente, og fjeldet er uden sprækker og andre svaghedszoner.

**Konstruktion:** Kajen er konstrueret af en 10,3 m høj spunsvæg, fra kote  $-7$  m til  $+3,3$  m. Spunsen er forankret i 3 forskellige højder;  $+2,1$  m,  $-1,3$  m og  $-4,5$  m. Ankrene er fæstnet i en betonblok som overfører alle kræfter til grundfjeldet via fjeldbolte, se

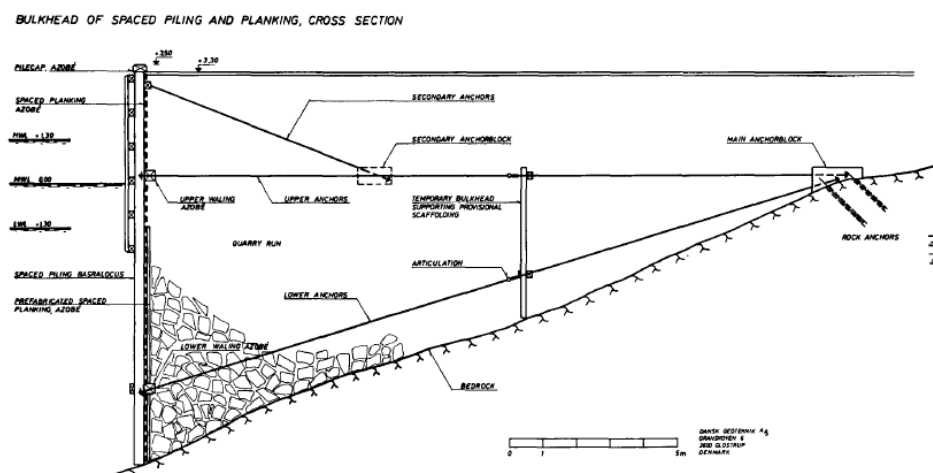


Figur 4.3: Trawlerkaj – Fiskeneset (Skærbo, 1985)

figur 4.3. For understøttelse af spunsen er der sprængt en hylde i fjeldet hvorpå der er støbt en forankringsklods i beton, som er forankret i fjeldet. Forankringen ved foden er udført som en ekstra sikkerhed mod slag fra driv-is. De to øverste forankringer er fæstet via stræk af azobé-træ og ankerstænger. På den nederste forankring går der en ankerstang direkte fra hver indadvendt spunsjern til ankerblokken. På spunsens bagside er der fyldt op med sten, og nederst er der anvendt småsten for ikke at beskadige de nederste ankerstænger. Ovenpå småstenene er der fyldt op med sprængsten, som blev løftet på plads med kran mellem ankrene. Alle ankere er indpakket i knust sten som beskyttelse mod skader fra udlægning af sprængstenene. Bagsiden af spunsen drænes effektivt og følger tidevandet da de knuste sten har et højt poretal. Yderligere er der i de udadgående profiler placeret vertikale drænrør for at undgå differensvandtryk (Skærbo, 1985).

#### 4.1.4 Egedesminde Trawlerkaj

**Geologiske og geotekniske forhold:** Grundfjeldet under kajkonstruktionen hælder med en vinkel på 25°, og det er derfor hverken muligt at bygge op en stenfyldning med naturlig hældning, eller at ramme en spuns ned i en udlagt sanddyne foran kaj fronten.



Figur 4.4: Trawler kaj i Egedesminde (Skærbo, 1985)

**Konstruktion:** Den valgte konstruktion består af basralocus træ pæle, kombineret med planker af azobé træ. For enkel montering under lavvandslinjen er plankerne præfabrikeret i sektioner. Over lavvandslinjen, se figur 4.4 er plankerne monteret direkte på pælene. Det øverste stræk er præfabrikeret af azobé træ med udborede huller til ankre og bolte.

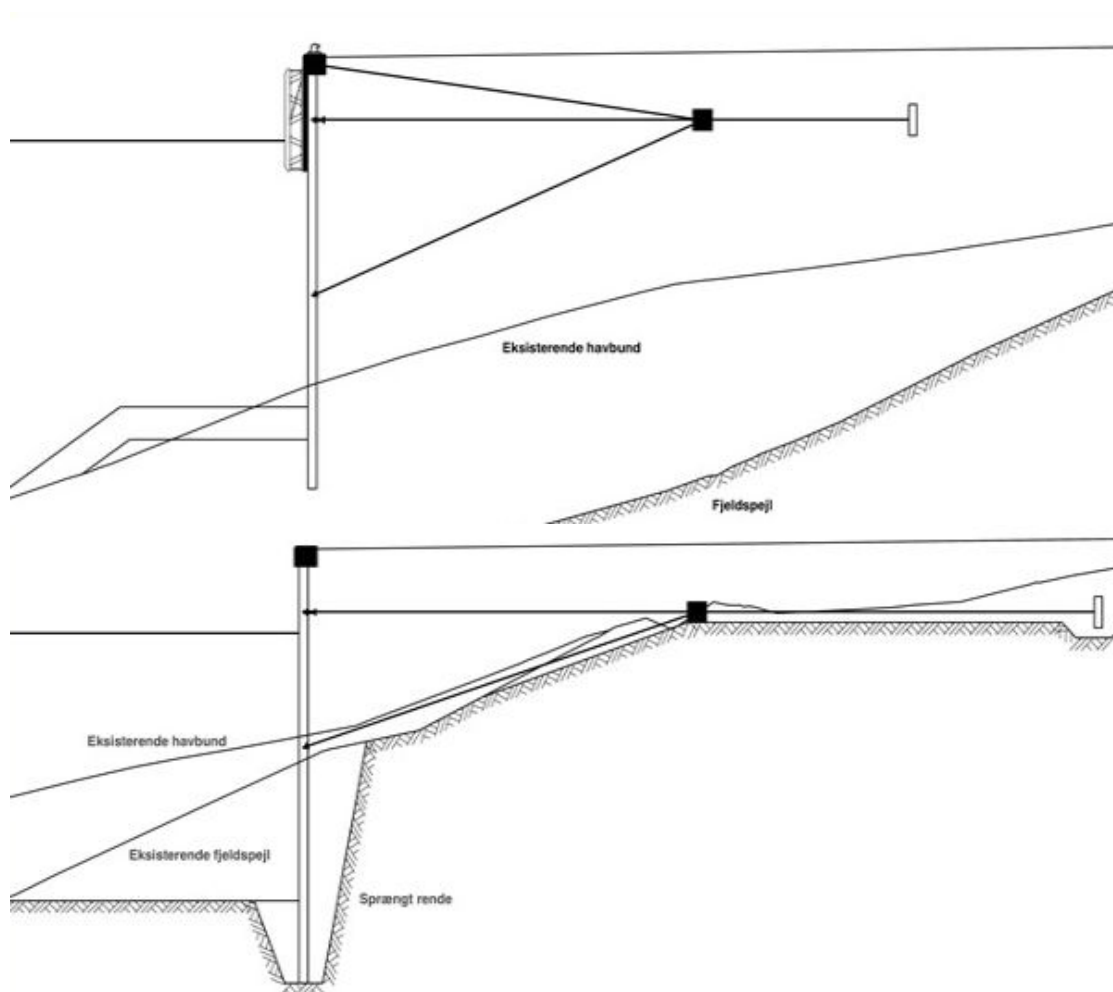
Det øvre og nedre anker fæstes med sjækler til ankerblokken, og går udvendigt igennem stålbeslag på strækkene for at stramme ankrene. De sekundære ankre er supplerende ankre, til at optage hjul- og kran laster nær kaj fronten. Disse er fæstnet til den sekundære ankerblok, som er placeret mellem hovedankrene. Ankrene beskyttes ved indpakning i knust sten. Sprængstensopfyldningen, som kan ses på figur 4.4, er udlagt forsigtigt med gravemaskine for ikke at skade konstruktionen (Skærbo, 1985).

#### 4.1.5 Nuuk Ny Containerterminal

Grønlands nyeste havnebyggeri er Nuuk Ny Containerterminal som bygges fra 2015-2017. Havnen er markant større end tidligere havnebyggerier (kajfronten er 310 m lang), og konstrueres med henblik på håndtering og distribution af container-fragt ind og ud af Grønland.

**Geologiske og geotekniske forhold:** Grundfjeldet i området ligger 5 – 15 m under middelvande. Ovenpå grundfjeldet ligger et lag med sedimenter af varierende tykkelse.

**Konstruktion:** Hele kajen er konstrueret som en bagfyldt spuns. Opfyldningsmateriale hentes fra nedsprængning af øer i containerområdet (Sikuki Nuuk Harbour, 2015). Pga. den lange kajfront og variationerne i fjeldspejlets beliggenhed arbejdes der med to forskellige konstruktionsprincipper. I den ene ende, hvor fjeldspejlet ligger dybt og der er tilstrækkeligt med sedimenter, rammes spunsen. I den anden ende, hvor fjeldspejlet ligger højere end den ønskede vanddybde, udføres undervandssprængning for uddybning, og spunsen placeres i en ca. 4 m dyb rende i fjeldet. Hele kajfronten forankres med to ankerniveauer til en ankerbjælke med bagvedstående ankerplader (Sikuki Nuuk Harbour, 2015).



**Figur 4.5:** Øverst: Spunsen rammes ned i sedimentlaget og der uddybes foran spunsen til ønsket vanddybde. Nederst: Spunsen placeres i en udspærget rende i fjeldet. Der uddybes foran spunsen med undervandssprængning. Skitser fra Sikuki Nuuk Harbour (2015).

#### 4.1.6 Andre konstruktionstyper anvendt i Grønland

Udover de ovenfor beskrevne konstruktioner er der eksempler på at man, pga. dårlige bundforhold, har bygget kaj anlæg som en gitterkonstruktion ophængt på fjeldsiden (Hulgaard, 1985) eller som en flydende ponton. Disse konstruktioner er overvejende egnet til mindre skibe og vurderes uegnede til container-håndtering, hvorfor de ikke behandles yderligere i denne rapport.

# 5 Teori

I det følgende kapitel gennemgås teorien som ligger til grund for tolkning af vandstands-målinger. Herefter følger en kort opridsning af fjeldstyrke og sammenhæng mellem den påførte belastning og brudform. Sidst i kapitlet beskrives anbefalinger for udførelse af bygdeveje i Grønland.

## 5.1 Tidevand

Kendskab til tidevandets variation i et område er essentiel viden for design af en havn: Kajpladsen skal ligge over vand ved højvande, og skibene skal kunne benytte kajen ved lavvande uden at gå på grund. Kajen må derfor placeres hvor den nødvendige vanddybde opnås ved lavvande, og højden af kajen bestemmes herefter af det højeste højvande.

Variationer i vandstanden pga. tidevand kan primært tilskrives påvirkninger fra solen og månen. Fra kendskab til månens rotation om jorden, og jordens bevægelse omkring solen, kan tidevandskræfterne bestemmes. Dette gøres enklest som en kombination af periodiske funktioner, med forskellige amplituder og perioder (Knauss, 1997, kap. 10).

En simpel model, som kun omfatter den halv-daglige variation fra månen ( $M_2$ ) er:

$$\eta(t) = M_2 \cos(\omega_{M2} \cdot t + \phi_{M2}) \quad (5.1)$$

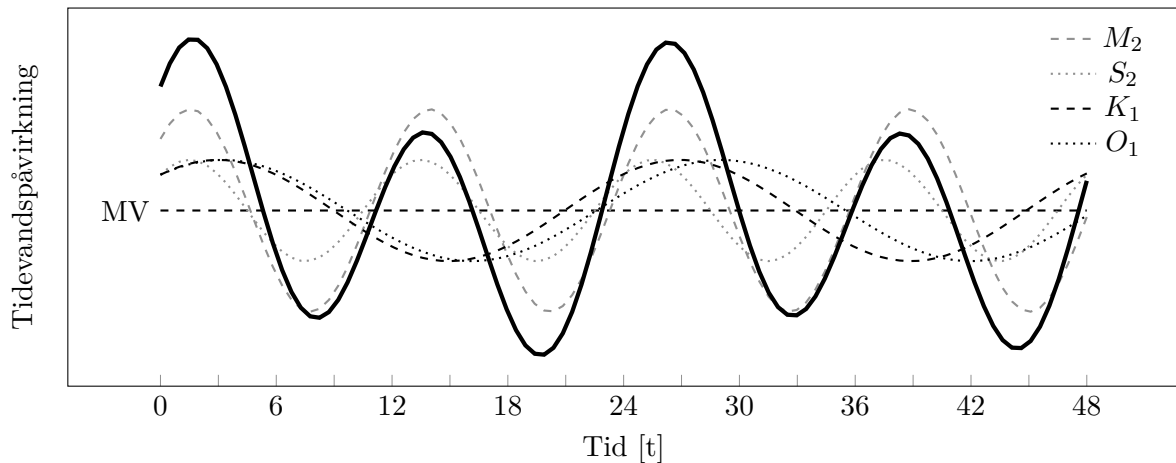
Hvor  $M_2$  er amplituden og  $\omega_{M2} = 2\pi/P_{M2}$  er vinkelhastigheden, som kan udtrykkes ved perioden (Thompson, 2007). For at undgå faseforskydningsleddet  $\phi$  kan modellen i stedet opskrives som en kombination af en sinus- og cosinus-funktion:

$$\eta(t) = C_1 \cos\left(\frac{2\pi}{P_{M2}} \cdot t\right) + S_1 \sin\left(\frac{2\pi}{P_{M2}} \cdot t\right)$$
$$M_2 = \sqrt{C_1^2 + S_1^2}$$

Modellen kan herfra udvides så også den halv-daglige påvirkning fra solen  $S_2$  medregnes:

$$\eta(t) = C_1 \cos\left(\frac{2\pi}{P_{M2}} \cdot t\right) + S_1 \sin\left(\frac{2\pi}{P_{M2}} \cdot t\right) +$$
$$C_2 \cos\left(\frac{2\pi}{P_{S2}} \cdot t\right) + S_2 \sin\left(\frac{2\pi}{P_{S2}} \cdot t\right) \quad (5.2)$$

For en mere præcis beskrivelse af tidevandets variation kan modellen, efter princippet i formel (5.2), udvides til også at inkludere andre påvirkninger, når perioden for disse er kendt. De vigtigste komponenter er oplistet i tabel 5.1 på næste side og skitseret i figur 5.1.



**Figur 5.1:** Tidevandets variation over to døgn. Variationerne fra  $M_2$ ,  $S_2$ ,  $K_1$  og  $O_1$  skitseret med stiplede linjer. Den fuldt optrukne sorte linje er summen af de 4 bidrag vægtet med værdierne fra tabel 5.1.

**Tabel 5.1:** Periode og vægt for forskellige tidevandspåvirkninger (Knauss, 1997). Vægten angiver størrelse ift.  $M_2$ .

Navn	Symbol	Periode [t]	Vægt ( $M_2 = 100$ )
Halv-daglige variationer			
Principal lunar	$M_2$	12,42	100,0
Principal solar	$S_2$	12,00	46,6
Large lunar elliptic	$N_2$	12,66	19,2
Lunisolar semidiurnal	$K_2$	11,97	12,7
Daglige variationer			
Lunisolar diurnal	$K_1$	23,93	58,4
Principal lunar diurnal	$O_1$	25,82	41,5
Principal solar diurnal	$P_1$	24,07	19,4
<i>Længere perioder – inddrages ikke da der ikke er obs. for en hel periode.</i>			
Lunar fortnightly	$M_f$	327,67	17,2

Fra måling af tidevandets variation ( $\eta(t)$ ) kan amplituderne for de forskellige bidrag beregnes når perioderne er kendt. For at opstille en god model behøves data fra mindst én hel periode for komponenterne, og da mange af bidragene har tilnærmelsesvis samme periode skal der en forholdsvis lang observationsperiode til, for at de enkelte bidrag kan skelnes fra hinanden. Til en god tidevandsmodel behøves ca. ét års observationer (Knauss, 1997).

### 5.1.1 LAT – Laveste astronomiske tidevand

Ud fra en tidevandsmodel kan det teoretisk laveste lavvande, som skyldes påvirkning fra måne, sol etc., let bestemmes. Når amplituderne for de forskellige bidrag i tidevandsmodellen er kendt findes den laveste vandstand som summen af amplituderne, svarende til

at alle komponenter bidrager med den mindste vandstand på samme tidspunkt. Dette lavvande omtales som “*laveste astronomiske tidevand: LAT*”:

$$\begin{aligned} \text{LAT} &= M_2 + S_2 + \dots \\ &= \sqrt{C_1^2 + S_1^2} + \sqrt{C_2^2 + S_2^2} + \dots \end{aligned} \quad (5.3)$$

I praksis påvirkes vandstanden også af andre forhold, f.eks. vindstyrke og -retning, lufttrykket og de lokale topografiske forhold.

## 5.2 Fjeldstyrke

En bjergarts styrke betegner dens evne til at modstå forskellige belastninger. Der arbejdes primært med 3 forskellige styrker: tryk-, træk- og forskydningsstyrken. Alle regnes som den kraft per areal  $\sigma = \frac{P}{A}$  der skal påføres for at bjergarten bryder i enten et tryk-, træk- eller forskydningsbrud (Zhang, 2016). I det følgende behandles kun tryk- og trækstyrke.

Der findes forskellige, mere eller mindre avancerede, laboratorieforsøg til at undersøge fjeldstyrken, afhængigt af hvilken viden som ønskes og hvilket udstyr som er til rådighed. Fjeldets deformationsparametre kan bestemmes ved under forsøget at lave sammenhørende målinger af belastningen som påføres og prøvens deformation. Ønskes kun styrkeparametrene kan der udføres simple forsøg, hvor en prøve belastes til brud, og den maksimalt påførte kraft (brudlasten) aflæses.

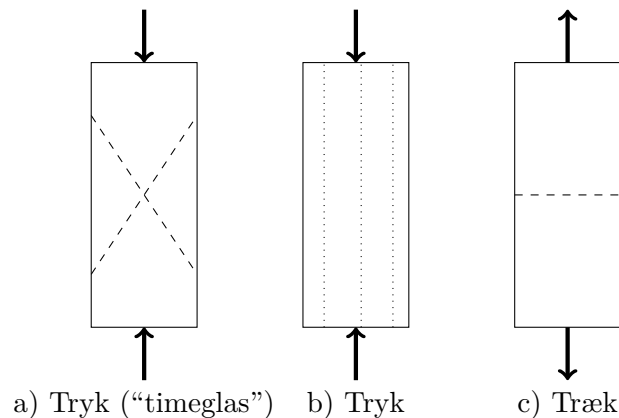
Brudformen på prøven afhænger af lasten som påføres: ved træk bryder prøven i et tværsnit vinkelret på prøvens længderetning, mens prøver som testes i tryk enten bryder i en timeglas-formet figur, eller ved flere brudlinjer parallelt med længderetningen (Zhang, 2016).

**Prøvens brudform i tryk** afhænger af kontaktfladerne mellem trykpladerne og prøvens endeflader (Li, 2015). Afhængigt af friktionen langs endefladerne kan prøven enten bryde langs en eller to skrå brudflader (“timeglas”-form) eller langs flere brudlinjer parallelt med trykretningen (figur 5.2 på den følgende side).

Forsøg har vist, at tryk-styrken falder når prøvestørrelsen stiger (Li, 2015). Trykstyrken af en standardiseret cylinderstørrelse på 50 mm kan estimeres ved omregning af styrken  $\sigma_{cd}$  fra den testede prøve med diameter  $d$ :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{cd}}{(50/d)^{0,18}} \quad (5.4)$$

**Ved rent træk** bryder en ensartet prøve gennem et snit vinkelret på træk-retningen (figur 5.2). Rene træk-forsøg er vanskelige at udføre, da det er svært at opnå en tilstrækkelig god vedhæftning mellem prøvens endeflader og maskinen. Der er i stedet udviklet forsøg, f.eks. Brazilian testen, hvor en prøve belastes med tryk af to specielle kæber, hvorved der opstår trækspændinger vinkelret på trykretningen langs et plan mellem kontaktpunkterne (Li, 2015).



**Figur 5.2:** Brudformer for cylindre belastet med tryk (a og b) eller træk (c) (Zhang, 2016).

## 5.3 Vej

De grønlandske forskrifter stiller ikke krav til udførelsen af veje i bygder, da trafikbelastningen er lille. I vejledningen “Bygdeveje i Grønland” (GTO, 1984) findes en række standardløsninger og anbefalinger til hvordan vejene kan udformes. De følgende afsnit beskriver anlægsudfordringer for forskellige jordbundsforhold og anbefalingerne til vejens udformning.

### 5.3.1 Jordbundsforhold

En beskrivelse af alle de forskellige jordbundsforhold som man kan møde i forbindelse med vejbygning i Grønland vil blive for omfattende for denne rapport. Herunder oplystes de forhold som er relevante for det undersøgte område i Kangaamiut.

#### Fjeld

Overalt i Grønland findes der grundfjeld som i større eller mindre grad er overlejret af løsjord. Fjeld er under alle omstændigheder godt underlag for vejanlæg, og graden af forvitring er af mindre betydning. De største udfordringer ved fundering på fjeld er, at det ofte er meget kuperet, hvilket fører til at der enten skal laves udsprængninger eller opfyldninger. Både udsprængninger og opfyldninger er kostbare og øger anlægsudgifterne for en vej betragteligt (GTO, 1984).

#### Løsjord

Aflejringer af løsjord som findes i Grønland har meget varierende sammensætning og egenskaber. Løsjordens sammensætning og egenskaber er afgørende for et vejanlæg da undergrunden skal kunne klare de belastninger der kommer fra vejens opbygning samt trafik. Derudover er underbundens sammensætning af stor betydning for om der er fare for islinse-dannelse i jorden. Ved dannelse af islinser sker der en væsentlig volumenforøgelse af jorden, der resulterer i frosthævninger. Ved optøning af isen får jorden et langt større vandindhold end fast lejret jord, hvilket kan medføre at jorden mister sin bæreevne og stabilitet. De afgørende egenskaber for jordens frostfarlighed er den kapillære

stighøjde og permeabiliteten. I grove jordarter som grus og sand er den kapillære stighøjde lille og derfor er faren for dannelse af islinser ved frysning lav. I modsætning til sand og grus er der i ler en meget stor kapillær stighøjde, men pga. lav permeabilitet er vandtransporten langsom, og der er derfor ikke stor fare for dannelse af islinser.

Silt har en kornstørrelse på 0,06-0,12 mm, og den grove del af fraktionen har den frostfarlige kombination af stor kapillær stighøjde og høj permeabilitet, hvilket fører til dannelse af islinser når jorden fryser. Som regel regnes der med, at hvis  $< 5\%$  af kornene er  $< 0,075$  mm er jorden ikke frostfarlig. Andelen af finkornet materiale kan, afhængig af jordens øvrige sammensætning, i nogle tilfælde være væsentlig højere end  $5\%$  uden at jorden bliver frostfarlig (GTO, 1984).

### Tørvt

Mange flade og tørre steder i Grønland er dækket af tørvt, ofte i så store mængder at det ikke er muligt at fjerne det. Udover de store mængder kan der også være problemer med jordaflejringerne under tørvt. I sådanne tilfælde kan man anlægge vejen over tørvtlaget, dog skal man være opmærksom på at der kan forekomme store sætninger i tørvtlaget, når vandet presses ud af tørvt (GTO, 1984).

### 5.3.2 Vejens udformning

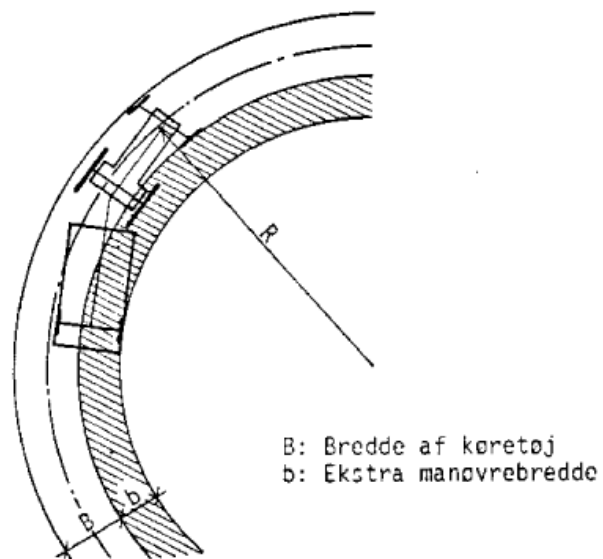
Ved udformning af veje og vejnet i bygderne stilles der langt fra de samme sikkerheds og køretekniske krav som til vejnettet i byerne. Da køretøjernes hastighed er meget lav og hyppigheden af køretøjer er lille, stilles der ikke krav til radius i kurver og vejens længdeprofil.

### Linjeføring

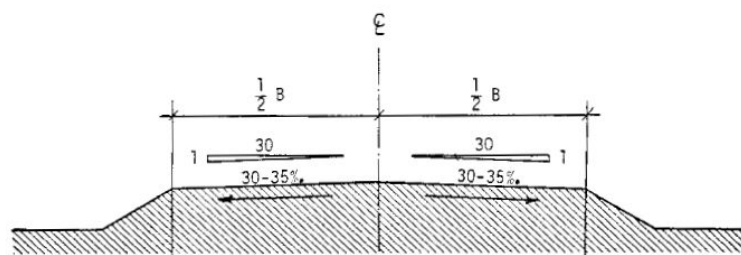
I kurver anbefales der at radius til vejens centerlinje er større end 15 m. Til vejens længdeprofil anbefales en maksimal hældning på  $12,5\%$ , og over kortere strækninger op til  $17,5\%$ .

### Tværprofil

Den nødvendige vejbredde bestemmes ud fra hvilket køretøj der skal dimensioneres efter. Ved kørsel i kurver kræves der ekstra manøvrebredde som vist på figur 5.3 på næste side, hvor en lille svingradius kræver en større manøvrebredde. For at forhindre vandansamlinger og isdannelser i kørebanen må vejen udformes på en måde som gør at vandet løber bort fra vejbanen. Der anbefales et sidefald på  $3-3,5\%$ . Vejen bør udformes med et "tagformet" fald som vist på 5.4 på den følgende side. Endvidere anbefales det at anlægge en grøft langs veje i områder hvor det omkringliggende terræn skråner ned mod vejen. I vandlidende områder anbefales det at vejen lægges højere end de omkringliggende områder.



Figur 5.3: Behov for ekstra manøvrebredde i kurver(GTO, 1984)



Figur 5.4: Hældning på vejens tværprofil(GTO, 1984)

## 6 Metode

I dette kapitel beskrives metoderne bag indsamling af data ved feltundersøgelser i Kangamiut og laboratorie-forsøg udført ved ARTEK i Sisimiut. Arbejdet blev udført i perioden 3.–24. oktober 2016.

### 6.1 Vandstandsmåling

Til udførelse af vandstandsmåling er anvendt en Global Water WL16U datalogger (produktbeskrivelse: <http://www.globalw.com/products/wl16.html>). Dataloggeren består af to dele forbundet med en slange: En sensor, som placeres i vandet, og en logger som holdes oven vande. Da der gennem logger-delen trykudlignes med atmosfæren svarer den målte trykforskel direkte til vandstanden over sensoren ( $VS(t)$ ).

Vandstandsmåleren blev kalibreret lokalt til yderpunkterne 0 m og 5 m, og placeret ca. 0,5 m under laveste lavvande. Ved målingens start blev loggerens ur synkroniseret med computeren, som blev brugt til opsætningen, således at vandspejlet kan omregnes til lokalt højdesystem ved indmåling med GPS, og så tidspunkter for hhv. vandstand og dybdemålinger senere kan kombineres.

Under måleperioden blev vandspejlet pejlet med GPS umiddelbart ved siden af sensoren. Ved at kende vandspejlets højde  $H_{VS(t)}$  og vandstanden over sensoren  $VS(t)$  til bestemte tidspunkter, kan sensorens placering bestemmes som  $H_{\text{Sensor}} = H_{VS}(t_1) - VS(t_1)$ . Vandstandsmålingerne korrigeres efterfølgende til lokalt højdesystem:

$$H_{VS}(t) = H_{\text{sensor}} + VS(t) \quad (6.1)$$

### 6.2 Landmåling

Indmåling af positioner under feltarbejdet er udført med 2 Javad Triumph-1 GPS-modtagere. Alle indmålinger er udført med RTK-opsætning med reference til det lokale fikspunkt 71942 (fikspunktsbeskrivelse findes i bilag B). Ved RTK bestemmes positioner relativt til fikspunktet, og de opmålte koordinater fås derfor i samme referencesystem som fikspunktet:

**UTM Zone 22N, GR96, ellipsoidehøjder. (EPSG:3182)**

Fikspunkt 71942 er placeret på en top nord for bygden (figur 6.1 på næste side), hvilket gjorde det muligt at opnå en god forbindelse mellem base og rover i alle arbejdsområderne. Der var derfor ikke behov for at benytte andre fikspunkter i bygden.



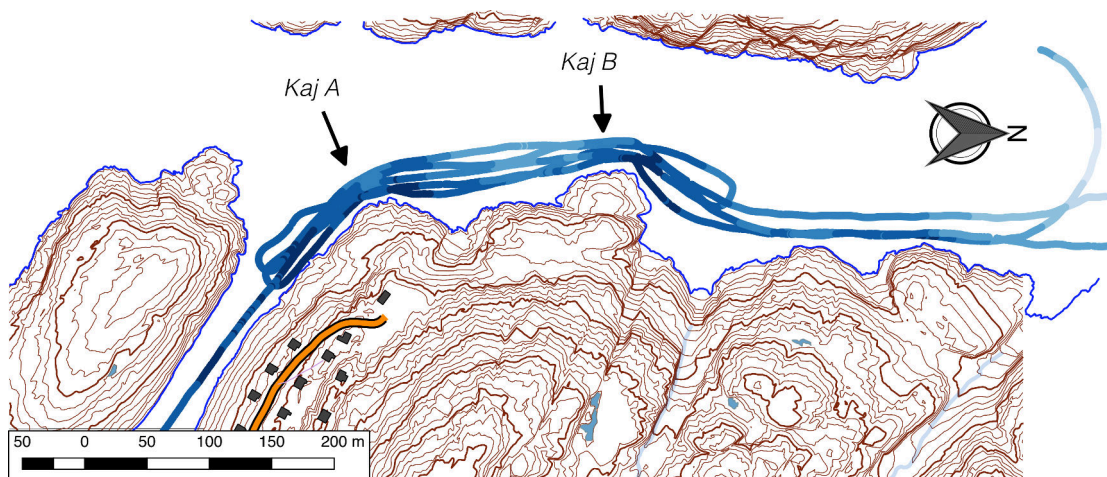
**Figur 6.1:** Opsætning af base-GPS i punkt 71942.

Alle målinger, med undtagelse af positionering for dybder, er indmålt med GPS-modtageren monteret på en 2 m kulfiberstok. Kommunikation mellem base og rover foregår via en UHF-antenne som er monteret under GPS-modtageren. Længden af denne er 18,2 cm, som lægges til antennehøjden, der for Rover-GPS'en derfor er 2,182 m. For dybdemålingerne anvendes GPS-højden ikke, og antennehøjden har derfor ingen betydning.

I hvert arbejdsområde blev der udvalgt et kontrolpunkt, som med sikkerhed var fast og let at genfinde, f.eks. en bolt indstøbt i fjeldet. Kontrolpunktet blev indmålt inden arbejdets start og igen ved dagens slutning. Ved sammenligning af start/slut-målinger for dagen med øvrige dages målinger blev opsætningen løbende kontrolleret for fejl.

Enkeltstående punkter er målt som “stop & go”, og her er det sikret at GPS-modtageren har kunnet beregne en heltalsbestemt periodekonstant. Da dette ikke lader sig gøre for kontinuerlige kinematiske målinger sorteres disse i data-behandlingen.

For alle punkter er de målte ellipsoidehøjder efterfølgende transformeret til geoidhøjder ift. gr2000g.06-geoiden med programmet KMS-Trans2 fra Styrelsen for Digitalisering og Effektivisering (tidl. Geodatastyrelsen).



Figur 6.2: Dybdemålinger med ekkolod

### 6.2.1 Dybdemålinger

De eksisterende dybdemålinger omkring Kangaamiut begrænser sig til søkort/havneplan fra Geodatastyrelsen (2017) (figur 2.8 på side 10) og tidligere forundersøgelser fra GTO (1987b) og Nuna-Tek (1988). Udover det nuværende havneområde dækker opmålingerne området omkring Kaj A ved dumpen. For at skaffe mere information om dybderne i området ved de to mulige placeringer A og B udføres der dybdemålinger med ekkolod.

#### Udførelse af dybdemålinger

Ved dybdemålingerne blev der sejlet i området mellem de to alternativer Kaj A og Kaj B, se figur 6.2. Dybdemålingerne blev udført fra en båd med ekkolod hvis position blev indmålt med RTK-GPS 1 gang i sekundet (samme logge-interval som for ekkoloddet).

Første linje med observationer blev lagt så tæt på kysten som muligt. Herefter blev afstanden til land gradvist øget ved sejlads frem og tilbage mellem Kaj A og Kaj B, indtil de målte dybder blev vurderet tilstrækkelige. Dataindsamlingen tog ca. en time og blev udført fra kl. 17:00-18:00, d. 12. oktober 2016.

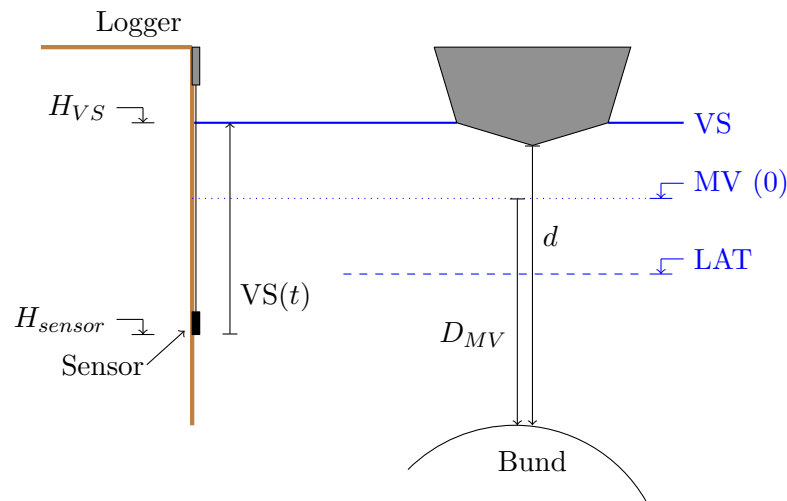
Efterfølgende blev dybdemålinger hentet ud fra bådens kortplotter og koblet sammen med positioner fra Javad GPS-modtageren gennem den fælles GPS-tid.

#### Korrigerings for tidevand

De målte dybder  $d(t,s)$  justeres efterfølgende for tidevandshøjden i måleperioden, på baggrund af data fra vandstandsmålingen – se figur 6.3 på den følgende side.

$$D_{MV}(s) = d(t,s) - \left( H_{VS}(t) - MV \right) \quad (6.2)$$

Dybderne anvendes dels til at kortlægge hvor der er tilstrækkelig vanddybde til skibene som skal benytte den nye havn, og dermed til at placere havnen, dels til at estimere opfyldnings- og udsprængnings-mængder for konstruktionen ved hjælp af en digital højdemodel (DEM).



**Figur 6.3:** Omregning af dybdemålinger  $d$  til dybder ift. middelvandstand (MV)  $D_{MV}$ .

I **højdemodellen** bruges dybder ift. middelvande (lokal kote 0), for at få et sammenhængende system mellem højder på land og dybder i vand.

**Til søkort** bruges dybder ved laveste astronomiske tidevand  $LAT$ :

$$D_{LAT}(s) = D_{MV} - LAT \quad (6.3)$$

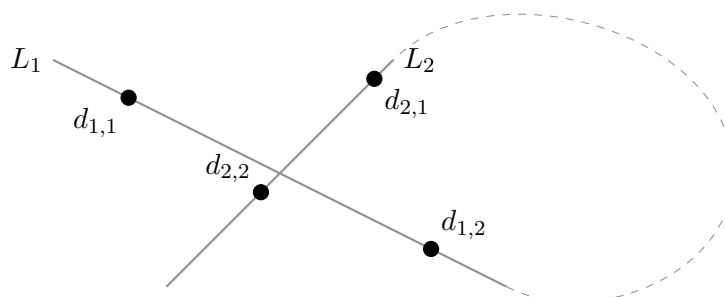
### Beregning af usikkerhed

For at vurdere usikkerheden udnyttes at båden undervejs har krydset sit eget spor flere gange. I krydspunkterne bør dybderne være ens uanset hvilken vej der sejles, og forskellene i krydspunkterne bruges til at give et mål for den samlede usikkerhed på målingerne. Ved hvert krydspunkt beregnes forskellen  $\Delta L$  mellem dybden for de to linjer  $L_1$  og  $L_2$ . Hvis krydset ligger indenfor  $\approx 0,5$  m af en linjes punkt anvendes det enkelte punkt, ellers benyttes middeldybden for det nærmeste punkt på hver side af krydset (figur 6.4 på næste side).

Under antagelsen at middelværdien for forskellene  $\Delta L = 0$  beregnes variansen på datasættet  $\sigma^2$  ved at summere de kvadrerede forskelle og dele med antallet af punkter  $n$ :

$$\sigma^2(\text{dybde}) = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta L_i^2}{n} \quad (6.4)$$

Til at filtrere data bruges en grovfejlsgrænse på  $3 \cdot \sigma$  – ligger forskellen udover dette er der tale om en grov fejl, og punktet sorteres fra. Efter filtrering af grove fejl benyttes spredningen på de resterende punkter  $\sigma_{\text{filt}}$  som mål for den totale usikkerhed på målingerne.



**Figur 6.4:** Kryds mellem to linjer  $L_1$  og  $L_2$ . For  $L_1$  bruges middelværdien af dybderne for  $d_{1,1}$  og  $d_{1,2}$ , og for  $L_2$  bruges dybden fra  $d_{2,2}$  da punktet er tæt på krydset.

## 6.3 Geologi og fjeldstyrke

Under feltarbejdet i Kangaamiut er de dominerende sprækkeretninger kortlagt. Fjeldet er undersøgt med Schmidt hammer, og der er udtaget prøver til laboratorieforsøg for bestemmelse af tryk- og trækstyrke. Der er ikke foretaget detaljeret bestemmelse af fjeldtyperne i området, men det er undersøgt om bjergarterne stemmer overens med kombinationen af gnejs og dolerit som kan forventes jf. litteraturen (afsnit 2.1.3).

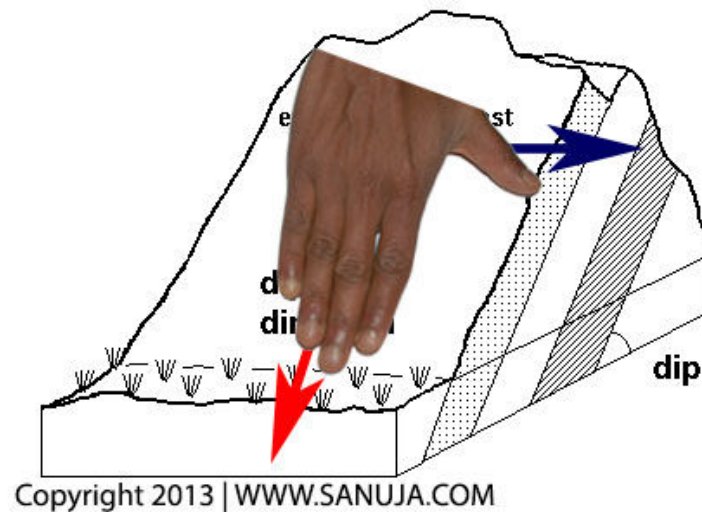
Fjeldprøver til laboratorieforsøg er udtaget som blokke à ca.  $15 \times 15 \times 25$  cm udkåret med diamant-sav. Gnejs er indsamlet 2 steder nær Kaj A, og udtaget fra fjeldets overflade. Dolerit er indsamlet midt i bygden, hvor blokkene blev skåret direkte ud fra en nedstyrtet fjeldside. Fjeldprøverne fra de 3 forskellige steder er efterfølgende boret ud til kerner, som er testet i 2 laboratorieforsøg: en-akset trykforsøg til bestemmelse af fjeldets trykstyrke og Brazilian test til bestemmelse af trækstyrken. Pga. det tilgængelige udstyr er tryk- og trækforsøg udført på borekerner med diameteren  $D = 38$  mm, hvilket er mindre end den af ISRM anbefalede prøvestørrelse  $D_{NX} = 54$  mm.

### 6.3.1 Sprækker

Sprækker opmåles med kompas og inklinometer, således at både strygning og hældning kan bestemmes. Retninger angives ift. "højrehandsreglen" hvor tommelfingeren peger i strygningens retning når fingrene peger nedad (figur 6.5). Strygning måles i forhold til magnetisk nord, og korrigeres efterfølgende for misvisning, som for Kangaamiut er  $29,3^\circ W$  i perioden for feltarbejdet (bilag C). For hver lokalitet beregnes gennemsnittet for strygning og hældning. Hvor det har været muligt at følge en sprække over land er der målt flere steder langs sprækken.

### 6.3.2 UCS – en-akset trykstyrke

Den en-aksede trykstyrke bestemmes ved simpel trykprøvning af cylindriske prøver med længde/diameter-forholdet  $L = 2,5 - 3,0 \times D$ . Prøverne belastes med en konstant voksende last på  $\sigma_{rate} = 0,5 - 1,0$  MPa/s, hvilket med prøvestørrelsen  $D = 38$  mm svarer til



**Figur 6.5:** Retningsangivelse for strygning og hældning af sprækker. Når højre hånds fingre peger ned langs hældningen er strygningen i retning med tommelfingeren.

en last-rate  $P_{\text{rate}}$ :

$$P = \sigma \cdot A \quad , \quad A = \frac{\pi}{4} D^2 = 1134 \text{ mm}^2$$

$$P_{\text{rate}} = 0,57 - 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{s}} \approx 1 \frac{\text{kN}}{\text{s}} \quad (6.5)$$

Med det anvendte udstyr viste det sig at være umuligt at undgå skævheder i prøverne, idet både udboring og tilskæring var af varierende kvalitet.

For at teste fjeldet under tilnærmelsesvis naturlige forhold er forsøget udført på prøver, som inden da er opbevaret i vand i 24 timer. Pga. tidsmangel er vandindholdet ikke bestemt.

Prøvens tværsnitsareal er bestemt fra den gennemsnitlige diameter, målt 2 på hinanden vinkelrette retninger ved hhv. prøvens top, midte og bund. Prøverne er testet i ARTEKs hydrauliske presse i Sisimiut (Seidner FORM+TEST type 101 / 1200 ED). Da pressen er konstrueret til større prøveemner er afstanden mellem trykfladerne reduceret ved brug af en ambolt (figur 6.6 på modstående side). Med en tilkøbt datalogger er lasten logget kontinuerligt fra forsøgets start til prøvens brud. Fra brud-lasten  $P_{\text{max}}$  og tværsnitsarealet  $A$  bestemmes den en-aksede trykstyrke som:

$$\sigma_c = UCS = \frac{P_{\text{max}}}{A} \quad (6.6)$$

### 6.3.3 Brazilian test – indirekte bestemmelse af trækstyrke

Brazilian test er en metode til indirekte bestemmelse af en prøves trækstyrke. I forsøget belastes en skive med tryk af to specielt udformede kæber (se opstilling i figur 6.7 th.), hvorved der opstår træk-spændinger vinkelret på tryk-retningen i prøvens tværsnit.



**Figur 6.6:** Prøveopstilling for UCS. Billedet er taget umiddelbart efter aflastning.

Forsøget er udført på prøver med diameter  $D = 38$  mm og tykkelsen  $t \approx r = \frac{D}{2} = 19$  mm. ISRM-standarden anbefaler en last-rate på 200 N/s for prøver med  $D = 54$  mm, således at der opstår brud i de svageste prøver efter 15 s – 30 s (Bieniawski og Hawkes, 1978). For de anvendte prøver korrigeres last-raten, så der fås en tilsvarende spændings-tilvækst:

$$A = D \cdot t = \frac{D^2}{2}$$

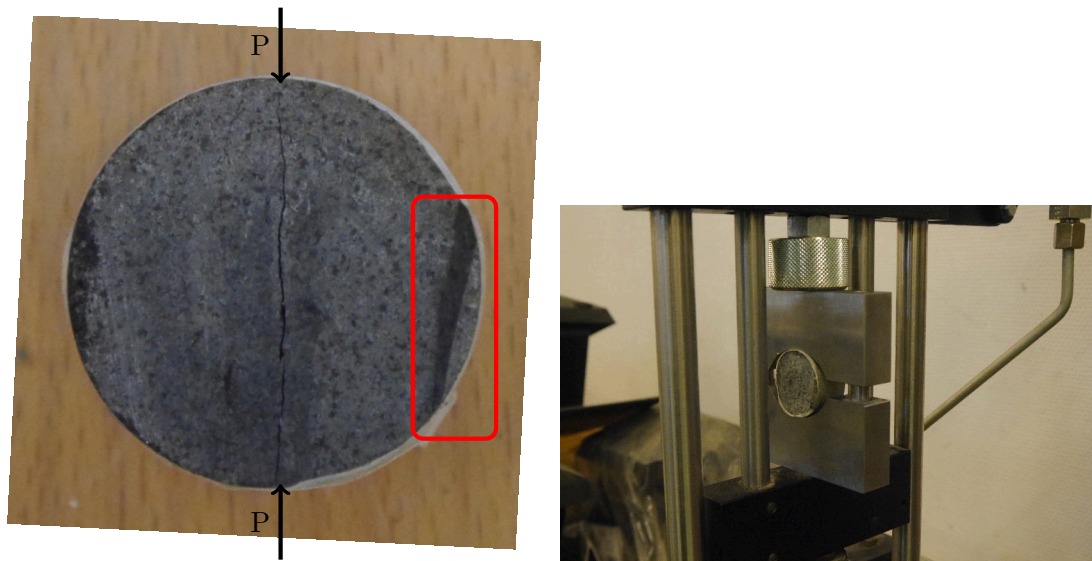
$$\frac{A_{38}}{A_{54}} = \frac{38^2}{54^2} = 0,495 \quad (6.7)$$

Forsøgene er udført med Brazilian-kæber til 38 mm kerner og en hånddrevet presse (figur 6.7 på næste side). Last-raten på  $200 \text{ N/s} \cdot 0,495 \approx 100 \text{ N/s}$  er styret manuelt, ved løbende tidsmålinger og aflæsninger af lasten. Fra maks-lasten  $P_{\max}$  og geometrien af prøven beregnes trækstyrken som:

$$\sigma_t = 0,636 \cdot \frac{P_{\max}}{D \cdot t} \quad (6.8)$$

Ligesom for UCS-forsøget er prøverne opbevaret i vand i 24 timer inden forsøget. Skævheder i prøven placeres langs en af siderne parallelt med tryk/brudretningen, så skævheden ikke påvirker bruddet (figur 6.7 på den følgende side).

Det var ikke muligt at opnå brud i dolerit-prøverne ( $FP_3$ ) med den lille, hånddrevne presse (figur 6.7 th.), så disse prøver blev i stedet testet i oliepressen, som blev brugt til UCS-forsøgene.



**Figur 6.7:** Tv: Skævhed pga. udsavning placeres langs en fri side, således at den ikke påvirker bruddet. Th: Prøve-emne indsat i Brazilian-kæber i 20 kN-pressen.

**Tabel 6.1:** Prøvestørrelser for udførte forsøg på fjeld.

	UCS	Brazilian	Schmidt Hammer
Prøvestørrelse	$D = 38 \text{ mm}$ $L \approx 100 \text{ mm}$	$D = 38 \text{ mm}$ $t \approx 19 \text{ mm}$	—
Antal	5+	10	10+
Belastningsrate	1 kN/s	0,1 kN/s	—
Målt resultat	$P_{\max}$	$P_{\max}$	HR
Beregnet resultat	$\sigma_c = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot D^2}$	$\sigma_t = 0,636 \frac{P}{D \cdot t}$	$\sigma_c, E, \rho$

### 6.3.4 Schmidt hammer

Schmidt hammer er en ikke-destruktiv testmetode udviklet til bestemmelse af betons hårdhed. Schmidt hammerens lille størrelse og vægt gør den velegnet til feltundersøgelser, og den anvendes derfor også til vurdering af styrke- og stivheds-parametre for bjergarter ud fra empiriske sammenhænge. Forsøget udføres ved at Schmidt hammeren slår mod fjeldet og måler rebound-værdien HR fra slaget. Ud fra rebound-værdien kan trykstyrken  $\sigma_c$ , E-modul  $E$  og densiteten  $\rho$  estimeres (Katz et al., 2000):

$$\ln(\sigma_c)[\text{MPa}] = 0,792 + 0,067 \cdot \text{HR} \pm 0,231 \quad (6.9)$$

$$\ln(E)[\text{GPa}] = -8,967 + 3,091 \cdot \ln(\text{HR}) \pm 0,101 \quad (6.10)$$

$$\ln(\rho) \left[ \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] = -2874 + 1308 \cdot \ln(\text{HR}) \pm 164 \quad (6.11)$$

(Katz et al., 2000) vurderer at ovenstående korrelationer kan anvendes under følgende forudsætninger:

1. Den undersøgte bjergart er godt cementeret og har tilsyneladende elastiske egenskaber.
2. Bjergarter som går i stykker eller revner som følge af Schmidt hammerens slag kan ikke testes.
3. Målinger bør laves på glatte overflader – det anbefales at en elektrisk slibemaskine anvendes ved arbejde i felten.
4. Løse blokke kan testes hvis den intakte del af blokken vejer mere end 20 kg – 30 kg.

Da korrelationerne mellem Schmidt hammer rebound-værdier og bjergartens egenskaber afhænger af bjergarten, sammenlignes de beregnede værdier med resultaterne fra UCS forsøgene.

Inden feltarbejdet er Schmidt hammeren kalibreret jf. producentens anvisning på den tilhørende kalibrerings-ambolt. Der er i alt udført forsøg på 48 lokaliteter. Ved hver lokalitet laves minimum 9 godkendte målinger efter proceduren beskrevet nedenfor. For den enkelte lokalitet beregnes medianen af datasættet, og hvis mere end 20% af målingerne i sættet afviger mere end 30% fra medianen forkastes hele datasættet (DS/EN 12504-2, 2012).

### Testområdet

De 48 Schmidt hammer forsøg er fordelt på de to mulige havneplaceringer Kaj A og B.

Ved Kaj A blev der over et område på 15 m × 19 m udført 22 test. Ved Kaj B blev der udført 12 test i et område på 5 m × 15 m.

Derudover er der lavet målinger med Schmidt hammeren, hvor fjeldprøverne er udtaget og på enkelte andre lokaliteter ved Kaj A og B.

### Testprocedure

1. Ved lokaliteten som undersøges bestemmes fjeldtypen og overfladens forvitringsgrad vurderes.
2. Et område på  $\approx 10 \times 10$  cm pudses med vinkelsliber.
3. Hældningen på overfladen måles med inklinometer i grader fra vandret.
4. Schmidt hammeren presses vinkelret på overfladen i det pudsede område. Rebound-værdien noteres for hvert slag.
5. Ved tegn på knusning i overfladen, forkastes værdien for det pågældende slag og forsøget gentages indtil der haves 9 godkendte målinger.
6. Test-lokaliteten indmåles med GPS.



# 7 Resultater

I dette kapitel præsenteres først resultaterne fra vandstandsmålingen, hvorfra LAT bestemmes. Herefter følger topografisk opmåling af et mindre landområde, til validering af Asiaqs højdekurver, og dybdemålinger i strædet vest for Kangaamiut. Sidst i kapitlet præsenteres de geologiske observationer i området, de opmålte sprækkesystemer ved Kaj A og B, og resultaterne fra laboratorie- og feltforsøg vedrørende fjeldstyrke.

## 7.1 Vandstandsmåling

Der er i perioden 3. oktober 2016 til 14. oktober 2016 udført vandstandsmåling ved skonnertkajen i Kangaamiut. Under måleperioden er vandspejlet jævnlige pejlet, 2 gange ift. et fast punkt på kajen og 4 gange med RTK-GPS. Den målte vandstand (vand over sensoren) er efterfølgende kalibreret ift. én af GPS-målingerne, mens de resterende GPS-punkter fungerer som kontrol. Vandstandsmålingen kalibreret til lokalt højdesystem fremgår af figur 7.1 på næste side.

### 7.1.1 Modellering af tidevand – LAT

Med udgangspunkt i teorien beskrevet i afsnit 5.1 er det forsøgt at opstille en tidevandsmodel som forklarer måleresultaterne bedst muligt.

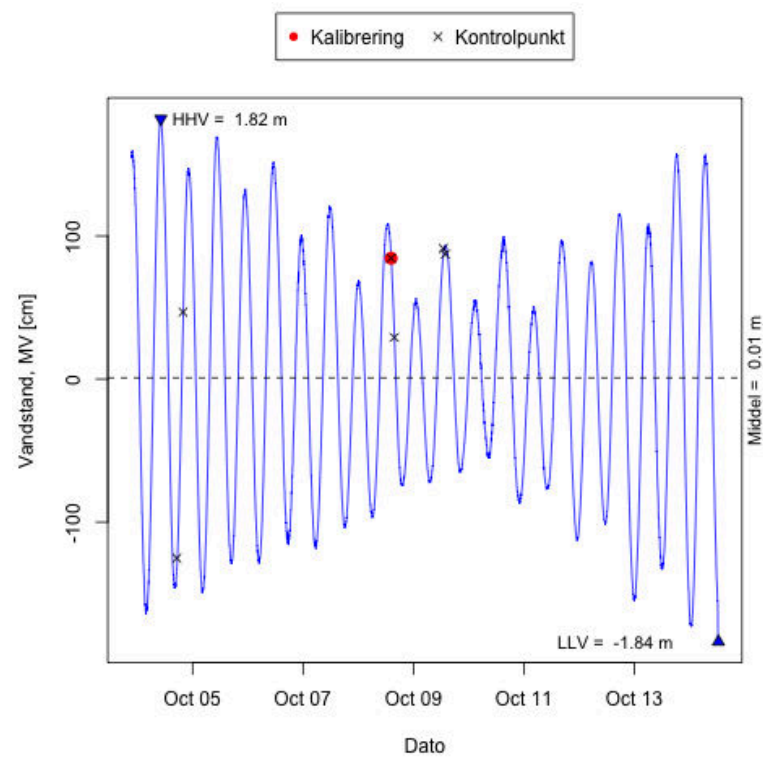
#### Simpel model – $M_2 + S_2$

Den simpleste model inkluderer de halv-daglige påvirkninger fra måne og sol. På figur 7.2 på den følgende side ses modellen plottet op mod data samt residualerne plottet som forskellen mellem modellen og data-punkterne. Af residual-plottet ses en periodisk variation i afvigelserne mellem model og data. Modellen må derfor udvides så flere af påvirkningerne fra tabel 5.1 på side 26 medtages.

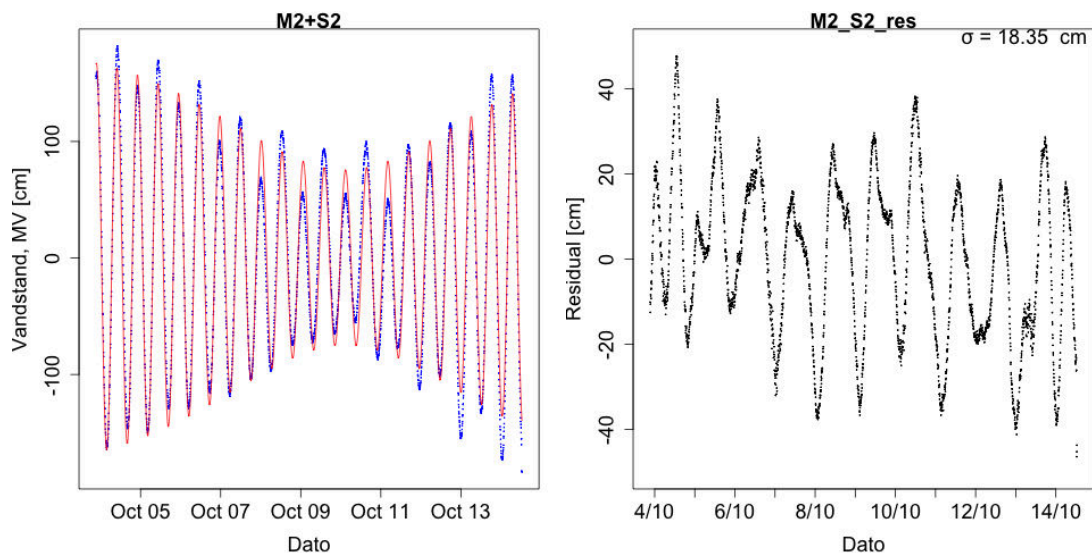
#### Udvidelse af model

På baggrund af ovenstående observation af residualerne er der arbejdet videre med gradvist mere omfattende modeller. For hver af modellerne er det teoretisk laveste lavvande og spredningen på modellens residualer beregnet.

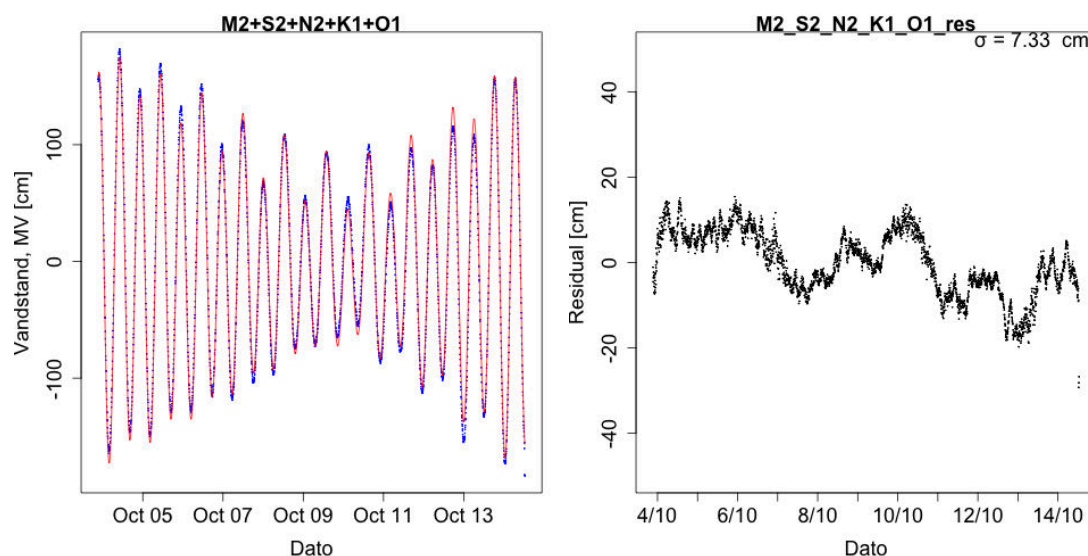
Først er effekten af at inddrage flere halv-daglige variationer ( $N_2$  og  $K_2$ ) undersøgt. Dette giver ikke nogen væsentlig forbedring af modellen (se evt. øverste række plots i bilag D på side 89).



**Figur 7.1:** Vandstandsmålinger i perioden 3/10 2016 – 14/10 2016. Målingerne er kalibreret til lokalt højdesystem (MV) ved indmåling af vandspejl med GPS (rødt punkt). Øvrige punkter markerer kontrolmåling af vandspejl med GPS. Højeste højvande og laveste lavvande forekommer i starten/slutning af måleperioden.



**Figur 7.2:** Tv.: Simple model ( $M_2 + S_2$ ) fitted til vandstandsmåling. Th.: residualer fra den simple model ( $\text{res} = \text{data} - \text{fit}$ ) med en relativ stor fejl  $\sigma_{\text{res}} = 18,35$  cm. Den periodiske variation i residualerne indikerer at modellen ikke har alle påvirkninger inkluderet.



**Figur 7.3:** Tv.: Udvidet model indeholdende 3 halv-daglige ( $M_2$ ,  $S_2$  og  $N_2$ ) samt 2 daglige ( $K_1$  og  $O_1$ ) variationer tilpasset til vandstandsmåling (lokal MV). Th.: residualer fra modellen (data – fit)  $\sigma_{\text{res}} = 7,33$  cm.

Medtages i stedet én eller to daglige variationer ( $K_1$  og  $O_1$ ) forbedres modellen. Dette ses ved, at residualernes variation bliver mere tilfældig, og at størrelsen samtidig bliver mindre (venstre søjle i bilag D på side 89). Dog ses stadig en variation i residualerne over tid.

Udvides modellen fra at indeholde  $M_2$ ,  $S_2$ ,  $K_1$  og  $O_1$  til også at inkludere  $N_2$  fås en væsentlig ændring på residualerne, hvis maksimale størrelse halveres og spredningen  $\sigma_{\text{res}}$  falder fra 12,04 cm til 7,33 cm. Inklusion af yderligere halv-daglige variationer ( $K_2$ ) eller daglige variationer ( $P_1$ ) giver ikke nogen væsentlig ændring på residualerne. Den optimerede model sammenlignes med målingerne i figur 7.3, hvor det ses at der fortsat er en variation i residualerne, men at denne ikke længere er tydeligt periodisk.

Ved en Fourier-transformation på residualerne fra den udvidede model er den mest fremtrædende frekvens 13,5 time, altså noget som ligner en halv-daglig variation. Medtages den største udeladte halv-daglige variation  $K_2$  fås ikke et væsentligt bedre “fit”, og det er med de indsamlede data ikke muligt at opnå en bedre tilnærmelse pga. den relativt korte observationsperiode.

## LAT

De beregnede laveste astronomiske tidevandshøjder (LAT) for de forskellige modeller fremgår af tabel 7.1 på næste side.

Tidevandsmodellen som giver det bedste fit (mindste spredning på residualerne) med færrest mulige led, er modellen som medregner  $M_2$ ,  $S_2$ ,  $N_2$ ,  $K_1$  og  $O_1$ . På baggrund af denne beregnes det laveste astronomiske tidevand:

$$\mathbf{LAT} = -2,5 \text{ m (lokal MV)}$$

**Tabel 7.1:** LAT for de forskellige tidevandsmodeller angivet som niveau under middelvande (MV). Standardafvigelsen på residualerne  $\sigma_{\text{res}}$  bruges til vurdering af modellens kvalitet, og modellen som med færrest parametre bedst forklarer data vælges.

Model	LAT [cm]	$\sigma_{\text{res}}$ [cm]
$M_2, S_2$	171	18,35
$M_2, S_2, N_2$	224	15,9
$M_2, S_2, N_2, K_2$	258	15,88
$M_2, S_2, K_1$	188	13,17
$M_2, S_2, N_2, K_1$	244	9,13
$M_2, S_2, N_2, K_2, K_1$	273	9,0
$M_2, S_2, K_1, O_1$	195	12,04
<b><math>M_2, S_2, N_2, K_1, O_1</math></b>	<b>250</b>	<b>7,33</b>
$M_2, S_2, N_2, K_2, K_1, O_1$	273	7,24

## 7.2 Landmåling

Under feltarbejdet er punkter for prøver og forsøg indmålt med RTK-GPS med base i fikspunkt 71942. Udover markering af punkter er GPS'en anvendt til topografisk opmåling i et afgrænset område, samt til positionsbestemmelse for dybdemålinger udført fra båd. Resultaterne bruges bl.a. til at konstruere en højdemodel, som ligger til grund for mængdeberegninger for opfyldning og udsprængning.

### 7.2.1 Topografisk opmåling

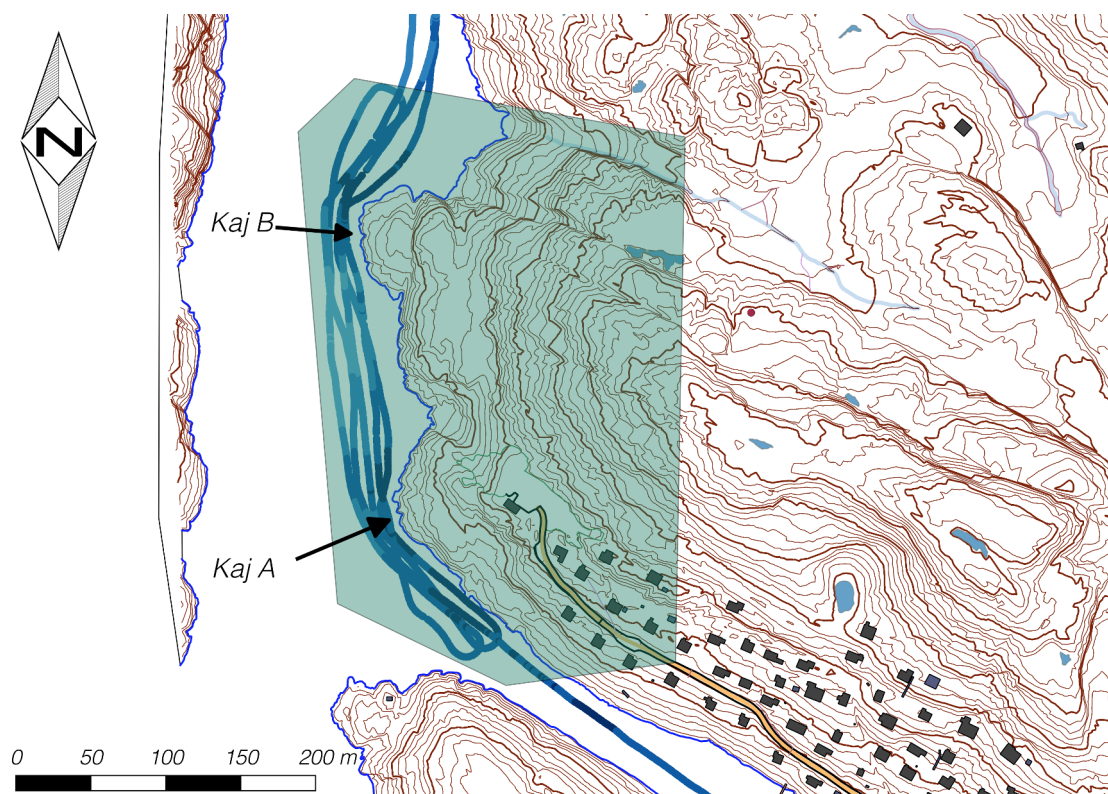
Der er udført en detaljeret topografisk opmåling i et udvalgt område ved Kaj A. Opmålingen er udført med RTK-GPS, som beskrevet i afsnit 6.2, med 1 sek. logge-interval og ca. 1 m afstand mellem linjerne. Punkter med en horisontal unøjagtighed større end 10 cm eller en vertikal unøjagtighed større end 30 cm er filtreret fra.

Med de filtrerede data er der ved TIN-interpolation (“triangular irregular network”) lavet en simpel højdemodel med  $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$  cellestørrelse. Ved sammenligning med en tilsvarende højdemodel lavet ud fra Asiaqs højdekurver findes en middel-forskel på 25 cm og en spredning på 61 cm. At de udførte målinger ligger højere skyldes nogle mindre huller i opmålingen, hvor den interpolerede topografi ligger for højt (bilag F på side 95). Det blev derfor vurderet, at nøjagtigheden for Asiaqs højdekurver var tilfredsstillende for det videre arbejde, og der blev herefter ikke lavet yderligere opmåling af topografien i området.

### 7.2.2 Dybdemålinger

Der er udført dybdemålinger i strædet vest for Kangaamiut (figur 7.4 på næste side) i tidsrummet 17:00 til 18:00 d. 12. oktober 2016. I løbet af måleperioden var der højvande på 114 cm over MV med en rimelig stabil vandstand (bilag E.1).

De målte dybder omregnes til dybder ift. middelvande (MV) ved at fratække vandstanden i indsamlingsperioden (1,14 m). Punkter med en unøjagtighed på positionen



**Figur 7.4:** Område anvendt til udarbejdelse af højdemodel omkring alternativ A og B markeret med grønt.

større end 0,5 m er fjernet, og de resterende punkter anvendes i udarbejdelsen af en højdemodel i det følgende afsnit.

### 7.2.3 Højdemodel – DEM

Ud fra Asiaqs eksisterende højdekurver for Kangaamiut og egne dybdemålinger i strædet vest for øen udarbejdes en digital højdemodel (DEM) for området mellem Kaj A og B.

#### Fremgangsmåde

1. Dybdemålinger korrigeres til lokalt middelvande ved at fratække tidevandshøjden i måleperioden (+1,14 m).
2. Område for afgrænsning af modellen defineres (figur 7.4)
3. Asiaqs højdekurver opsplittes til punkter. Der anvendes 0,5 m kurver (også middelvande).
4. Dybdemålingerne og de opsplittede højdekurver samles til ét datasæt, som afgrænses med området markeret i figur 7.4. Højderne i datasættet interpoleres med TIN-interpolation med celler på  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$  i programmet QGIS.

Kurverne fra højdemodellen ses i figur 7.5 på næste side. Nord for Kaj A er et lavvandet område, hvor der tæt på land er et skær. På strækningen mellem Kaj A og Kaj B nås der kort fra land en dybde på 10 meter. Nord for Kaj B, er der ligesom ved Kaj A, et lavvandet område. Dybdemålingerne indikerer at de overordnede strukturer på land fortsætter ud under vandet ved de to pynter.

### Usikkerhed på højdemodel

**Dybdemålingerne** er belagt med usikkerhed både horisontalt og vertikalt. De horisontale usikkerheder stammer fra positionsbestemmelsen og fra forskydning af ekkoloddets målepunkt væk fra lodlinjen pga. bådens krængning. Den vertikale usikkerhed stammer fra ekkoloddets målepræcision og kalibrering. Den samlede usikkerhed vurderes ud fra de 26 krydspunkter, som bruges til beregning af spredning (beskrevet i afsnit 6.2.1). Der findes ét krydspunkt (nr. 26) hvor afvigelsen overstiger grovfejlsgrænsen. Dette er markeret med en rød cirkel i figur 7.5 på modstående side. De målte dybder er kontinuerte langs hver af de to krydsende linjer, og der er ikke indikationer på at den ene af linjerne er fejlbehæftet. De store forskelle i mellem de to linjer giver anledning til store gradienter i den interpolerede bathymetri omkring krydspunkt 26. For de resterende 25 punkter er spredningen:

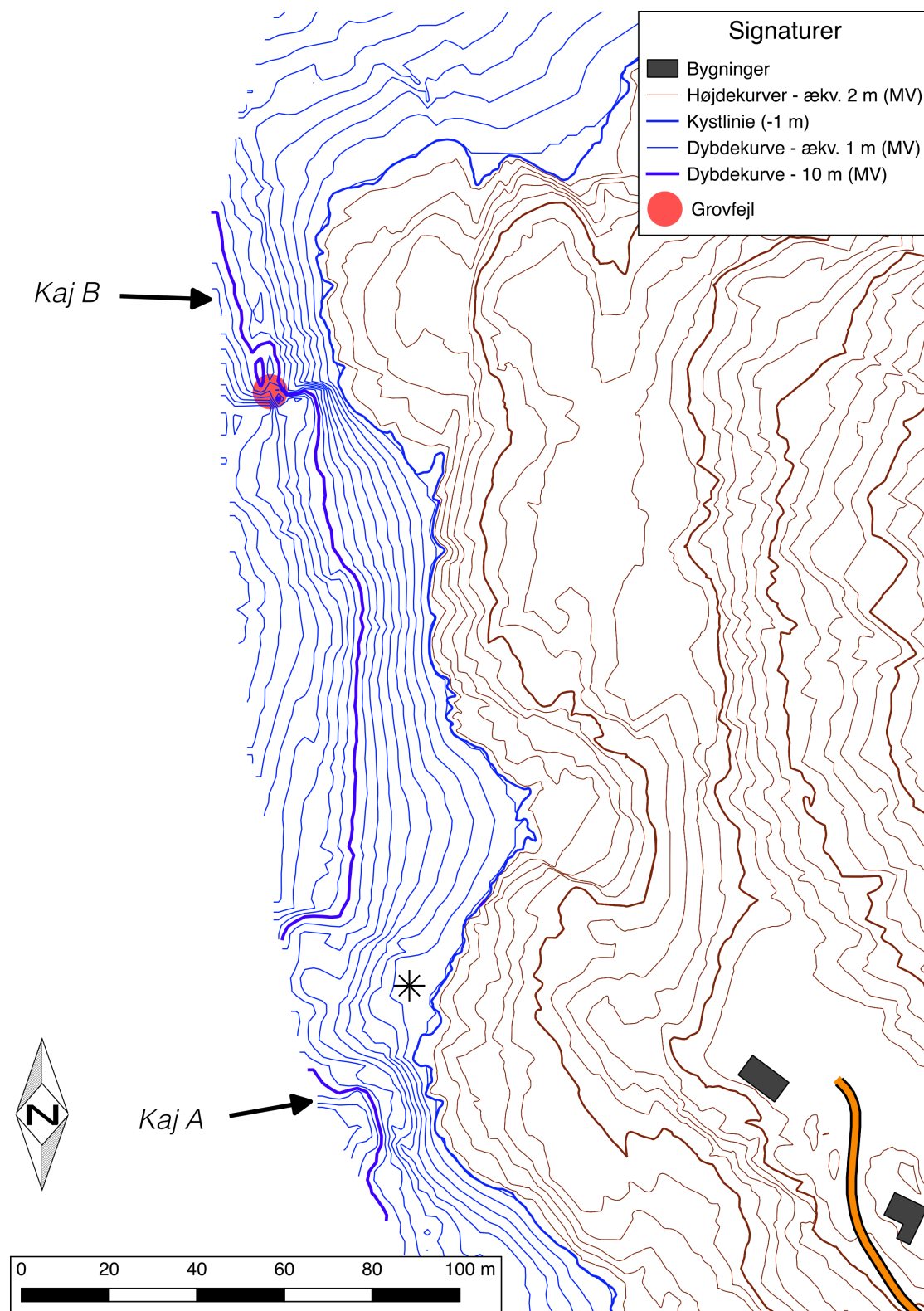
$$\sigma_{\text{dyb}} = 0,7 \text{ m}$$

Beregninger findes i bilag E.2, og den interpolerede bathymetri er optegnet i kortet i figur 7.5 på næste side.

**Ved den topografiske opmåling med GPS** i et afgrænset område på land er der fundet en forskel mellem Asiaqs højdekurver og de udførte målinger med en spredning på:

$$\sigma_{\text{topo}} = 0,6 \text{ m}$$

Begge spredninger indgår hver for sig i højdemodellen, som med en usikkerhed på  $< 1$  m vurderes tilstrækkelig nøjagtig til at danne grundlag for valg af placering.



**Figur 7.5:** Bathymetri fra målinger med ekkolod mellem Kaj A og B. Umiddelbart nord for Kaj A er der et skær i tidevandszonen. Kort med datapunkter findes i bilag E.

### 7.3 Geologi og fjeldstyrke

Områderne omkring Kaj A og B består hovedsageligt af bart fjeld med enkelte mindre lommer med sedimenter/aflejringer, nogle steder med lav vegetation. Fjeldet er generelt fast og sammenhængende med nogle sprækker, og består af lysere gnejs som gennemskæres af NNØ-gående mørke vulkanske dolerit-gange, der i litteraturen beskrives som Kangaamiut gange (Escher og Watt, 1976). Ved vandet er doleritten forvitret og har efterladt brede sprækker i gnejsen, mens forvitringen for bjergarterne længere inde i landet er mere ensartet. Forskellen i vejrbestandigheden for gnejs og dolerit ses tydeligst nær Kaj B (figur 7.7 på side 50) hvor resterne af en doleritgang findes mellem pynten og fjeldknolden.

Ud mod vandet er fjeldet forholdsvis stejlt, dog fladere ved både Kaj A og B. Ovenfor Kaj B (i retning mod dumpen) findes et fladt plateau med sedimenter af ukendt sammensætning og mængde (figur 7.6 på næste side). Øst for Kaj A (syd for dumpen) er der en slugt med en blanding løsjord og blokke på op til ca. 1 m<sup>3</sup>. Tidligere undersøgelser her har indikeret mægtigheder på mindst 1,5 – 2,5 m (GTO, 1987a). Ved dumpen, hvor vejen slutter, er der fyldt op med affald og slagge fra forbrændingsanlægget. Tykkelsen af opfyldningen er ikke præcist kendt, men vurderes at variere fra 0 m – 3 m, og styrken er ikke undersøgt. Områderne med løsjord på plateauet og ved dumpen er optegnet fra satellitfotos, mens det sydligste område (i slugten) er opmålt med GPS.

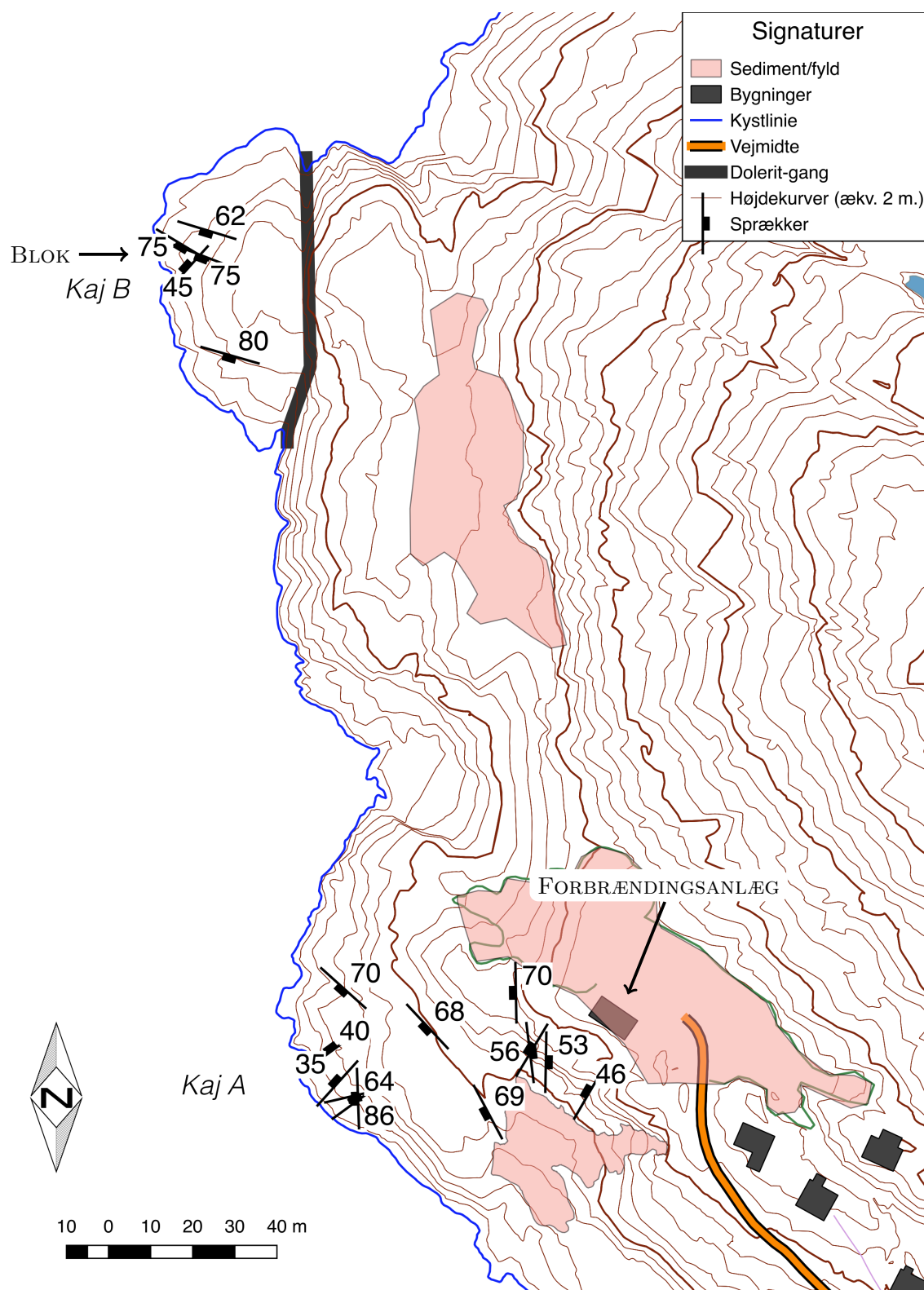
#### Udtagning af fjeldprøver

Til UCS-forsøg og Brazilian-forsøg er der udtaget prøver fra 3 forskellige lokaliteter (se kort i figur 7.8 på side 50):

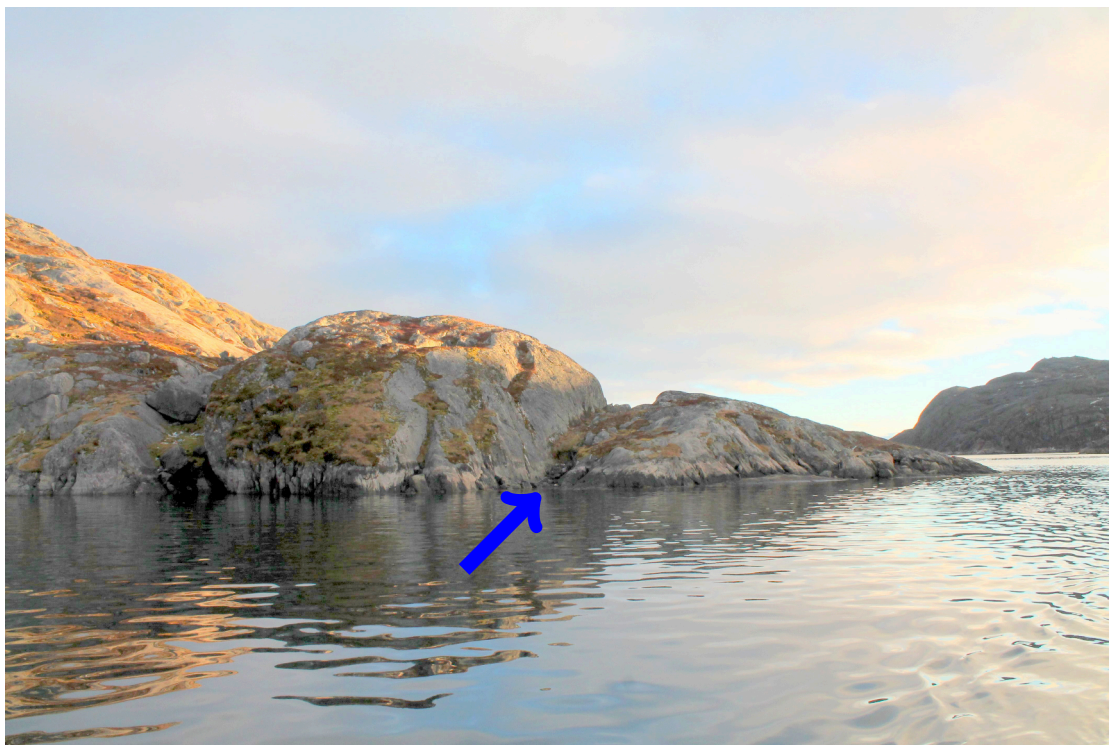
**Fjeldprøve 1 (gnejs)** er taget fra fast fjeld i kote 15 m mellem Kaj A og vejen til Dumpen. Det meste af fjeldet ved både Kaj A og B har karakter som denne prøve.

**Fjeldprøve 2 (gnejs)** er taget tættere på vandet ved Kaj A (ca. kote 6 m), hvor fjeldet var noget mere nedbrudt. Her var det vanskeligt at udtage hele prøver pga. opsprækning i de øverste 10 – 15 cm.

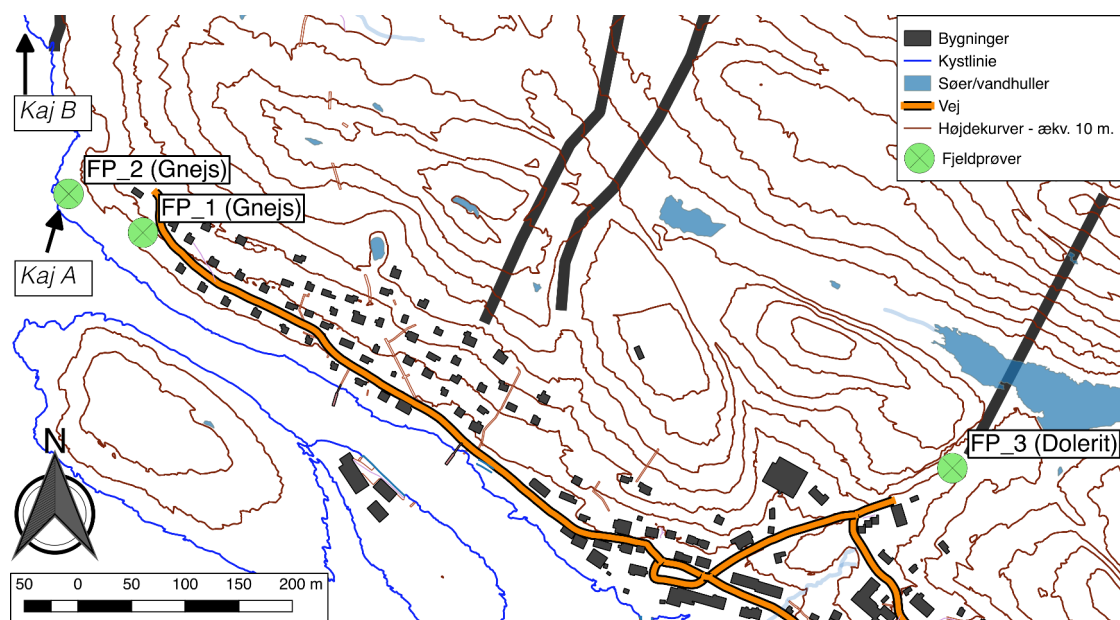
**Fjeldprøve 3 (dolerit)** er taget fra en doleritgang ved vandsøen, ca. midt i bygden. Prøverne blev indsamlet fra en nedstyrtet fjeldside, og der er derfor ikke nær samme overfladeforvitring som på gnejs-prøverne.



**Figur 7.6:** Området består overvejende af fast fjeld. På plateauet øst for Kaj B og i slutten syd for forbrændingsanlægget findes områder med sedimenter/aflejringer. Dumpen (omkring forbrændingsanlægget) er en opfyldning af blandet affaldsmateriale. Pynten ved Kaj B gennemskæres af en ca. 1 m bred doleritgang, og yderst mod vandet krydser 2 sprækker hinanden så en blok skæres fri på to sider.



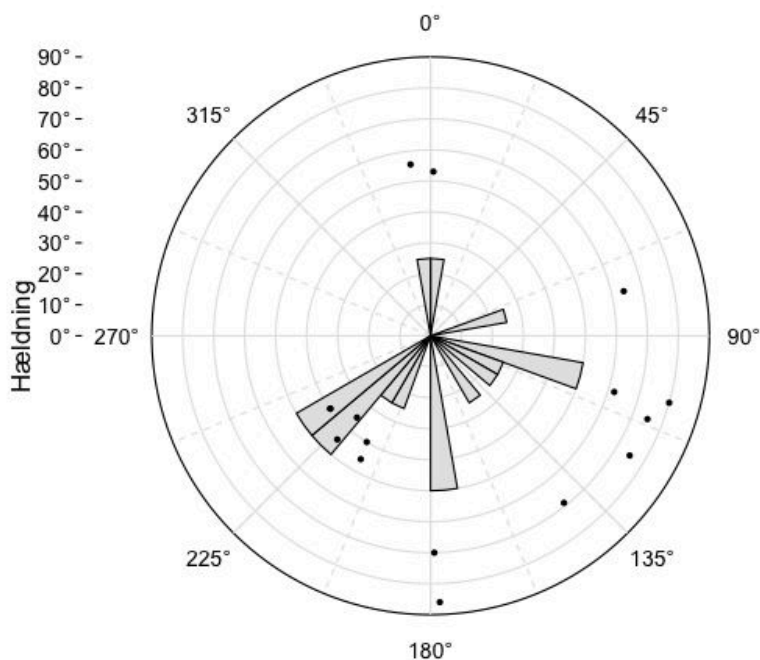
**Figur 7.7:** Pynten ved Kaj B set fra nord mod syd. Det forvitrede område umiddelbart nedenfor fjeldvæggen er resterne af en doleritgang.



**Figur 7.8:** Placeringer for udtagning af fjeldprøve 1-3. Fjeldprøve 3 er taget fra den mørke doleritgang.

### 7.3.1 Sprækker

De primære sprækker i områderne ved Kaj A og B er kortlagt med kompas og GPS. Sprækkerne følger hovedsageligt 2 retninger:  $110^\circ$  og  $225^\circ$  ift. sand nord. Derudover findes der også flere nord-syd-gående sprækker med hældning mod hhv. øst og vest (se figur 7.9). Ved Kaj B krydser to sprækkesystemer hinanden på en måde som potentielt kan give stabilitetsproblemer, idet de afskærer en blok, som er fri ud mod vandet, på to sider (figur 7.6 på side 49).



**Figur 7.9:** Sprækker ved område A og B. Retning angivet ift. sand nord, hældning (mod højre) i grader fra vandret. Punkterne viser retning og hældning på de enkelte sprækker, og histogrammet indikerer antallet af sprækker i  $10^\circ$  interval.

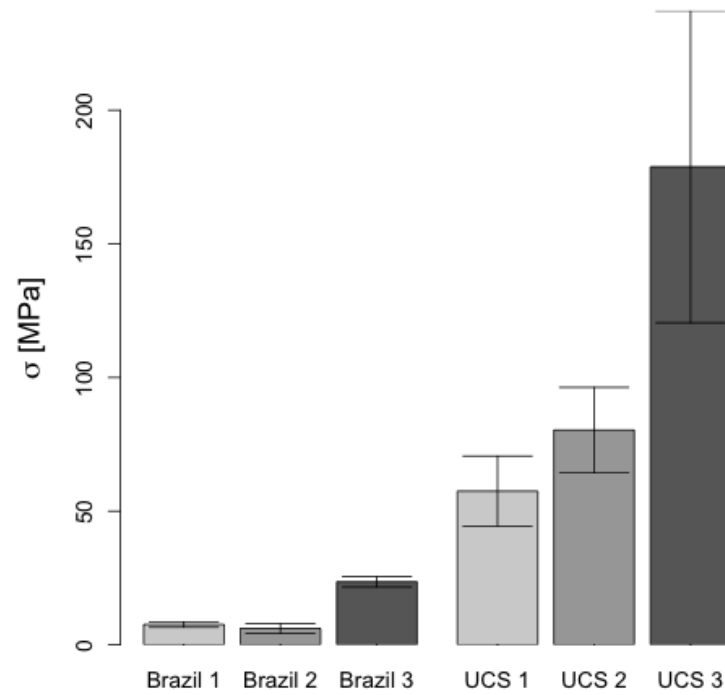
### 7.3.2 UCS

Ved de udførte tryk-forsøg brød enkelte prøveemner uden at bruddet gik igennem hele tværsnittet. Prøver som ikke brød med enten en timeglas-struktur eller ved langsgående opsprækning, f.eks. pga. et svagt hjørne, er forkastet. De angivne resultater er for prøver med  $d = 38$  mm, og angives som middelværdi  $\pm$  en spredning.

For gnejsen indsamlet tættest på vandet ( $FP_2$ ) er trykstyrken  $80 \pm 16$  MPa, mens den for prøve ( $FP_1$ ) indsamlet højere oppe er lavere,  $57 \pm 13$  MPa. Trykstyrken for den mørke dolerit ( $FP_3$ ) er væsentligt højere, og har også en større spredning,  $179 \pm 58$  MPa (se tabel 7.2 på næste side). Resultater fra de enkelte kerner findes i bilag G på side 97.

#### Lastrate

Da den anvendte presse ikke kunne indstilles til en stabil last-rate undersøges det, om ændring i last-raten giver anledning til ændring af den målte trykstyrke. Last-raten



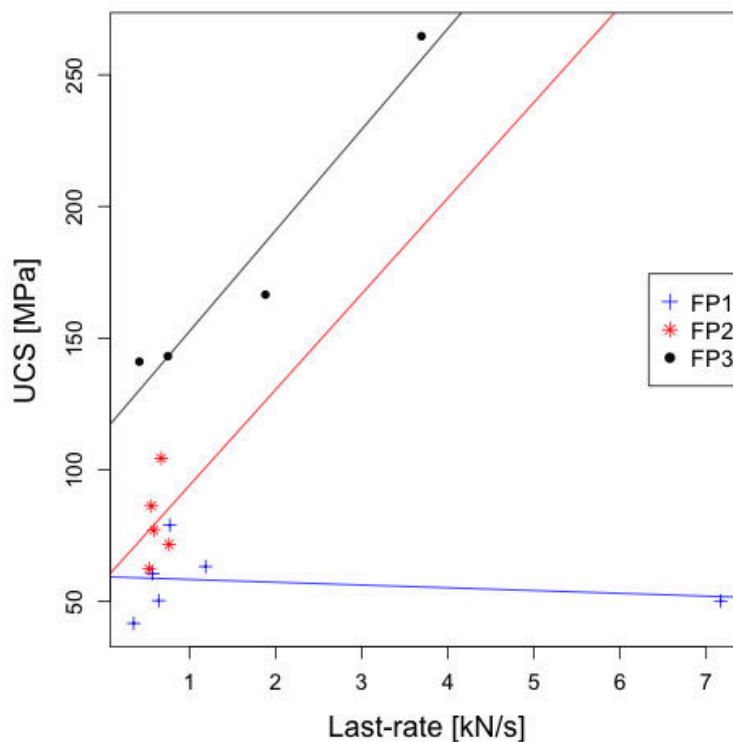
**Figur 7.10:** Træk- og trykstyrker for prøver med  $d = 38$  mm fra de 3 lokaliteter. Fejllinjer angiver  $\pm 1$  spredning.

**Tabel 7.2:** Trækstyrke ( $\sigma_t$ ), trykstyrke ( $\sigma_c$ ) og antal fjeldprøver (N) for hhv. Brazilian- og UCS-forsøg udført på 38 mm kærner fra Kangaamiut.

	$\sigma_t$ [MPa]	N	$\sigma_{c,38}$ [MPa]	N
$FP_1$	$7,6 \pm 1$	7	$57 \pm 13$	8
$FP_2$	$6,1 \pm 1,8$	5	$80 \pm 16$	10
$FP_3$	$23,6 \pm 1,9$	4	$179 \pm 58$	7

er bestemt som den gennemsnitlige hældning af kraft/tid-grafen fra det punkt hvor oplastningen startes til prøven bryder. Grænser for beregning af lastraten er markeret i figur G.1 i bilag G.

På figur 7.11 på næste side er sammenhørende værdier for trykstyrke og last-rate plottet for de enkelte kærner.  $FP_1$ -gnejsen påvirkes ikke signifikant af ændret last-rate. For  $FP_2$ -prøverne ligger last-raten i et snævert interval på  $0,34 - 0,87$  kN/s, og der kan derfor ikke siges noget videre om last-ratens betydning. For doleritten ( $FP_3$ ) ser der ud til at være en tendens mellem last-raten og styrken (trods der kun er 4 måle-punkter), hvor hurtigere oplastning giver anledning til højere styrke.



**Figur 7.11:** Last-rate og UCS for de enkelte prøveemner (data findes i bilag G). Trods få datapunkter ser der ud til at være en sammenhæng mellem last-raten og den målte styrke for  $FP_3$ , hvor hurtigere oplastning fører til højere styrke.

### 7.3.3 Brazilian

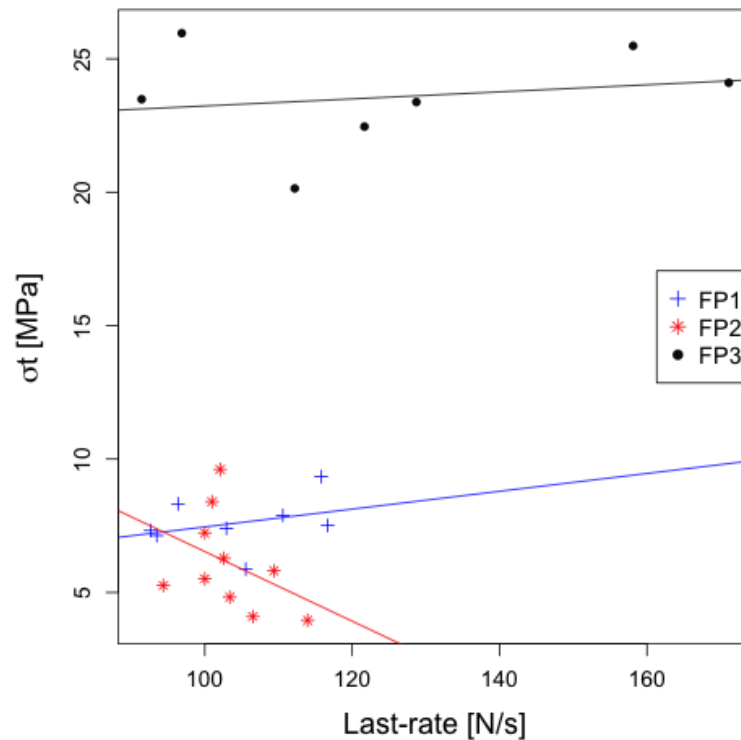
Resultater fra prøver hvor bruddet ikke forløb direkte mellem de to kontaktpunkter er forkastet. Middelværdier og spredning for de filtrerede resultater findes i tabel 7.2 på modstående side. For gnejsen indsamlet længst fra vandet ( $FP_1$ ) er trækstyrken bestemt til  $7,6 \pm 1$  MPa. For gnejsen indsamlet tættest på vandet ( $FP_2$ ) er trækstyrken lidt lavere:  $6,1 \pm 1,8$  MPa. Både under feltarbejdet og under arbejdet med prøverne i laboratoriet blev det bemærket at prøverne fra området tæt på kystlinjen ( $FP_2$ ) var mere forvitrede end prøverne taget længere fra vandet, og det var vanskeligere at bore hele kerner ud pga. sprækker i materialet.

For doleritten ( $FP_3$ ) er trækstyrken  $23,6 \pm 1,9$  MPa. Måleresultater og beregnede trækstyrker for de enkelte kerner findes i bilag H på side 101.

#### Last-rate

Det var, pga. den høje styrke, ikke muligt at opnå brud i dolerit-prøverne ( $FP_3$ ) med den lille hånddrevne presse som blev brugt til både  $FP_1$  og  $FP_2$ .  $FP_3$ -prøverne er derfor testet til brud i den store oliepresse, som blev anvendt til UCS-forsøgene. Da der er anvendt forskellige maskiner, og da det for den store presse var vanskeligt at kontrollere last-raten, er der også for brazilian-forsøgene undersøgt om den målte styrke påvirkes af last-raten. Last-raten er her regnet ud fra en manuel tidtagning for oplastningen og

den aflæste brud-last. På figur 7.12 ses det, at hhv.  $FP_1$  og  $FP_2$  har en last-rate på 90 – 120 N/s mens last-raten for  $FP_3$ -kernerne varierer fra 90 – 175 N/s. Modsat UCS-forsøget ser der ikke ud til at være en klar tendens mellem last-raten og trækstyrken målt ved brazilian-forsøget.



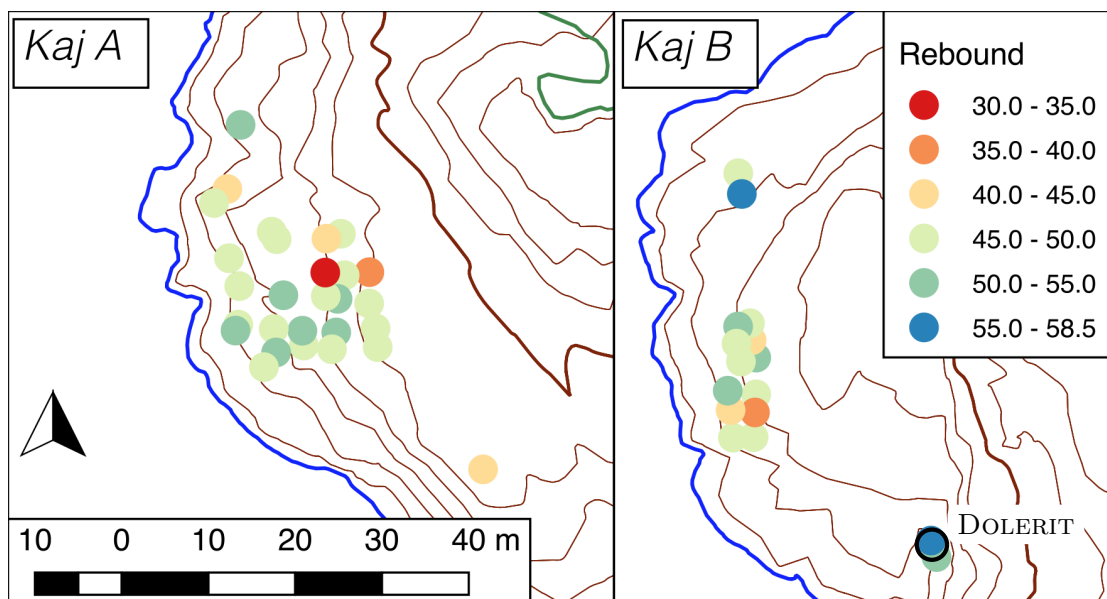
**Figur 7.12:** Trækstyrke ift. last-raten for de 3 typer. Den store variation i last-raten for  $FP_3$  skyldes pressen som blev anvendt til disse forsøg.

### 7.3.4 Schmidt hammer

Resultaterne fra Schmidt hammer tests og de herfra beregnede UCS-værdier findes i tabel 7.3 på næste side. Schmidt hammer forsøg udført ved udtagelsen af  $FP_1$ ,  $FP_2$  og  $FP_3$  sammenlignes med de målte styrker for fjeldprøverne fra laboratorieforsøget i tabel 7.4 på side 56. For de enkelte lokaliteters resultater henvises til bilag I.

#### Hammer Rebound

Middelværdier for de forskellige kategorier fremgår af tabel 7.3 på næste side, hvor det kan ses at forskellen i rebound-værdi mellem de to kategorier med forskellig overflade, Gnejs 1 og Gnejs 2, er lille. Det er ved en to-sidet t-test konstateret, at værdierne for de to kategorier ikke er signifikant forskellige ( $p = 0,212 > 0,05$ ). I forhold til gnejsen har doleritten en væsentligt højere rebound-værdi. Resultaterne for de enkelte Schmidt hammer test for de to typer gnejs (1 og 2), i områderne ved Kaj A og Kaj B kan ses på figur 7.13 på modstående side. Derudover kan resultatet for dolerit, markeret med en



**Figur 7.13:** Schmidt hammer rebound-værdier. Nederst til højre for Kaj B er der testet både dolerit og gnejs. Doleritten har den højeste rebound-værdi.

**Tabel 7.3:** Middel rebound-værdi, standardafvigelse samt antal set for de to bjergarter (gnejs med 2 forskellige grader af forvitring og dolerit).

	Gnejs 1	N	Gnejs 2	N	Dolerit	N
Hammer Rebound	$47 \pm 5$	27	$49 \pm 3$	18	$54 \pm 5$	3
Beregnet UCS [MPa]	$53 \pm 15$	27	$58 \pm 12$	18	$88 \pm 28$	3

sort cirkel, ses i den sydlige del af området ved Kaj B, der indikerer en rebound mellem 55 – 58,5 HR. De fleste resultater for Kaj A og B ligger i intervallet 45 – 55 HR, med enkelte test resultater der ligger udenfor.

### UCS-styrke baseret på empirisk korrelation

De beregnede UCS-styrker er baseret på rebound-værdi for de enkelte fjeldprøver ( $FP_1$ ,  $FP_2$  og  $FP_3$ ) og er præsenteret i tabel 7.4 på næste side, hvor de sammenlignes med UCS-værdierne fra tryk-forsøgene i afsnit 7.3.2. For området længst væk fra vandet ( $FP_1$ ) er den beregnede trykstyrke 61 MPa, hvilket er højere end den målte trykstyrke fra UCS-forsøget. For området tættest på vandet ( $FP_2$ ) er den beregnede trykstyrke 55 MPa. For  $FP_2$  er den beregnede UCS lavere end den målte styrke fra UCS-forsøgene, dog kan der ses at den beregnede trykstyrke fra Schmidt hammer, er inden for standardafvigelsen til den målte UCS-værdi. For dolerit-prøven ( $FP_3$ ) er trykstyrken beregnet til 50 MPa hvilket er betydeligt lavere en den målte trykstyrke fra UCS-forsøgene.

**Tabel 7.4:** Schmidt hammer UCS og målt UCS.

	$FP_1$ (gnejs 1)	$FP_2$ (gnejs 2)	$FP_3$ (dolerit)
Beregnet UCS (SH) [MPa]	61	55	50
Målt UCS [MPa]	$57 \pm 13$	$80 \pm 16$	$179 \pm 58$

## 8 Diskussion af resultater

I dette kapitel diskuteres resultaterne fra det udførte feltarbejde uafhængigt af hinanden og med inddragelse af relevante resultater fra tidligere undersøgelser. I det efterfølgende kapitel anvendes den opnåede viden om de lokale forhold, som grundlag for et forslag til hvordan en ny havnekonstruktion med tilhørende vej kan udføres.

### 8.1 Tidevand – LAT

På baggrund af vandstandsmålinger udført under feltarbejdet er der opstillet en tidevandsmodel, som giver en LAT på  $-2,5$  m(MV). Dette stemmer godt overens med tidligere vandstandsmålinger, som over en kort måleperiode (3 dage) har vist en tidevandsvariation på ca. 5 m (Simonsen og Therkelsen, 2014). Den optimerede model forklarer ikke alle variationer i vandstanden, men det har ikke været muligt at udlede flere periodiske bidrag fra målingerne. De tilbageværende variationer kan bl.a. skyldes ændringer i lufttrykket, ligesom en ændret vindretning også kan påvirke vandstanden.

Til sammenligning anvendes DTU 10-modellen, som for Kangaamiut giver LAT =  $-2,46$  m(MV) (Ole Andersen – DTU Space, personlig kommunikation, jan. 2017). Den lille afvigelse skyldes formentlig den relativt korte måleperiode (12 dage) – normalt er det nødvendigt at have målinger for 3 – 12 måneder for at kunne skille de forskellige påvirkninger ad. Forskellen på 4 cm mellem det her observerede og DTU 10 modellen har ikke betydning for designet.

### 8.2 Dybdemålinger

De målte dybder er belagt med usikkerhed på både positioneringen og dybdemålingen. Usikkerheden på positioneringen håndteres ved at fjerne punkter med for stor unøjagtighed ( $\geq 0,5$  m). Usikkerheden på dybderne er vurderet vha. spredningen på afvigelserne i krydspunkterne. Ved to af krydspunkterne (nr. 24 og 26) er afvigelsen  $\geq 1$  m.

Krydspunkt nr. 24 har en afvigelse på 2,6 m. Dette kryds ligger ca. 250 m nord for Kaj B, tæt på land, og dybderne ved punktet har ingen indflydelse på hverken konstruktion eller indsejling.

Krydspunkt 26 ligger ved den sydlige ende af pynten (Kaj B), og afvigelsen overstiger grov-fejlgrænsen på  $3 \cdot \sigma$ . De to krydsende linjer har en dybdeforskel på ca. 5 m, hvilket giver en stor gradient i bathymetrien ved krydspunktet. Når der ses på de to linjer hver for sig, er der ikke indikationer på at én af linjerne er behæftet med fejl. Da det ikke kan vurderes hvilken af linjerne, som er mest korrekt, er det usikkert hvad der præcist sker i dette område. Tidligere undersøgelser har givet lignende resultater (Simonsen og

Therkelsen, 2014), hvilket kan indikere store niveauforskelle i området, som f.eks. kan skyldes stor variation i fjeldspejlets beliggenhed eller store blokke på bunden. Under sejladss var det ikke muligt at se bunden. Yderligere undersøgelser bør foretages hvis dybden ved kryds 26 har betydning for den endelige konstruktion. Dette afhænger af om Kaj B vælges og hvor langt fra land kaj-fronten placeres.

Vest-nord-vest for Kaj A findes et skær tæt på land, som også blev kortlagt af GTO i 1987. Omkring skæret er der et lavvandet område på ca.  $30 \times 40$  m. Syd for skæret er bunden stejl, og tæt på land er vanddybden 7 m (MV). Sejles der fra Kaj A ind mellem hovedøen og Fiskeriø falder dybden ved indsejlingen i det SØ-NV-gående stræde til ca. 5,5 m (MV), hvilket giver en begrænsning på størrelsen af skibe som kan anløbe herfra.

Ved sammenligning af den interpolerede bathymetri med kort fra tidligere undersøgelser ses en god overensstemmelse i kurvebilledet. Der er ikke lavet en nærmere analyse af forskellene i de to datasæt.

### 8.3 Geologi og fjeldstyrke

Fjeldet ved Kangaamiut er generelt fast og sundt. Sprækkerne i området er inddelt i 4 systemer, men der er kun fundet ét sted (ved Kaj B) hvor krydsende sprækker er tæt på en potentiel havne konstruktion. Afhængigt af konstruktionstypen og kravene som den stiller må brudfladerne undersøges nærmere, hvis stabiliteten af blokken ønskes undersøgt.

Der er kortlagt 3 områder med løsjord: Ét område i forbindelse med Kaj A (slugt), ét i forbindelse med Kaj B (plateau) samt dumpen, som ligger midt i området. Løsjorden er ikke undersøgt, men tidligere undersøgelser ved Kaj A har vist mægtigheder på 2 – 3 m (GTO, 1987a), og afhængigt af styrken kan det være nødvendigt at afgrave jorden og udskifte den med en sprængstensopfyldning. Ved dumpen må det forventes at opfyldningen/affaldet i en eller anden grad skal udskiftes ved videreførelse af vejen igennem området.

#### 8.3.1 Træk- og trykstyrke

Med det anvendte udstyr til udtagning og præparering af kernerne var det ikke muligt at undgå skævheder i prøveemnerne, dels i form af ujævnheder langs endefladerne, dels i form af skæve borekerner. Ujævnhederne vil, alt andet lige, resultere i en lavere brudstyrke pga. spændingskoncentrationer, men det er uvist hvor stor betydningen er. Ved begge laboratorieforsøg er prøverne testet med forskellige last-rater. Dette har ikke været hensigten, men skyldes manglende mulighed for at sætte en fast last-rate på det anvendte udstyr. Belastningen fra pressen som blev anvendt til UCS (og Brazilian test på  $FP_3$ ) blev styret ved en manuel dreje-ventil, som måtte justeres løbende, da last-raten ellers steg når belastningen nåede et vist niveau.

Sammenhængen mellem styrke og last-rate er forskellig for forskellige bjergarter (Hashiba og Fukui, 2014) og for de udførte forsøg er effekten af en ændring af last-raten størst for UCS-forsøgene. Her ses en betydeligt højere styrke for prøven UCS\_3\_3 (dolerit) som har den hurtigste oplastning (3,7 kN/s) og en styrke på 265 MPa. Ses der bort fra denne prøve ændres middel-trykstyrken for doleritten fra 178 MPa til 150 MPa for de 3 tilbageværende prøver. Med kun 4 godkendte prøver fra  $FP_3$  er det ikke muligt at sige om den

høje styrke for UCS\_3\_3 skyldes last-raten, som var næsten 4 gange større end tilsigtet, eller om prøven blot var markant stærkere end de andre.

For de øvrige fjeldprøver  $FP_1$  og  $FP_2$  (begge gnejs) ses ikke samme effekt for variationer i last-raten ved UCS-forsøgene, og for Brazilian-forsøgene har last-raten ikke nogen tydelig effekt på nogen af prøverne. I forhold til trykstyrken er der ikke taget hensyn til prøveemnernes diameter. Da prøverne er mindre end standardstørrelsen forventes det at den målte styrke er lidt for høj. For at korrigerer til 54 mm prøvestørrelse med den foreslåede formel, skal de opgivne styrker divideres med 1,07.

Sammenfattende giver unøjagtighederne i prøveemnerne anledning til en lavere målt styrke, mens hurtig oplastning for nogle prøver kan føre til en højere styrke. Resultaterne er derfor belagt med en hvis usikkerhed, og særligt doleritten forventes at have en lavere styrke, hvis den testes under samme forhold som gnejsen.

Usikkerheden på resultaterne må medtages i en evt. dimensionering, f.eks. i form af en højere sikkerhedsfaktor.

### 8.3.2 Schmidt hammer

Fordelen ved at anvende Schmidt hammeren er dens lille størrelse og hurtige test-metode, som gør, at der på relativt kort tid kan laves mange målinger i et område. Hermed kan der hurtigt skabes et overblik over variationer i området.

For de to undersøgte områder ligger størstedelen af Schmidt hammer resultaterne i intervallet 45 – 55 HR med enkelte lavere værdier. Der er ikke signifikant forskel på resultaterne for de to kategorier af gnejs, hvis inddeling er baseret på overfladens forvitring. Dette kan skyldes, at den mere forvitrede overflade (Gnejs 2) var lettere at slibe i, og at der derfor er fjernet mere løst materiale med vinkelsliberen, inden testen blev udført.

For doleriten er Schmidt hammer værdien ca. 6 HR højere end for gnejsen, men den højere værdi svarer ikke til den væsentlig højere styrke: Beregnes trykstyrken ud fra Schmidt hammer resultaterne fås  $\sigma_{c,SH} \approx 90$  MPa mens den målte  $\sigma_{c,UCS} \geq 150$  MPa. Forskellen skyldes formodentlig grundlaget for de anvendte formler. I Katz et al. (2000) er der opstillet empiriske sammenhænge for HR-værdi og hhv. trykstyrke, E-modul og densitet på baggrund af test af syv forskellige bjergarter. Der ses ikke på de forskellige egenskabers indbyrdes påvirkning af HR-værdien, og derfor vil en ændring i f.eks. densitet kunne føre til en ændring i HR-værdi, der kan tolkes som en ændret styrke, uden at dette nødvendigvis er tilfældet.

I manualen til den anvendte hammer kan styrken aflæses som funktion af både densitet og HR-værdi. Densiteterne for bjergarterne er ikke undersøgt, men ved aflæsning for HR = 55 og en densitet for doleriten på  $\rho = 2,7$  aflæses en styrke på  $\sigma_c = 200$  MPa, altså højere end de målte styrker. Da der ikke er udført mere nøjagtige forsøg, til bestemmelse af sammenhængen mellem HR-værdi og styrke for de forskellige bjergarter i området, anvendes Schmidt hammeren kun til kortlægning af forskelle i fjeldet ved Kaj A og B, og ikke til en egentlig bestemmelse af styrkeparametrene. For begge områder ses en rimelig jævn fordeling i intervallet 45 – 55 HR med enkelte resultater på begge sider af intervallet.

### 8.3.3 Anvendelse af sprængsten som opfyldningsmateriale

Der er ikke foretaget undersøgelser direkte med henblik på vurdering af fjeldets egnethed til produktion af sprængsten. Disse undersøgelser omfatter normalt analyse af kornstørrelse og form samt sprængstenenes modstand mod nedbrydning ved gentagen belastning (f.eks. LA-test). Det har ikke været muligt at skaffe sprængsten til sådanne undersøgelser, da der ikke findes et stenbrud i bygden.

I CIRIA et al. (2007, tabel 3.12) findes en lang række parametre til vurdering af om fjeldet er egnet til produktion af større dæksten. Med de tilgængelige resultater fra laboratorieforsøg og Schmidt hammer test i felten vurderes det om gnejsen er egnet som dæksten i tabel 8.1.

UCS-resultaterne er påvirket negativt af skævheder i prøveemnerne. Dette er ikke tilfældet for Brazilian og Schmidt hammer testene, som derfor tillægges større vægt. Fra de udførte undersøgelser vurderes gnejsen umiddelbart som “good” til “marginal” til produktion af dæksten. For produktion af opfyldningsmateriale kan kravene til fjeldet sænkes, da der kan accepteres en lavere kvalitet på stenene.

Da alle forsøg er udført enten direkte på overfladen (Schmidt hammer) eller på materiale fra de øverste 10 – 15 cm af fjeldet (UCS/Brazilian), må det forventes at styrken af det underliggende fjeld er højere, og kvaliteten af sprængstenene bedre.

Pga. tegn på hurtigere nedbrydning af doleritten anbefales det at benytte gnejs som opfyldningsmateriale i en konstruktion.

**Tabel 8.1:** Vurdering af gnejs’ egnethed som dæksten jf. CIRIA et al. (2007, tabel 3.12)

Test	Resultat	Klassificering
Lithologisk klassifikation	Metamorfe bjergarter	Excellent – Good
	...	
Trykstyrke, UCS	53 – 75 MPa <sup>†</sup>	Marginal – Poor
Schmidt hammer rebound	45 – 55	Good – Marginal
	...	
Indirekte trækstyrke, Brazilian	6 – 7 MPa	Good

<sup>†</sup> Korrigeret for prøvestørrelsen. Pga. skævheder i prøverne forventes den reelle styrke at være højere.

# 9 Forslag til ny havnekonstruktion

I dette kapitel udarbejdes et forslag til anlæggelse af en ny havnekonstruktion i Kangamiut.

På baggrund af observationer og feltundersøgelser vælges først den bedste placering for en ny havn. Herefter skitseres en konstruktion og havnebefæstelsen dimensioneres til håndtering af containere. Med udgangspunkt i vejledningen “Bygdeveje i Grønland” (GTO, 1984) vælges en linjeføring for en vej fra enden af det eksisterende vejnet frem til kajen.

Sidst i kapitlet tages udgangspunkt i mængdeberegninger for havn og vej, og der udarbejdes et overslag over anlægsomkostningerne på baggrund af Molio Prisdatabaser (tidligere V&S) og erfaringer fra havnebyggeri i Sisimiut og Nuuk.

## 9.1 Valg af placering

I valget af placering lægges der vægt på gode dybdeforhold og læ fra vind og bølger, samt topografien på land. Med kendskab til største skibs dybgang og tidevandsvariationen beregnes den nødvendige kajdybde ved middelvande som summen af dybgang, LAT og en sikkerhedsmargin på 1 m. Dybden ved kajfronten afrundes til nærmeste 0,5 m (tabel 9.1).

Som input til vurderingen af placeringerne er de mulige linjeføringer for en vej fra dumpen frem til havnen skitseret og gradienten langs linjerne er beregnet ud fra højdemodellen (bilag J.4 på side 107). Nedenfor følger en kort beskrivelse af Kaj A og Kaj B, og i tabel 9.2 på side 63 opsummeres overvejelser for/imod de to alternativer.

**Tabel 9.1:** Beregning af nødvendig kajdybde med M/S Fram som dimensionsgivende skib.

Dybgang, M/S Fram	5,1 m
Sikkerhedsmargin	1,0 m
LAT	2,5 m
Usikkerhed på dybdemålinger <sup>†</sup>	0,7 m
Sum	9,3 m
<b>Dybde ved kajfront (MV)</b>	<b>−9,5 m</b>
<b>Kote for kajplads*(MV)</b>	<b>+4 m</b>

<sup>†</sup> Afsnit 7.2.2 på side 44

\* Afsnit 3.1 på side 15

**Kaj A** er tættest på bygden, hvorfor den nødvendige udvidelse af vejnettet er lille. Vejen skal føres ned over et stejlt område, som kræver både udsprængning og en del opfyldning. Alternativt kan vejen føres nedenfor husene tættest på vandet, men dette giver en betydeligt længere vej, hvor der også må bortsprænges fjeld. Umiddelbart nord for Kaj A findes et skær, og det blev derfor i Nuna-Tek (1988) foreslået at dreje kajen, så en ret linje gennem kajfronten passerer syd om skæret. På den måde vil kajen ligge skråt i forhold til den fremherskende vindretning fra nord, hvilket kan give problemer ved anløb af kajen i dårligt vejr. En skrå kaj kan kun anløbes fra nord/nordvest, da der er lavt vand og dårlig manøvreplads i området sydøst for kajen.

Et alternativ er at bygge kajkonstruktionen ud på skæret som foreslået i GTO (1987b). På denne måde udnyttes skæret som en del af konstruktionen, og der er ikke samme begrænsninger på dybden i kaj-linjen. Pga. de krydsende stræder er stedet åbent for vind og strøm fra flere retninger. Da fjeldet ved Kaj A ligger højere end kote +4 m skal der, uanset hvilken kajløsning som vælges, udsprænges et område på land for give kajen et bagareal til håndtering af gods.

**Kaj B** ligger længere oppe i strædet vest for øen, og der forventes derfor mindre turbulente vind- og strømforhold her. Kajen kan placeres på den yderste pynt med kajfronten i en N-S gående linje, parallelt med sejlrretningen i strædet. Også her skal der bortsprænges fjeld i en del af bagarealet. Fra pynten er der mod nordvest et område med lavere vanddybde hvor der, afhængig af kajfrontens placering mod Ø-V, må uddybes. Kajfronten kan evt. flyttes et stykke mod nord for at reducere behovet for undervandsprængning, men dette vil kræve større opfyldningsmængder. Bortset fra området mod nordvest er dybdeforholdene i indsejlingen tilstrækkelige, og der er ikke noget som peger på yderligere behov for uddybning i forbindelse med denne placering.

**For begge alternativer** kan der laves en kaj-løsning med tilstrækkelig vanddybde. Med vægt på vindpåvirkning og plads på land vælges Kaj B som det bedste alternativ, eftersom vinden er parallel med sejlrretningen og der er flere muligheder for udnyttelse af arealer, både på pynten og på plateauet i land. Herved kan ønskerne om plads til containere og mulighed for at opføre en ny fiskefabrik opfyldes. I det følgende afsnit vælges principperne for en havnekonstruktion på pynten.

Tabel 9.2: Argumenter for/imod Kaj A og B.

	For	Imod
Kaj A	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Tæt på eksisterende vej</li> <li>+ Tættere på bygden</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Areal på land er småt og stejlt</li> <li>– Stejl skråning fra vej til kaj for begge linjeføringer               <ul style="list-style-type: none"> <li>· Alternativ: længere vej</li> </ul> </li> <li>– Begrænset dybde på begge sider af kajen               <ul style="list-style-type: none"> <li>· Skær mod NV</li> <li>· Lav vanddybde mod SØ</li> </ul> </li> <li>– Åbent for vindpåvirkning på tværs af skibet</li> </ul>
Kaj B	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Vind og strøm parallelt med kajen               <ul style="list-style-type: none"> <li>– lettere manøvreforhold</li> </ul> </li> <li>+ Større dybder langs kaj-linjen (N-S)</li> <li>+ Plads på land               <ul style="list-style-type: none"> <li>· Pynt tæt ved kajen</li> <li>· Plateau øst for havnen</li> </ul> </li> <li>+ Simplere vejføring</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Afstand til bygden</li> <li>– Længere vej</li> </ul>

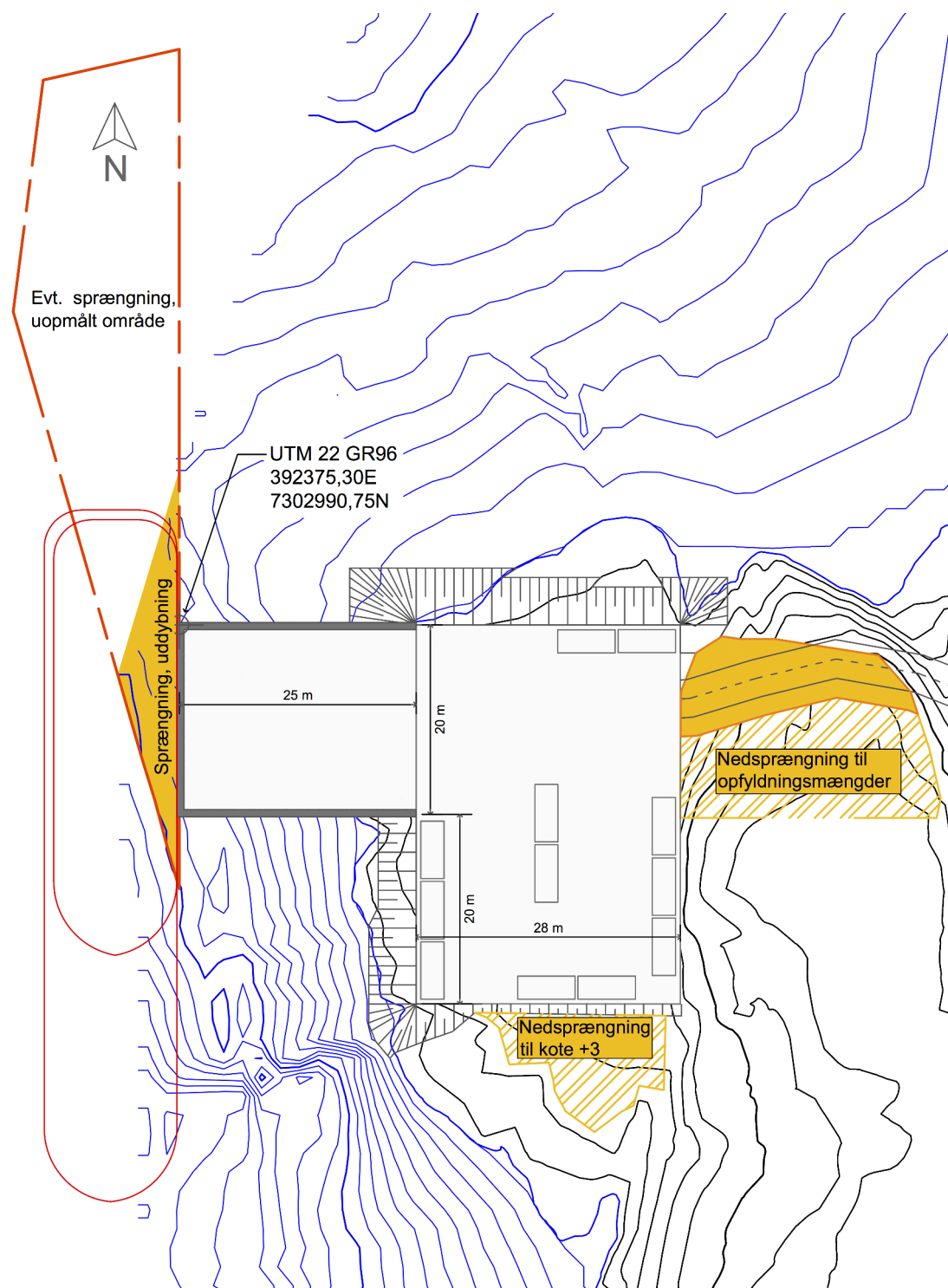
## 9.2 Konstruktion – kaj og containerområde

Kajen placeres, som i figur 9.1 på den følgende side, med kajfronten parallelt med strædet (N-S). Efter skitsering af forskellige muligheder for håndtering af containere (bilag J på side 105) er det valgt at arbejde videre med en forholdsvis kort kajfront på 20 m med et bagareal på  $28 \times 40$  m til opbevaring af containere. Afstanden fra kajfronten til containerarealet er 25 m.

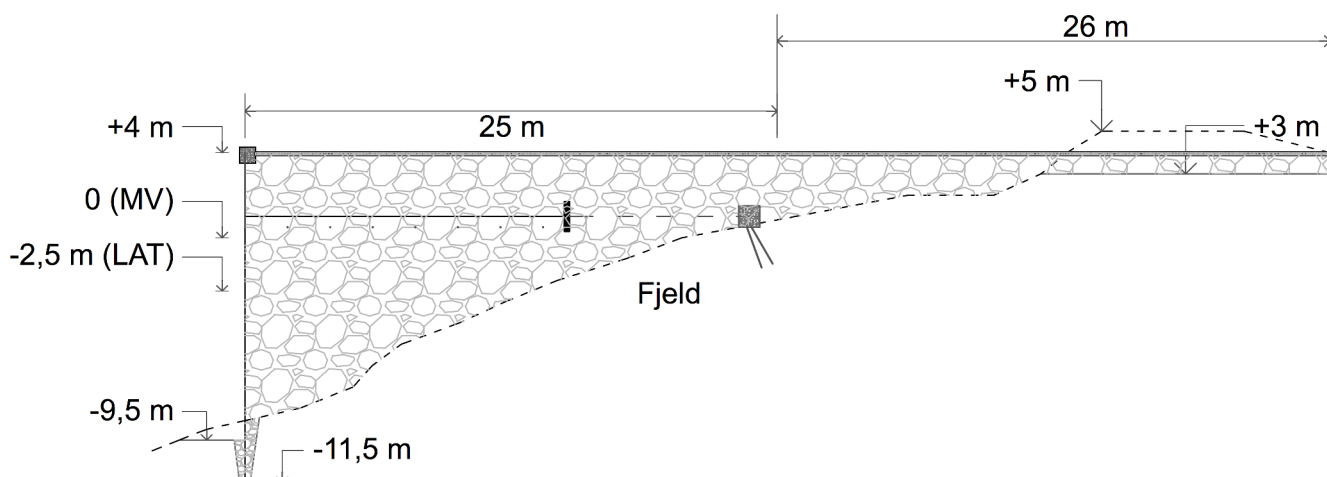
**Geologiske og geotekniske forhold:** Fjeldet under vand ved den valgte placering hælder med ca.  $25^\circ$  (samme hældning som ved Egedesminde Trawlerkaj – afsnit 4.1.4). De geotekniske forhold på bunden er ikke undersøgt i denne rapport, men ved tidligere bundundersøgelser, ca. 180 m syd for Kaj B, er bundforholdene bestemt til fjeld, enkelte steder dækket af overliggende aflejringer ((GTO, 1987b)). Mængden af sedimenter anses ikke for at have væsentlig betydning for valg af konstruktion, da der skal uddybes i området for at opnå den ønskede dybde på 9,5 meter ved kajfronten.

**Konstruktionen** udføres som en bagfyldt spuns (3 sider), og har en dybde ved kajfronten på 9,5 meter, toppen af kajen lægges i kote +4. På grund af fraværet af sedimenter skal spunsens fod fastgøres i fjeldet. Ved både Egedesminde og Fiskensættet blev dette løst med et nedre anker til fastholdelse af foden. Med en hældning på  $25^\circ$  bør det være muligt at sprænge en rende hvori spunsen placeres. Dette giver en simplere konstruktion da de vandrette kræfter på den nedre del af spunsen optages via renden. Konstruktionen er vist på figur 9.2 på side 65.

Den øvre del af spunsen ved kaj-fronten forankres via stræk til ankerplader eller



**Figur 9.1:** Plantegning af den foreslåede kaj, med Sarfaq Ittuk og Minik Arctica skitseret ved kajen. Gule områder markerer nedsprængning uden for konstruktionen. De skravede områder nedsprænges efter behov.



**Figur 9.2:** Tværsnit gennem midten af kajfronten. Øvre forankring laves enten med ankerplader, som overfører de vandrette kræfter til opfyldningen, eller ved at forlænge ankerstængerne til en ankerblok på land, som overfører kræfterne til grundfjeldet.

en ankerblok. Kajens to parallelle sider forankres til hinanden med gennemgående ankerstænger. Ankerstængerne indpakkes i knust sten til beskyttelse mod sprængstens-opfyldningen, og beskyttes mod korrosion med galvanisering og indvikles i asfalt jute. Opfyldningen udføres med sprængsten og afsluttes med en befæstelse der tåler den påførte last fra container/truck. Da de tre sider af kajkonstruktionen som vender ud mod vandet er af spuns, skal der udføres dræn på bagsiden af de udadvendte spuns-profiler, for at forhindre differensvandtryk på konstruktionen.

Spunsen langs siderne giver ca.  $2 \times 15$  m ekstra kaj, som kan benyttes af mindre både.

Det forventes at sprængsten til konstruktionen kan produceres lokalt i Kangaamiut, f.eks. ved nedsprængning af fjeldknolden umiddelbart øst for containerområdet (skraveret i figur 9.1).

### 9.2.1 Dimensionering af havnebefæstelse

Dimensioneringen af kajarealets befæstelse er baseret på "Heavy Duty Pavements" Knapton (2007), en vejledning udviklet til tungt belastede befæstelser f.eks. containerhavne. Vejledningen tager højde for de store belastninger som containere og tilhørende maskiner overfører til befæstelsen. Baseret på "Finite Element" modellering, er der lavet design diagrammer der anvendes til at bestemme nødvendig tykkelse af det bærende lag, der angives i standard materiale  $C_{8/10}$  (cement bundet skærvlag).

Beregningerne tager udgangspunkt i anvendelsen af havnen: De statiske laster beregnes ud fra det valgte container-lagrings system, og de dynamiske laster bliver beregnet ud fra hvilket køretøj der skal flytte containere rundt på havnen. Som et samlet udtryk for de dynamiske laster anvendes betegnelsen SEWL (Single Equivalent Wheel Load), hvori forskellige sikkerheds-faktorer er indregnet. Efter beregning af den nødvendige tykkelse af  $C_{8/10}$  materialet kan tykkelsen konverteres til andre materialer via omregnings-faktorer angivet i vejledningen.

## Forudsætninger

Kaj- og containerareal designes efter følgende:

### Statisk last

- 10 containerpladser for 20' containere (stables 2 i højden), som stilles i rækker.

### Dynamisk last

- Gaffeltruck (Kone Crane SMW 10-600 B) til håndtering af containere og gods på havnen (datablad i bilag L).
- 1200 overkørsler om året = 30.000 overkørsler for et 25 års design.

### Tykkelse af standard materiale $C_{8/10}$

De statiske laster for containere stablet i 2 lag og stående i enkelt-rækker er 274 kN. Den samlede dynamiske last (SEWL) og de indbergnede faktorer kan ses i tabel 9.3, og er baseret på den valgte truck hvis datablad findes i bilag L på side 113. De dynamiske og statiske beregnet for den valgte truck og container opstilling findes i tabel 9.3. Den statiske last fundet til 274 kN er størst og der dimensioneres efter denne på hele arealet. Baseret på design diagrammet fra manualen, skal bærelaget i standard materiale  $C_{8/10}$  være minimum 280 mm. Omregningsfaktoren til sprængsten med en CBR-værdi på 80% er 3,0, hvilket giver en højde af bærelaget på 840 mm.

Sprængstensopfyldningen i kajkonstruktionen afsluttes i niveau med nedsprængningen på land. Ovenpå dette udføres bærelaget med minimum 840 mm sprængsten komprimeret til CBR på 80%, og tilpasset, så en betonflise-belægning bestående af 30 mm komprimeret sand og 80 mm fliser giver en færdig overflade i kote +4 m.

**Tabel 9.3:** Beregning af dynamisk og statisk last.

	Faktor	Enhed
Effektiv dybde		1,057 [m]
Afstand til tvillinghjulet	$A_1$	0,28 [m]
Afstand til 1. hjul i 2. par	$A_2$	1,58 [m]
Afstand til 2. hjul i 2. par	$A_3$	1,86 [m]
<b>Proximity faktor</b>		<b>1,83 -</b>
Last på forhjul		22600 [kg]
Antal forhjul	M	4 -
<b>Last på 1 hjul</b>	$W_1$	<b>5650 [kg]</b>
Bremsning		0,3 -
Acceleration		0,4 -
<b>Dynamisk faktor</b>	fd	<b>0,7 -</b>
<b>Dynamisk last (SEWL)</b>		<b>172 [kN]</b>
<b>Statisk Last(2 containere)</b>		<b>274 [kN]</b>

### 9.2.2 Højdemodel for opfyldning/udsprængning

Til estimering af mængder for hhv. opfyldning og udsprængning på land og under vand er der taget udgangspunkt i et eksisterende python modul til volumenberegninger for en sprængstensopfyldning i forbindelse med en lufthavn (Thomas Ingeman-Nielsen, personlig kommunikation, 2016). Modulet er udvidet så der også kan beregnes mængder som skal fjernes/bortsprænges.

Opfyldningen beskrives i to dele, som hver er et prisme bestående af 5 planer: 2+2 sider og 1 top/overflade, hvorfra der genereres en DEM. Den ene del beskriver opfyldningen som afgrænses af spunsvæggen, og som har en sidehældning på lige under  $90^\circ$ , da det anvendte modul ikke kan definere lodrette planer. Den anden del beskriver sprængstensopfyldningen til containerområdet i land. På de sider hvor der ikke laves en spunsvæg regnes med en hældning på  $45^\circ$ .

Opfyldningshøjden i hver celle ( $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ ) bestemmes som differensen mellem DEM for terrænet og DEM for opfyldningen. Volumen af opfyldningen findes ved at summere opfyldningshøjderne over hele opfyldningsområdet.

Tilsvarende findes udsprængningsmængderne ved at definere et prisme med bund i den ønskede kote og den ønskede udstrækning. For udsprængninger regnes med  $\approx 90^\circ$  side-hældning. Niveauer og mængder fremgår af tabel 9.4.

**Tabel 9.4:** Udsprængnings- og opfyldningsmængder for havnekonstruktion

Udsprængning på land til kote +3	2500 <sup>†</sup> m <sup>3</sup>
Opfyldning i konstruktion til kote +3,8	5200 <sup>†</sup> m <sup>3</sup>
Udsprængning under vand til kote -9,5 vest for kajlinje	300 <sup>†</sup> m <sup>3</sup>
Potentiel undervandsprængning i uopmålt område	1500* m <sup>3</sup>

<sup>†</sup> Beregnet med python-script fra DEM

\* Estimeret fra areal og gennemsnitshøjde

## 9.3 Linjeføring – vej fra dumpen

For bygdeveje anbefales det, at hældningen i vejens længdeprofil er mindre end 12,5%. Over kortere stræk kan hældningen være op til 17,5%.

Med tanke på at en kranbil skal kunne køre med gods fra havnen til bygden året rundt arbejdes mod en linjeføring med maks. hældning på 12,5%.

Fem forskellige linjeføringer (A1-3, B1 og B2) er beskrevet og optegnet i kort og med længdeprofil i bilag K på side 109. For Kaj B er kun B1 og B2 relevante. Begge vejtracéer går fra dumpen langs med fjeldet til plateauet ovenfor Kaj B (st. 0-100). Langs fjeldet skal udsprænges en hylde til vejen over en strækning på ca. 40 m (st. 40-80).

Fra plateauet føres B1 nord om fjeldknolden ned til kajarealet, mens B2 føres på tværs af plateauet, direkte mod Kaj B.

Begge alternativer kan langs ca. halvdelen af tracéet føres direkte på fjeld. Over dumpen og plateauet findes sedimenter, der ikke er nærmere undersøgt, som evt. må fjernes. De geotekniske egenskaber for sedimenterne bør undersøges inden den endelige vejdimensionering.

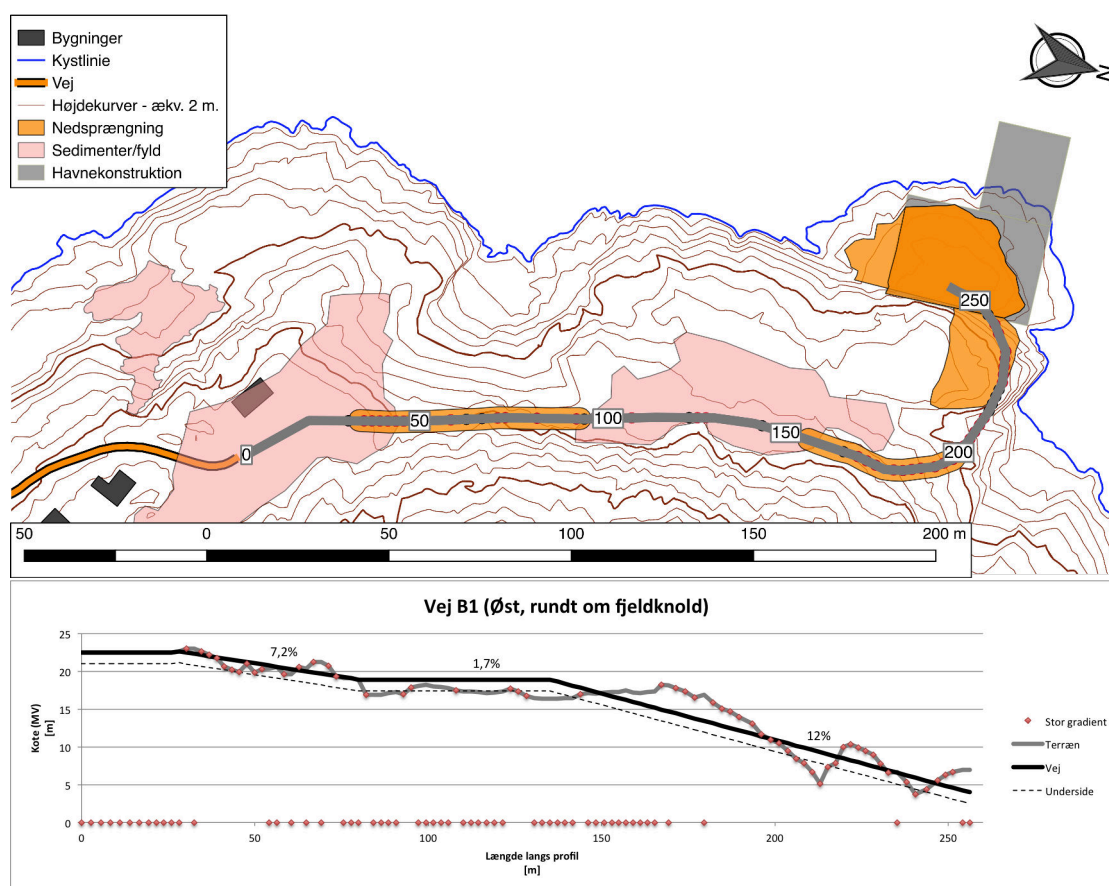
**B1 føres på plateauet mod nord** langs med fjeldet, ned gennem en slugt og rundt om/gennem fjeldknolden øst for kajarealet. Den samlede vejstrækning er ca. 250 m lang. På figur 9.3 på modstående side er indlagt en fuldtoptrukket linje med 12% hældning fra kajarealet i kote 4 (st. 250) til plateauet (ca. st. 150). Fra station 150-200 skal vejen sprænges ned i fjeldet for at opnå den ønskede hældning. Desuden skal en del af fjeldknolden (st. 215-240) sprænges ned for at nå frem til kajarealet. Det forventes at en større del af fjeldknolden nedsprænges og anvendes som opfyldning.

**B2 føres tværs over plateauet** direkte mod kajarealet, hvilket giver en samlet vejstrækning på ca. 200 m, 50 m kortere end B1. Skrænten mellem plateauet og kajarealet er stejl, og giver en hældning på vejen på 15% selvom en del af plateauet sprænges ned.

**Den bedste linjeføring** for en vej til Kaj B er B1 pga. den lavere hældning. Radius for de to sving ved st. 200 og 250 er ca. 20 m. Fra st. 150-200 kan vejtracéet evt. lægges i slugten 10-15 meter mod vest, og bibeholde en svingradius på 20 m hvis de to sving samles til et. Rettes det sidste sving ud, så vejen står ret på containerarealet, kan der laves et blødere sving, såfremt det markerede område på fjeldknolden sprænges ned.

Vejføringen skitseret i figur 9.3 på næste side, kan evt. føres længere mod nord (til ca. st. 180), inden den føres ned mod havnen, nord om fjeldknolden. Dette nedbringer mængderne som skal sprænges mellem st. 150-200, men medfører en større opfyldningsmængde, da vejkassen skal bygges ud i vandet. Ved at føre vejen tæt på fjeldsiden friholdes arealerne på plateauet, som potentielt kan udlægges til erhvervsområde.

Vejen skal udføres så vand fra fjeldsiden mod øst kan bortdrænes.



**Figur 9.3:** Vej fra dumpen til Kaj B: Mellem st. 40-80 og st. 150-200 sprænges en hylde i fjeldet. Den stiplede linje markerer undersiden af en 1,5 m tyk vejkasse.

### 9.3.1 Dimensionering af vejbefæstelse

De nuværende brugere af vejene i bygden er et par mindre hjullæssere. Ved dimensionering forudsættes det, at der indsættes en lastbil til transport af gods og containere. Sammenlignet med en lastbil giver de to hjullæssere en forsvindende lille belastning og vejen dimensioneres efter lastbilen.

Til dimensionering af vejen anvendes vejledningen "Vejbygning: materialer, befæstelser, belægninger" (Willadsen, 1992). I vejledningen angives E-modulet for stabilt grus til 300 MPa, men da det er usikkert hvilket udstyr der lokalt kan anvendes til komprimering og da kvaliteten på materiale kan variere, vælges en lavere værdi på 250 MPa. For sprængsten regnes med  $E = 120$  MPa. Ved brug af lokalt producerede materialer, skal det kontrolleres, at forudsætningerne overholdes.

Faktorer anvendt til beregningerne fremgår af tabel 9.5 på den følgende side. De tilladelige spændinger  $\sigma$  for de forskellige lag er aflæst i bilag M.2 og fremgår af figur 9.4 på næste side sammen med de nødvendige højder for hvert lag. Linjeføringen ses på figur 9.3, hvor vejen starter ved dumpen, st. 0, og slutter ved havnen, st. 250. De strækninger hvor vejen føres over fjeld anses der ikke at være udfordringer i forhold til underlagets bærevne, og sprængstenslagets primære funktion er afretning af terrænet.

Tabel 9.5: Faktorer anvendt til vej-dimensionering.


	Faktor	Enhed
Anløb RAL pr. år	30	-
Containere pr. anløb	20	-
Overkørsler pr. container	2	-
Overkørsler til andet pr. dag	1	-
Årlig vækst faktor	1	%
<b>Ækvivalente 10-ton aksler<sup>†</sup></b>	<b>N 8200</b>	<b>-</b>
Akseltryk	115	kN
Stød tillæg	20	%
Hjultryk	0,7	MPa
<b>Tilladelig hjultryk</b>	<b>0,069</b>	<b>[MN]</b>
Belastningsflade	0,177	[m]

<sup>†</sup> Pga. den nedre grænse for diagrammet for Ækv. 10-ton aksler, anvendes 10000 overkørsler (bilag M.1)

Vejkassen bygges op som på figur 9.4 og sprængstenslaget har en minimumstykkelse på 1 m.

For de to områder, hhv. ved dumpen fra st. 0-40 og ved plateauet st. 80-140, hvor underlaget består af fyld og sedimenter af ukendt sammensætning, beregnes to forskellige tilfælde med forskellige E-moduler for underbunden.

Ud fra tabelværdier i Willadsen (1992) vurderes et E-modul på 10 MPa for at være i den lave ende, mens et E-modul på 50 MPa forventes at være i den høje ende. Beregningerne viser at et E-modul på 10 MPa vil kræve en sprængstensopfyldning på 2 meter, mens et E-modul på 50 MPa giver en nødvendig højde på 0,14 meter. Opbygningen bliver her den samme som på fjeld, hvor sprængstenslaget primært fungerer som afretning.

	$E$ [MPa]	$\sigma$ [MPa]	Vej på fjeld	Vej på fyld/sediment
Stabilt grus	250	0,8	0,1 m	0,1 m
Stabilt grus	250	0,8	0,15 m	0,15 m
Sprængsten	120	0,35	$\geq 1$ m	$\geq 1$ m
				2 m
			$E = 50$ MPa	$E = 10$ MPa
			$\sigma = 0,12$ MPa	$\sigma = 0,0019$ MPa

Figur 9.4: Vejens opbygning på sediment og fyld bestemmes af underbundens styrke. På fjeld er afretningslaget med sprængsten af udførelsestekniske grunde min. 1 meter.

## 9.4 Overslag – anlægsomkostninger

For den foreslåede konstruktion og vejføring beskrevet i afsnit 9.2 og 9.3 er der lavet et overslag med udgangspunkt i Molio Prisdatas Grønlands-prisbog. Overslaget dækker etablering af havnekonstruktion og fremføring af vej fra dumpen, men ikke eventuel opgradering af eksisterende veje. Da prisdatabasen ikke indeholder alle nødvendige priser har det været nødvendigt at søge hjælp andre steder:

- Dennis Jensen, Per Aarsleff A/S, har givet priser på produktion af sprængsten ved havnebyggeriet i Nuuk (55 kr./m<sup>3</sup> direkte på byggepladsen). Der regnes med at en lignende produktion i Kangaamiut vil koste ca. 70 kr./m<sup>3</sup>.
- Jørn Hansen, Rambøll – Sisimiut, har udleveret overslag på havneudvidelsen i Sisimiut.
- Bo Hansen, Masanti – Sisimiut, har oplyst pris på skib med en kapacitet på 200 m<sup>3</sup> fra Sisimiut til levering af materialer (75.000 kr./døgn).
- Priser på grus og sand er indhentet fra Betoncentralen i Nuuk, og tillægges leveringsomkostninger svarende til chartring af sandsugeren fra Sisimiut, idet det forudsættes at der i Nuuk kan chartres et skib i samme prisklasse.

Det samlede overslag for omkostninger til anlæg af havnen (kaj+containerareal) og vej er 16.800.000 kr. (tabel 9.6) ekskl. anstilling, drift og afrigning af byggeplads og camp, da dette afhænger af entreprenørens udførelsesmetoder og tidsplan. Oveni skal lægges udgifter til rådgiverhonorar, forundersøgelser og oprydning af dumpen.

Den potentielle ekstra-udgift for undervandssprængning i det uopmålte område nord for kajen, beløber sig til 7.500.000kr., men det forventes at denne kan nedbringes med en mere detaljeret kortlægning af dybdeforholdene. Det detaljerede overslag findes i bilag N.

**Tabel 9.6:** Overslag over anlægsomkostninger til havn og vej, afrundet til 100.000 kr.

Havnekonstruktion	10.600.000	kr.
Vej	3.400.000	kr.
Uforudsigelige udgifter	2.800.000	kr.
<b>Totalt</b>	<b>16.800.000</b>	<b>kr.</b>
Potentiel undervandssprængning	7.500.000	kr.
Totalt	24.300.000	kr.



# 10 Diskussion af projekt og forslag til videre arbejde

Med de omkringliggende øer er det oplagt at placere en havn i stræderne syd og vest for Kangaamiut, da der her er læ for vind og bølger. I de smalle stræder bliver vanddybden en begrænsende faktor, men i strædet vest for Kangaamiut er der, i hvert fald i den vestlige del, stor vanddybde, og kystpassagerskibet Sarfaq Ittuk sejler i forvejen fast herigennem.

**Ved pynten med Kaj B** er der god mulighed for at etablere en ny havn. Med den valgte placering udgør posten til undervandssprængning i det uopmålte område nord for kajen potentielt op til 7,5 mio. kroner – en merudgift på 45% af budgettet. Inden den nøjagtige placering af kajfronten besluttet bør der laves yderligere dybdemålinger i dette område, da der må forventes en væsentlig besparelse på undervandssprængning ved at flytte kajen et stykke mod nordvest, selvom dette kræver større opfyldningsmængder. Eventuelt kan kajen fra den foreslåede placering flyttes direkte mod vest, således at skibene kan passere frit forbi det lave område mod nord. I så fald skal kajen udføres på større vanddybde end nødvendigt, hvilket vil øge omkostningerne. En tredje mulighed er at dreje kajfronten så den følger 10-meter kurven, ca. NNV-SSØ. Her skal tages hensyn til området omkring krydspunkt 26 ved pyntens sydøstlige hjørne, hvor der er usikkerhed om dybdeforholdene. Det må også vurderes hvordan vinklen på kajen ift. vind og strøm vil påvirke skibe som anløber og ligger ved kajen.

**Den foreslåede konstruktion** læner sig op ad principperne for de større havne som er bygget i Sisimiut og Nuuk, hvor spunsen placeres i en udsprængt rende og forankres med et eller flere øvre ankere. Udsprængning under vand er omkostningstungt, men kan formentlig ikke helt undgås.

På baggrund af de geologiske undersøgelser regnes der med at sprængstenene til opfyldningen kan produceres ved nedsprængning af fjeldknolden øst for containerområdet. Den nordligste del af knolden skal under alle omstændigheder fjernes for at give plads til vejen, hvilket giver mulighed for en nærmere kontrol af sprængstenenes kvalitet. Der vil endvidere blive produceret en mindre mængde materiale ved nedsprængning af den sydligste del af pynten. Såfremt der ikke kan produceres opfyldningsmængder lokalt vil dette betyde en væsentlig fordyring af projektet.

Længden af spunsen langs kajens sider kan mindskes for at sænke omkostninger til rende-sprængning og spunsarbejde. Dette vil betyde at en større del af opfyldningen ligger frit og har en skråningshældning på ca. 45°. Pga. de store niveauforskelle (14 m

fra top til bund) behøves en væsentlig større mængde til opfyldning, og den økonomiske gevinst er minimal. En sådan løsning vil endvidere medføre, at kajens to sider ikke kan benyttes af mindre både.

Det skitserede areal har plads til mere end 10 containerpladser, for at lette håndteringen. Det er muligt at reducere arealet fra ca. 1200 m<sup>2</sup> til 900 m<sup>2</sup>, og fortsat have plads til de ønskede containere, men så må kajen benyttes ved omrokering af containerne, og der opnås kun en mindre besparelse på opfyldningen.

Det er muligt, at præfabrikeret af enkelte dele, kan nedbringe omkostningerne til kajkonstruktionen. Om muligt bør forankringen ske med ankerplader, der kan støbes i f.eks. Sisimiut og sejles til lokaliteten. Hammeren kan evt. udføres i stålprofiler i stedet for in-situ-støbt beton. Dette vil, såfremt stålprofilerne monteres så de let kan udskiftes, forsimple vedligehold og fremtidige reparationer.

Hvis der kan findes en løsning som gør at præfabrikerede celler kan stilles på, og forankres til, den skrå havbund er det muligt at der kan opnås en reduktion i omkostningerne til spunsarbejde. Det bør undersøges nærmere om der for fjeldets naturlige hældning på ca. 25° kan findes en rentabel løsning.

**Linjeføring B1** er valgt da denne overholder den angivne hældning på 12,5 %. Hvis der ønskes en mindre hældning, kan vejen føres rundt om fjeldknolden øst for havnen, hvilket vil kræve at opfyldningen bygges ud i vandet. Ved at samle de to sving ved st. 200 og 250 til ét langt kan vejen lægges længere mod vest og føres ned gennem slugten, hvilket kan reducere terrænarbejdet fra st. 150-200. Den sidste del af svinget kan rettes ud så vejen og containerarealet mødes i en ret vinkel. Hvis fjeldknolden som forudsat nedsprænges kan der opnås et blødere sving.

Vejbelægningen udføres af grus da dette giver en simplere vedligeholdelse med de maskiner som findes i bygden. For de to områder med sedimenter er vejkassen dimensioneret med to forskellige E-moduler for underbunden. Forskellen på de to tilfælde er en fordobling i tykkelsen på sprængstenslaget: Minimumshøjden på 1 meter for E = 50 MPa er til afretning af underbunden, mens der ved E = 10 MPa behøves en højde på 2 meter. Da underbundens egenskaber ikke er undersøgt kan den nødvendige højde af sprængstenslaget først bestemmes efter nærmere undersøgelser. Herefter må der tages stilling til, om vejen kan bygges ovenpå det eksisterende underlag, eller om jorden skal afgraves og udskiftes.

Det er ikke undersøgt om de eksisterende veje i bygden er egnede til lastbil-transport, og det kan derfor være nødvendigt at renovere vejen fra dumpen til Pilersuisoq, for at skabe en sammenhængende forbindelse. Det kan evt. undersøges om der findes andre køretøjer der kan benytte det eksisterende vejnet, og som kan benyttes til transport af containere og varer.

**Kravene til en ny havn** er i dette projekt defineret af Qeqqata Kommunian og deres ønsker for fremtidig udvikling af Kangaamiut. Projektet arbejder derfor ikke med hverken behovet for eller en evt. gevinst ved en ny havn. Der er heller ikke lavet en nærmere undersøgelse af de specifikke krav til kaj og containerareal. Hvis antallet af containere halveres kan containerne håndteres og opbevares langs den ene side af kajen, og det udvidede containerområde i land kan sløjfes.

## Forslag til videre arbejde

I det videre arbejde frem mod en endelig projektering bør der udføres yderligere undersøgelser. Det foreslås at lægge vægt på de 3 prioriterede punkter, og at de resterende undersøgelser udføres i nødvendigt omfang:

1. Udføre yderligere dybdemålinger til verificering af dybderne, samt bundundersøgelser omkring den valgte placering.
  2. Analysere Kangaamiuts nuværende og fremtidige fragtbetragninger og justere kaj anlæggets størrelse efter behov.
  3. Undersøge muligheden for at benytte lokale sprængstensmaterialer i konstruktionen: LA-test, kornformsanalyse, kornstørrelsefordeling etc.
- Undersøge de geotekniske egenskaber for opfyldningen ved dumpen og aflejringerne på plateauet, for at vurdere om der skal fjernes/udskiftes mængder inden vejen kan føres videre.
  - Undersøge vind- og strømforhold ved den valgte placering.
  - Fjeldstyrken kan undersøges nærmere hvis dette har betydning for konstruktionen.



# 11 Konklusion og anbefaling

Med en tidevandsvariation på  $\pm 2,5$  m, behøves en vanddybde på  $-9,5$  m i forhold til lokal middelvandstand, for at de ønskede skibe kan benytte kajen. De nuværende anlæg kan ikke opfylde kommunens ønsker pga. manglende vanddybde, og det er derfor ikke undersøgt om skonnertkajen kan opfylde de øvrige kriterier.

Det anbefales at en ny havn anlægges ved Kaj B, da de omkringliggende øer skærmer havnen for tværgående vind og bølger, hvilket bidrager til gode besejlingsforhold i strædet, som allerede benyttes af skibstrafikken. En kajkonstruktion af spuns kræver store mængder opfyldningsmateriale, som dog er billigt hvis det produceres lokalt. Det forventes at det faste fjeld i området kan give materiale af en tilfredsstillende kvalitet.

Til håndtering af containere foreslås et areal på ca.  $1200 \text{ m}^2$ , da dette giver plads til både håndtering af containere og andet gods med gaffeltruck, uden at hele kaj-arealet optages. Arealet kan findes ved sprængning og opfyldning på pynten, og på plateauet bag havnen, er der yderligere et område med plads til at anlægge en fiskefabrik.

Opmåling af bathymetrien indikerer et lavvandet område nord for den foreslåede placering. Inden den endelige placering af kajen besluttet, må der udføres supplerende detaljerede dybdemålinger, for at skaffe den nødvendige viden, da dybdeforholdene er af stor økonomisk betydning for projektet.

Det anbefales at havnen og bygden forbindes med en vej som følger linjeføring B1. Fra st. 150-200 kan tracéet med fordel flyttes 10 meter mod vest for at udnytte det naturlige fald i terrænet. Vejen kan anlægges som en simpel grusvej med sprængsten som afretningslag. Egenskaberne for dumpen og aflejringerne på plateauet, bør undersøges for at sikre de rigtige forudsætninger for vejens dimensionering.

De estimerede omkostninger for anlæg af havn og vej er 17 mio. kr. inkl. 20% uforudsigelige udgifter. Mængderne som potentielt skal uddybes i det uopmålte område mod nord, giver en potentiel ekstra omkostning på 7,5 mio. kr. hvis det skal udføres som undervandssprængning. Den samlede pris er ekskl. anstilling og drift af byggeplads og camp, etablering af el- og vandforsyning, samt forundersøgelser og rådgiverhonorar. Derudover må der forventes omkostninger til oprydning af dumpen, og renovering af de eksisterende veje, hvis det vælges at anlægge en ny havn.



# Litteratur

- Albatros Travel (2017). Grønlandskort. URL <https://www.albatros-travel.dk/destinationer/europa/groenland/kort>.
- Andersland, O. B. og Ladanyi, B. (2004). *Frozen Ground Engineering*. John Wiley & Sons, 2. udgave.
- Berthelsen, H. (2014). Planstrategi - Visioner til debat. Rapport, Qeqqata Kommunia.
- Bieniawski, Z. og Hawkes, I. (1978). Suggested Methods For Determining Tensile Strength of Rock Materials. *International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, 15:99-103.
- Brown, J., Ferrians, O. J., Heginbottom, J. og Melnikov, E. (1997). Circum-Arctic map of permafrost and ground-ice conditions.
- Cappelen, J. (2016). DMI Report 16-08 Weather observations from Greenland - Observation data with description Colophon. Rapport, Danmarks Meteorologiske Institut. URL [http://www.dmi.dk/fileadmin/user\\_{\\_}upload/Rapporter/TR/2016/DMIREp16-08.pdf](http://www.dmi.dk/fileadmin/user_{_}upload/Rapporter/TR/2016/DMIREp16-08.pdf).
- CIRIA, CUR og CETMEF (2007). *The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering*. C683, CIRIA, London, 2. udgave.
- DS/EN 12504-2 (2012). Prøvning af betonkonstruktioner – Del 2: Ikke-destruktiv prøvning – Bestemmelse af rekylværdi. *DS/EN 12504-2*, 3.
- Escher, A. og Watt, W. (1976). *Geology of Greenland*. Grønlands Geologiske undersøgelse.
- Geodatastyrelsen (2017). Den grønlandske Havnelods – Kangaamiut. URL <http://www.gronlandskehavnelods.dk/{#}HID=30>.
- GEUS (1989). Kort nr. 2, Frederikshåb Isblink - Søndre Strømfjord. URL [http://www.geus.dk/DK/data-maps/greenland/PublishingImages/sh\\_{\\_}02c.jpg](http://www.geus.dk/DK/data-maps/greenland/PublishingImages/sh_{_}02c.jpg).
- GTO (1984). Bygdeveje i Grønland - Vejledning i udførelse. Rapport, Grønlands Tekniske Organisation.
- GTO (1987a). Opgave 12: Fiskeindustri, Kangaamiut. I *Forundersøgelsesrapport Sukkertoppen 1987*. GTO.

- GTO (1987b). Opgave 13: Fiskerikaj, Kangaamiut. I *Forundersøgelsesrapport Sukkertoppen 1987*. GTO.
- Hashiba, K. og Fukui, K. (2014). Index of Loading-Rate Dependency of Rock Strength. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, side 859-865.
- Henriksen, N. (2002). Geologisk kortlægning i Grønland - forudsætninger, metoder og resultater. *Geologisk Tidsskrift*, Hæfte 1:1-48.
- Hulgaard, E. (1985). Examples of Quay structures in Greenland placed on steeply inclined rock surface and subjected to ice forces. I *The 8th international conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions Vol. 1*, bind 1, side 481-489. Danish Hydraulic Institute.
- Katz, O., Reches, Z. og Roegiers, J. C. (2000). Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(4):723-728.
- Knapton, J. (2007). Heavy Duty Pavements. The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and Other Industries. *JEMS : a journal of emergency medical services*, (December):89. URL <http://www.paving.org.uk>.
- Knauss, J. A. (1997). *Introduction to Physical Oceanography*. Waveland Press.
- Li, C. C. (2015). *Applied Rock Mechanics*. Norwegian University of Science and Technology.
- Niels Henriksen (2006). *Grønlands geologiske udvikling*. GEUS, København, 2. udgave.
- Nuna-Tek (1988). Opgave 7: Fiskerikaj, Kangaamiut. I *Forundersøgelsesrapport Sukkertoppen 1988*, side 26-44. GTO.
- Orbicon Grønland A/S (2015). Sektorplan for havnene i Grønland. Rapport.
- Royal Arctic Line (2017). Containere hos RAL. URL <http://www.ral.gl/assartuineq/containere/>.
- Sikuki Nuuk Harbour (2015). Kajkonstruktion. URL <http://sikuki.dk/projektet/kajkonstruktion/>.
- Simonsen, K. og Therkelsen, A. (2014). Nyt kajanlæg i Kangaamiut. Rapport, Center for Arktisk Teknologi - DTU.
- Skærbo, O. (1985). Examples of harbours and harbour constructions in the Greenland Towns and Settlements. I *The 8th international conference on Port and Ocean engineering under Arctic Conditions*, bind 3, side 1357-1420. Danish Hydraulic Institute.
- Skærbo, O. og Jespersen, P. (1971). Harbours in Greenland. I *The first international conference on Port and Ocean engineering under Arctic Conditions*, side 1325-1334.
- Thompson, L. (2007). Equilibrium Tides. URL <http://faculty.washington.edu/luanne/pages/ocean420/notes/TidesIntro.pdf>.

---

Willadsen, J. (1992). *Vejbygning:materialer, befæstelser, belægninger*. NCC, 3. udgave.

Zhang, Z. (2016). Engineering Rock Mechanics. I *Compendium of AT-212 [undervisnings-materiale]*. Kursus AT-212, UNIS - University Centre in Svalbard.







## B Fikspunktsbeskrivelse 71942

Fikspunktsbeskrivelse fra <http://valdemar.kms.dk/cgi-valdemar/valdebsktxt?rgn=GL&stn=71942&crd=utm22Egr96&wt=2&ut=6324736&st=20>



Styrelsen for  
Dataforsyning og  
Effektivisering

Rentemestervej 8, 2400 København NV  
Tlf. 72 54 50 00 Email: [grf@sdf.dk](mailto:grf@sdf.dk)

### Fikspunktsbeskrivelse

For 71 942  
Udskrevet 2017 02 14, 16.14

### Koordinater

System utm22Egr96  
N 7 302 743.778 m  
E 392 803.553 m  
Ellipsoidehøjde 111.399 m  
Publiceret 2007 05 02, 07.35

### Afmærkning

Centreringsbolt i klippe.

Kangaamiut.  
GPS navn KAM1.

Bolt, messing eller stål med gevind.  
Beskrivelse udfærdiget 2005

GPS egnet




Der findes ingen digital skitse



## C Misvisning for Kangaamiut

Misvisning for Kangaamiut fra <https://www.ngdc.noaa.gov/geomag-web/#declination>



# Declination

---

**Date** 2016-10-10

**Latitude** 65° 49' 30.70" N

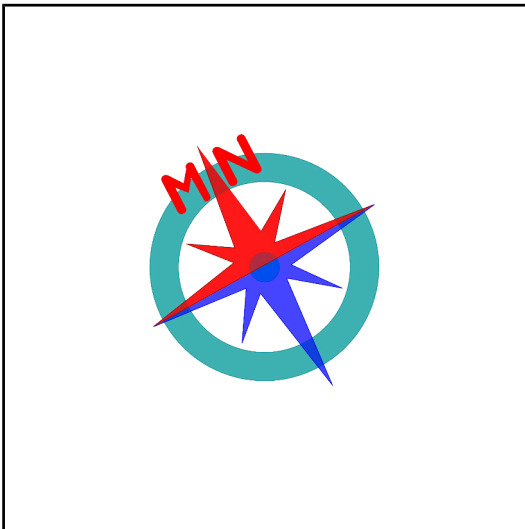
**Longitude** 53° 20' 36.53" W

**Elevation** 0.0 km GPS

**Model Used** WMM2015

**Declination** 29° 17' W changing by  
0° 24' E per year

**Uncertainty** 0° 35'



Compass shows the approximate bearing of the magnetic north (MN)

Magnetic declination is the angle between true north and the horizontal trace of the local magnetic field. In general, the present day field models such as the IGRF and World Magnetic Model (WMM) are accurate to within 30 minutes of arc for the declination. However, local anomalies exceeding 10 degrees, although rare, do exist.

---

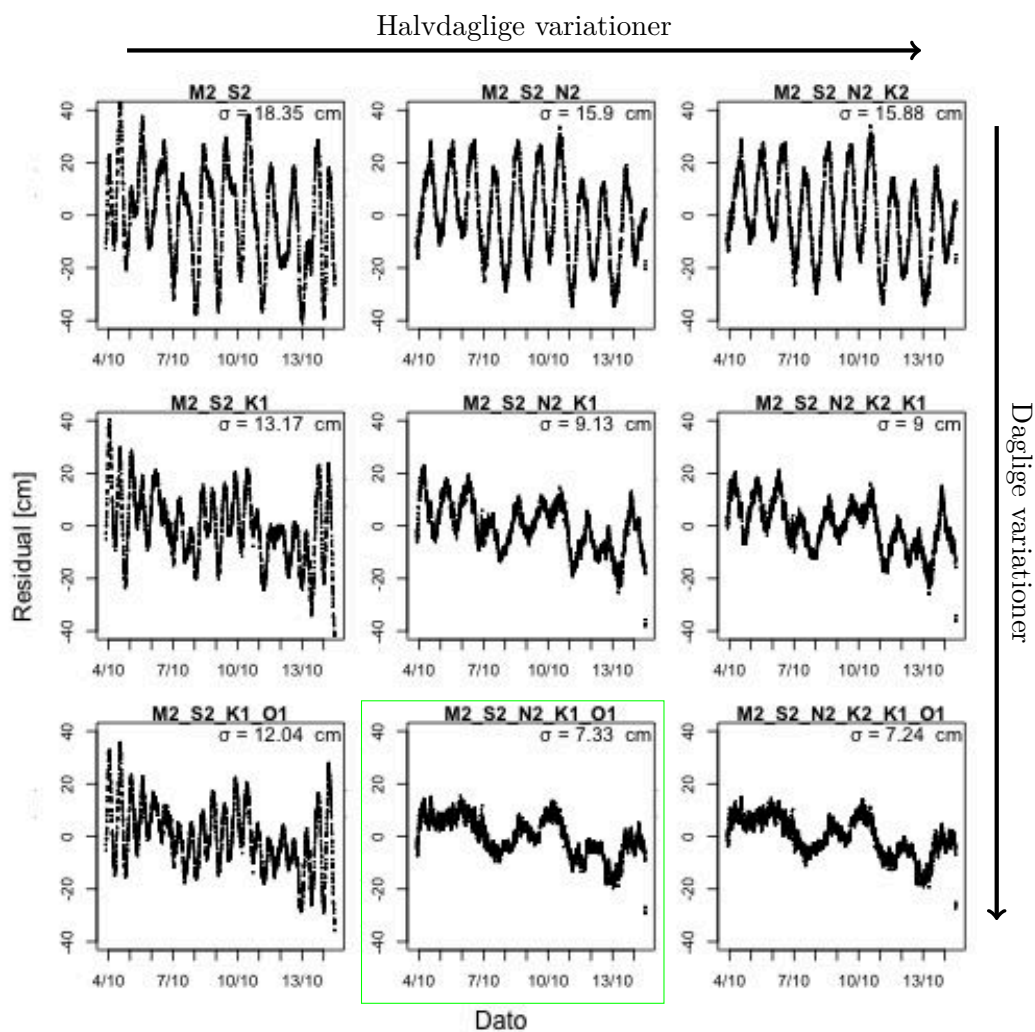
Document created: 2016-12-30 18:53 UTC

Help: [How to interpret results](#) Questions: [geomag.models@noaa.gov](mailto:geomag.models@noaa.gov)



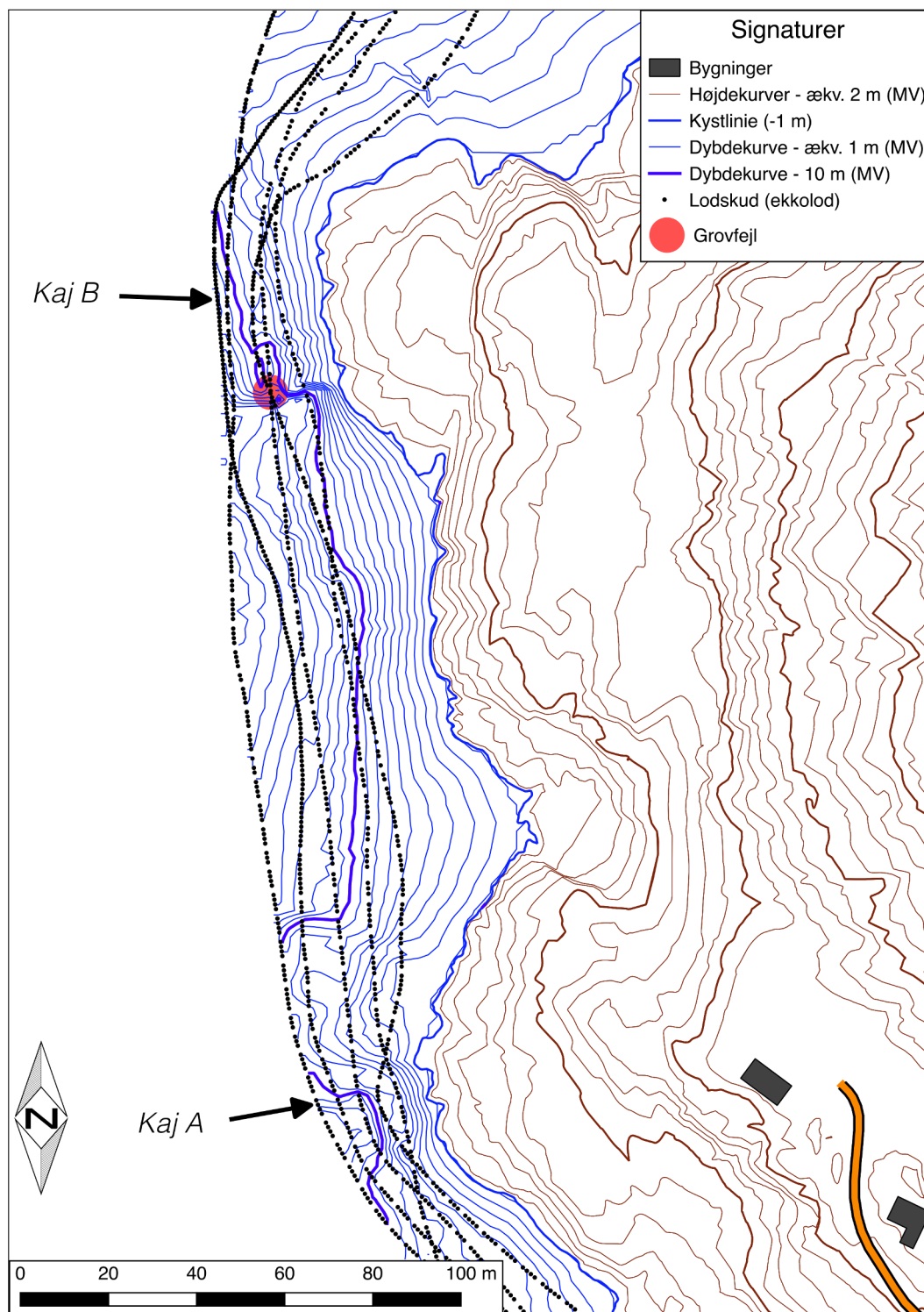
## D Tidevandsmodeller – residualer

Med udgangspunkt i  $M_2 + S_2$  øverst til venstre inddrages flere halv-daglige variationer mod højre, og daglige variationer nedad. Residualer fra fittede tidevandsmodeller. Parametrene som indgår i modellerne er oplistet over de respektive grafer og “residual standard error” er angivet i øverste højre hjørne.



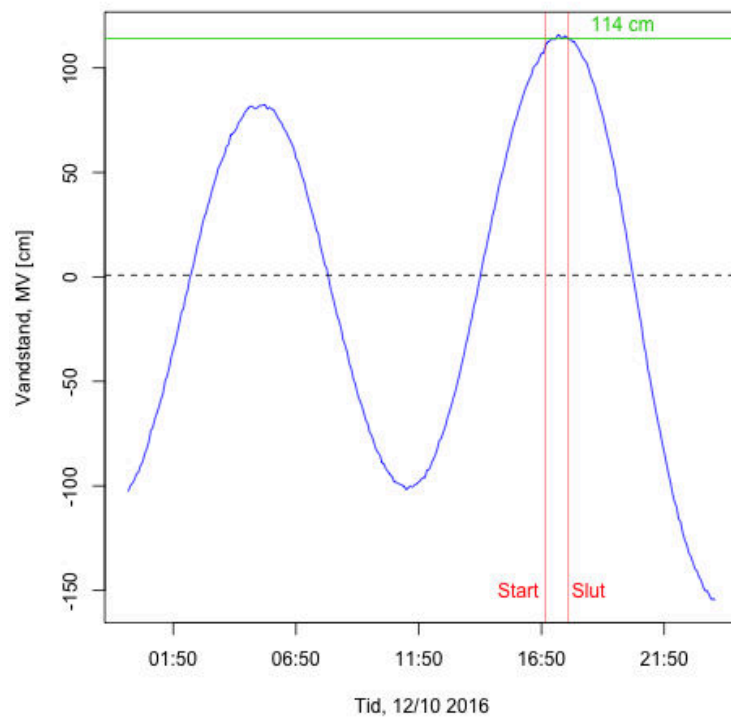


## E Dybdemålinger mellem Kaj A og B



## E.1 Vandstand ved dybdemålinger

Vandstandsmåling for d. 12. oktober 2016. Start og slut for indsamling af bathymetri-data er markeret med rød. I korrektionen af dybdemålinger regnes med en konstant vandstand på 114 cm over middelvande.



## E.2 Afvigelser i kryds

Ved de udførte dybdemålinger har båden flere gange krydset sit eget "spor". I disse krydspunkter bør dybden naturligvis være ens for begge målinger, og en given afvigelse fra 0 er et udtryk for fejl. Efter at have beregnet variansen på forskellene  $\sigma^2(\Delta L)$  af alle målingerne konstateres det, at afvigelse for krydspunkt 26 overstiger grovfejlsgrænsen på  $3\sigma = 4,3$  m. Positionen for kryds 26 er markeret i kortet i bilag E på side 91. Efter frasortering af denne er standardafvigelsen på de resterende punkter  $\sigma(\Delta L_{\text{filt}}) = 0,7$  m.

Kryds nr.	Nærmeste punkter		Dybde ved punkter		Afvigelse
			$L_1$ [m]	$L_2$ [m]	$\Delta L$ [m]
1	140	2654	-24,657	-24,657	0
2	1143	2920	-10,31	-9,343	-0,967
3	1249	2999	-7,38	-7,829	0,449
4	1312	3066	-16,961	-16,961	0
5	1313	3067	-16,863	-16,961	0,098
6	1315	3068	-16,648	-16,443	-0,205
7	1316	3069	-16,551	-16,346	-0,205
8	1497	1647	-6,794	-7,614	0,82
9	825	1537	-5,133	-4,723	-0,41
10	1565	797	-5,587	-5,622	0,034
11	3317	782	-5,065	-5,343	0,278
12	839	3277	-4,996	-4,752	-0,244
13	1653	3244	-8,171	-7,341	-0,83
14	692	1671	-4,45	-4,899	0,449
15	562	1784	-10,925	-10,515	-0,41
16	560	1786	-10,515	-10,173	-0,342
17	487	1062	-6,344	-7,272	0,928
18	474	1850	-4,137	-4,518	0,381
19	356	1965	-9,48	-9,968	0,488
20	342	1983	-10,446	-11,277	0,83
21	312	2018	-9,685	-9,821	0,137
22	309	2019	-9,616	-9,821	0,205
23	302	2028	-9,343	-9,206	-0,137
24	264	2064	-4,723	-7,315	2,592
25	195	2124	-16,648	-17,274	0,625
26	522	1035	-9,206	-15,545	6,339 *

Varians $\sigma^2 = \frac{\sum_1^{26} \Delta L^2}{26} =$	2,027 m <sup>2</sup>
Grovfejlsgrænse: $3 \times \sigma =$	$\pm 4,271$ m
Varians, uden grovfejl $\sigma^2 = \frac{\sum_1^{25} \Delta L_{\text{filt}}^2}{25} =$	0,500 m <sup>2</sup>
Standardafvigelse, uden grovfejl $\sigma(\Delta L_{\text{filt}}) =$	0,707 m



## F Topografisk opmåling

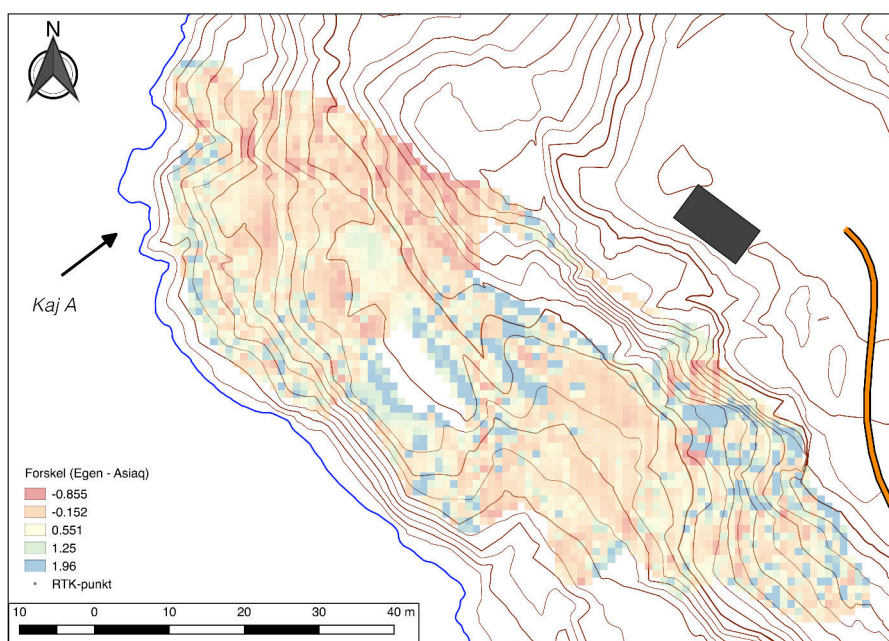
Højdeforskel mellem højdemodel fra egne opmålinger omkring Kaj A og højdemodel fra Asiaqs kurver.

Den maksimale forskel findes i yderområder og hvor der er huller i opmålingen (figur F.2 på den følgende side). Her er forskellen nogle steder  $> 2$  m. For hele datasættet er middelforskellen  $\mu$  og spredningen  $\sigma$ :

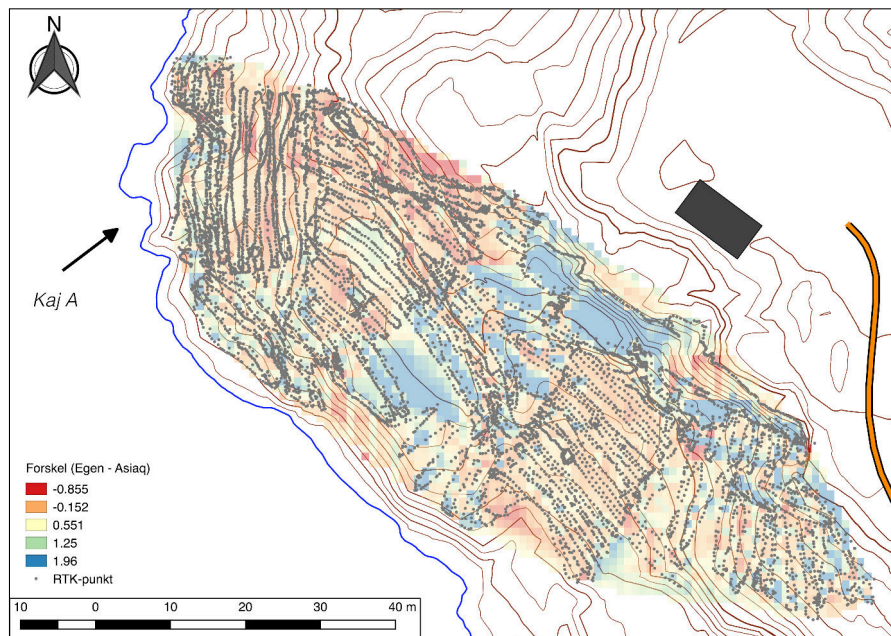
$$\mu = 0,25 \text{ m} \quad \sigma = 0,61 \text{ m}$$

Når der ser bort fra områderne med manglende observationer (figur F.1) halveres middelforskellen, mens spredningen er uændret:

$$\mu = 0,13 \text{ m} \quad \sigma = 0,60 \text{ m}$$



**Figur F.1:** Forskel mellem den udførte topografiske opmåling og højdekurverne fra Asiaq. I områder med huller i opmålingen er der store forskelle (figur F.2) – disse er her fjernet fra datasættet.



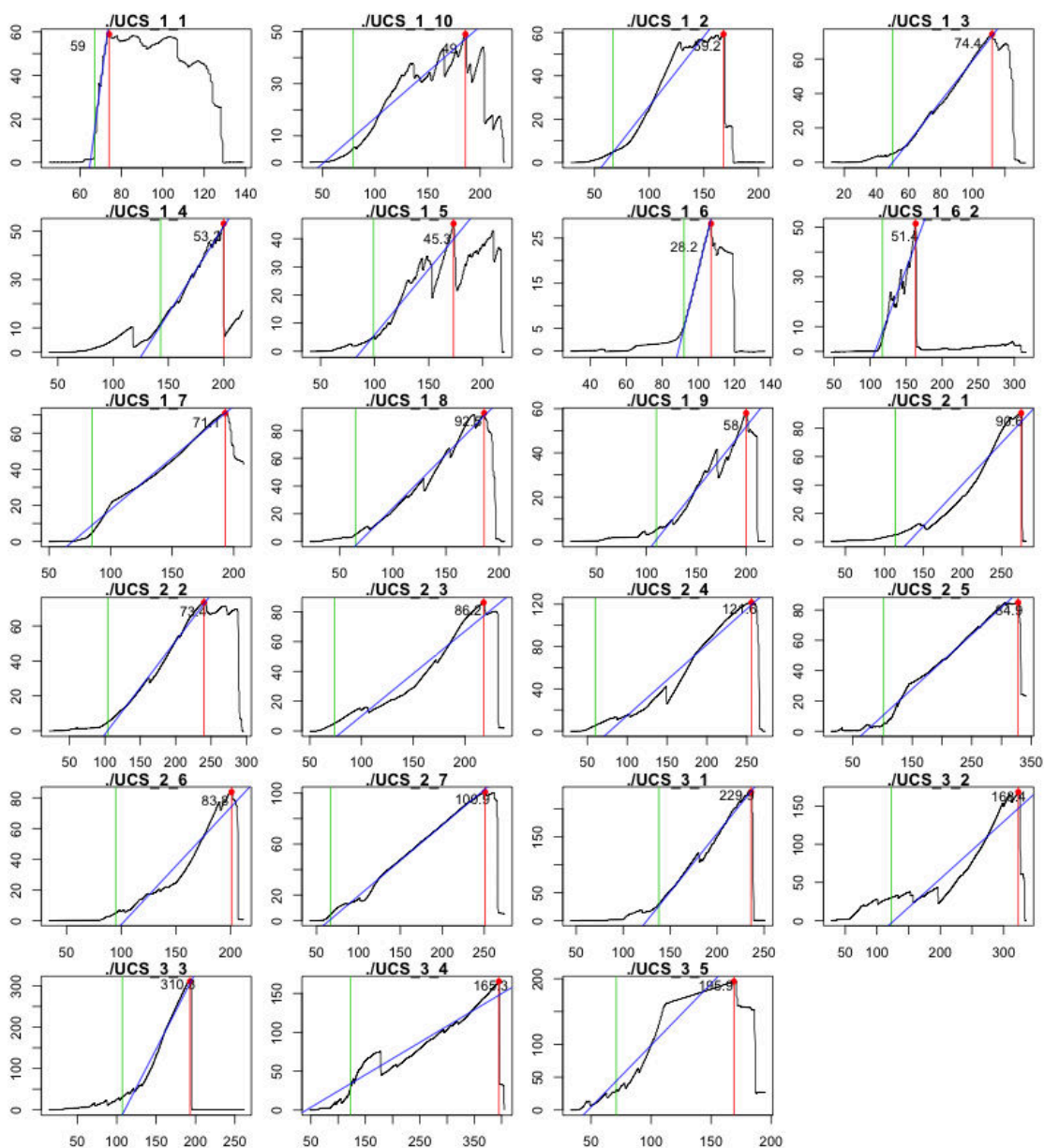
**Figur F.2:** Datapunkter fra topografisk opmåling.

## G Resultater af UCS-forsøg

**Tabel G.1:** Resultater fra UCS test – \* markerer afvigelser

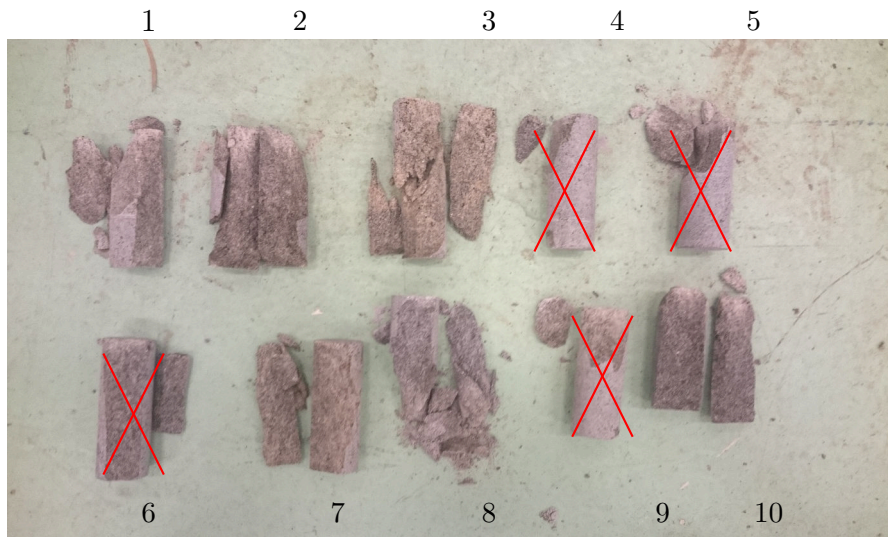
Prøve	Højde [mm]	Diameter [mm]	$P_{max}$ [kN]	Last-rate [kN/s]	$\sigma_c$ [MPa]	
UCS_1_1	111,1	38,68	58,96	7,1693	50,16	
UCS_1_10	105,0	38,70	49,00	0,3518	41,66	
UCS_1_2	113,7	38,72	59,19	0,6427	50,27	
UCS_1_3	111,6	38,70	74,38	1,1875	63,23	
UCS_1_4	105,6	38,70	53,18	0,7183	45,21	*
UCS_1_5	103,7	38,73	45,34	0,4657	38,48	*
UCS_1_6	110,2	38,65	28,22	1,6078	24,05	*
UCS_1_6_2	110,2	38,65	51,38	0,7694	43,79	*
UCS_1_7	104,4	38,65	71,07	0,5728	60,58	
UCS_1_8	105,4	38,62	92,47	0,7709	78,95	
UCS_1_9	104,5	38,63	58,02	0,5709	49,50	*
UCS_2_1	103,9	38,70	90,58	0,5861	77,00	
UCS_2_2	103,0	38,70	73,35	0,5318	62,36	
UCS_2_3	103,8	38,50	86,22	0,5683	74,06	*
UCS_2_4	104,3	38,52	121,59	0,6723	104,36	
UCS_2_5	104,0	38,52	84,90	0,3580	72,86	*
UCS_2_6	104,3	38,60	83,81	0,7638	71,62	
UCS_2_7	103,6	38,60	100,91	0,5562	86,23	
UCS_3_1	105,4	38,67	229,88	2,0877	195,77	*
UCS_3_2	102,0	38,70	168,37	0,7493	143,13	
UCS_3_3	104,7	38,63	310,26	3,6938	264,68	
UCS_3_4	105,0	38,63	165,34	0,4181	141,05	
UCS_3_5	103,5	38,70	195,86	1,8820	166,51	

## G.1 Kraft/Tid-grafer, UCS



**Figur G.1:** Tid/Kraft-grafer fra de enkelte UCS-forsøg. X-aksen angiver tiden i sekunder fra dataloggeren blev startet. Y-aksen angiver den udlæste kraft fra oliepressen i kN. Last-raten (blå linje) bestemmes ved lineær regression af kraften fra oplastningen startes (grøn) til prøven bryder (rød).

## G.2 Knuste UCS-prøver



**Figur G.2:** UCS-prøveemner fra fjeldprøve 1 (gneiss). Nr. 4, 5 og 9 er sorteret fra da kun et hjørne er brudt af. Prøve 6 er taget ud da første brud, pga. skævheder, kun bestod i en side som gik løs.



## H Resultater af Brazil-forsøg

**Tabel H.1:** Resultater fra Brazilian test – \* markerer afvigelser

Prøve	Tykkelse			Diameter			Tid [s]	$P_{max}$ [kN]	Last-rate [N/s]	$\sigma_t$ [MPa]	
	[mm]	$\mu$		[mm]	$\mu$						
Brazil_2_1	21,0	21,0	21,00	38,6	38,6	38,60	120	12,25	102,08	9,611	
Brazil_2_2	20,7	21,1	20,90	38,7	38,7	38,70	92	9,20	100,00	7,234	
Brazil_2_3	21,0	20,9	20,95	38,7	38,6	38,65	71	6,70	94,37	5,263	
Brazil_2_4	18,8	18,8	18,80	38,6	39,0	38,80	46	4,50	97,83	3,924	*
Brazil_2_5	20,4	20,2	20,30	38,7	38,6	38,65	68	6,80	100,00	5,512	
Brazil_2_6	20,5	20,3	20,40	38,6	38,6	38,60	43	4,90	113,95	3,958	
Brazil_2_7	19,8	19,8	19,80	38,7	38,7	38,70	64	7,00	109,38	5,810	
Brazil_2_8	20,9	20,6	20,75	38,7	38,8	38,75	59	6,10	103,39	4,825	
Brazil_2_9	19,8	19,5	19,65	38,7	38,7	38,70	46	4,90	106,52	4,098	
Brazil_2_10	20,6	20,8	20,70	38,6	38,7	38,65	77	7,90	102,60	6,280	
Brazil_2_11	19,1	19,7	19,40	38,6	38,6	38,60	48	5,10	106,25	4,331	*
Brazil_2_12	21,0	21,3	21,15	38,7	38,8	38,75	62	6,40	103,23	4,967	*
Brazil_2_13	20,2	20,2	20,20	38,6	38,6	38,60	102	10,30	100,98	8,401	
Brazil_3_1	19,0	19,1	19,05	38,7	38,7	38,70	NA	24,20	NA	20,877	*
Brazil_3_2	20,9	21,1	21,00	38,7	38,7	38,70	180	30,80	171,11	24,103	
Brazil_3_3	19,3	19,3	19,30	38,7	38,7	38,70	NA	NA	NA	NA	*
Brazil_3_4	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	*
Brazil_3_5	20,7	20,7	20,70	38,7	38,7	38,70	203	32,10	158,13	25,485	
Brazil_3_6	18,4	18,2	18,30	38,7	38,6	38,65	202	26,00	128,71	23,379	
Brazil_3_7	19,7	19,3	19,50	38,7	38,7	38,70	213	23,90	112,21	20,142	
Brazil_3_8	16,8	18,2	17,50	38,6	38,6	38,60	240	28,70	119,58	27,022	*
Brazil_3_9	19,7	19,6	19,65	38,7	38,6	38,65	320	31,00	96,88	25,960	
Brazil_3_10	22,4	22,5	22,45	38,6	38,6	38,60	350	32,00	91,43	23,486	
Brazil_3_11	21,4	21,5	21,45	38,6	38,5	38,55	240	29,20	121,67	22,459	
Brazil_1_1	21,3	21,2	21,25	38,7	38,7	38,70	72	7,60	105,56	5,878	
Brazil_1_2	20,3	20,0	20,15	38,7	38,7	38,70	150	9,50	63,33	7,748	*
Brazil_1_3	19,6	19,3	19,45	38,6	38,7	38,65	85	8,75	102,94	7,403	
Brazil_1_4	20,3	19,9	20,10	38,7	38,5	38,60	70	7,20	102,86	5,902	*
Brazil_1_5	19,8	19,9	19,85	38,6	38,4	38,50	95	8,80	92,63	7,323	
Brazil_1_6	19,8	19,9	19,85	38,6	38,7	38,65	92	8,60	93,48	7,129	
Brazil_1_7	19,5	19,7	19,60	38,6	38,7	38,65	85	9,40	110,59	7,892	
Brazil_1_8	19,4	19,3	19,35	38,7	38,7	38,70	95	11,00	115,79	9,342	
Brazil_1_9	20,5	20,5	20,50	38,7	38,7	38,70	95	10,40	109,47	8,337	*
Brazil_1_10	24,2	24,8	24,50	38,6	38,8	38,70	96	11,20	116,67	7,513	
Brazil_1_11	21,3	20,9	21,10	38,4	38,4	38,40	110	10,60	96,36	8,320	



## I Resultater af Schmidt Hammer-forsøg

**Tabel I.1:** Resultater fra Schmidt Hammer forsøg – \* markerer afvigelser

Prøve	Type	Vinkel [°]	Hammer rebound		Afvigere [%]	UCS [MPa]	
			Middel	Spredning			
KAN_HA_SH_1	G1	-90	51,9	4,7	0	71,5	
KAN_HA_SH_2	G1	-90	44,2	3,8	0	42,8	
KAN_HA_SH_3	G1	-90	47,8	5,5	0	54,3	
KAN_HA_SH_5	G1	-70	43,2	3,2	0	39,9	
KAN_HA_SH_6	G1	-90	47,1	4,6	0	52	
KAN_HA_SH_7	G1	-90	48,6	4,2	0	57,3	
KAN_HA_SH_8	G1	-80	48,1	5,6	5	55,4	
KAN_HA_SH_9	G1	-50	38,8	6	12	29,8	
KAN_HA_SH_11	G2	-50	46,5	2,9	0	49,7	
KAN_HA_SH_12	G1	-52	40,5	8,7	10	33,4	
KAN_HA_SH_13	G1	-90	47,3	4,3	0	52,6	
KAN_HA_SH_14	G2	-90	51,8	4,9	0	70,8	
KAN_HA_SH_15	G2	-70	53,3	4,7	0	78,5	
KAN_HA_SH_16	G1	-90	49,6	5,7	5	61,3	
KAN_HA_SH_17	G1	-53	45,5	10,2	15	46,5	
KAN_HA_SH_18	G2	-55	51	6,1	5	67,3	
KAN_HA_SH_19	G1	-46	50	3,3	0	62,9	
KAN_HA_SH_20	G1	-70	30	5	13	16,5	
KAN_HA_SH_21	G2	-90	48,2	8,6	10	56	
KAN_HA_SH_22	G2	-90	35,1	14,1	40	NA	*
KAN_HA_SH_23	G2	-45	51,9	3,9	0	71,3	
KAN_HA_SH_24	G2	-60	49,5	7,1	6	60,9	
KAN_HA_SH_25	G1	-90	50,5	2,9	0	65	
KAN_HA_SH_26	G1	-70	45,7	4,2	0	47,3	
KAN_HA_SH_27	G1	-75	51,3	3,9	0	68,7	
KAN_HA_SH_28	G1	-60	48,2	2,6	0	55,8	
KAN_HA_SH_29	G1	-70	47,9	6,7	5	54,6	
KAN_HA_SH_30	G1	-90	47,3	8	11	52,6	
KAN_HA_SH_31	G2	-70	49,5	8,3	10	61,1	FP <sub>1</sub>
KAN_HA_SH_32	G2	-70	48	3,2	0	55,2	FP <sub>2</sub>
KAN_HB_SH_1	G1	-70	47,6	7,7	11	53,5	
KAN_HB_SH_2	G2	-90	39,9	2,4	0	32	
KAN_HB_SH_3	G1	-90	49,6	9,3	13	61,4	
KAN_HB_SH_4	G2	-65	46,1	9,2	10	48,5	
KAN_HB_SH_5	G1	-60	40,1	7,7	5	32,5	
KAN_HB_SH_6	G1	-60	50,2	6,2	5	64	
KAN_HB_SH_7	G2	-90	50,8	3,8	0	66,3	
KAN_HB_SH_8	G2	-80	44,6	4,1	0	44	

*tabellen fortsættes*

**Tabel I.1:** Resultater fra Schmidt Hammer forsøg – \* markerer afvigelser (fortsat)

Prøve	Type	Vinkel [°]	Hammer rebound		Afvigere [%]	UCS [MPa]
			Middel	Spredning		
KAN_HB_SH_9	G2	-90	48	5,7	5	54,9
KAN_HB_SH_10	G2	-75	51,7	2	0	70,7
KAN_HB_SH_11	G2	-75	47,2	4,4	0	52,2
KAN_HB_SH_12	G2	-90	46,4	3,6	0	49,4
KAN_HB_SH_13	G1	-90	49,1	4,9	0	59,2
KAN_HB_SH_14	G1	-90	55,8	5,7	5	92,8
KAN_HB_SH_15	G1	-90	50,3	3,5	0	64,2
KAN_G_SH_1	KG	-90	54,3	9,9	11	84
KAN_G_SH_2	KG	-35	58,5	5,6	0	111,2
KAN_G_SH_3	KG	-60	46,6	4,3	0	50,1

*FP<sub>3</sub>*

## J Disponering af kajareal

Til skitsering af muligheder for disponering af kajarealet er brugt standard 20-fods containere med målene 6,06 m × 2,44 m i grundplanen. For håndtering tillægges en buffer på 15 cm på alle sider.

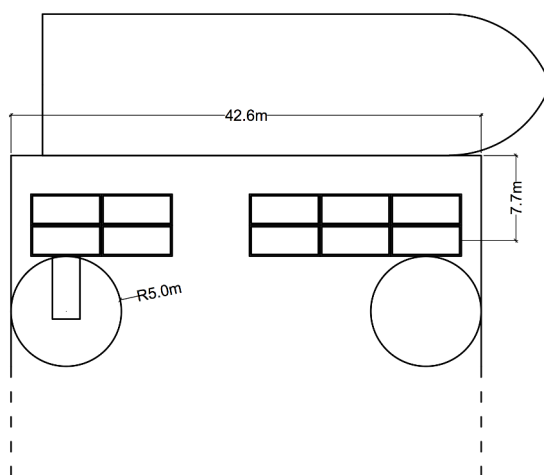
Det er ikke besluttet hvordan containerne skal håndteres på land, såfremt Kangaa-miut overgår til containerlast, men til disponeringen er det antaget, at der anvendes en lille truck som kan operere indenfor en cirkel med radius 5 m.

Der regnes endvidere med at containerne ved fuld kapacitet står i 2 lag, og der er derfor behov for 10 ground-slots for at opfylde kommunens ønske om 20 containere.

Ovenstående forudsætninger og antagelser giver følgende muligheder, alle skitseret med Minik Arctica ved kajen:

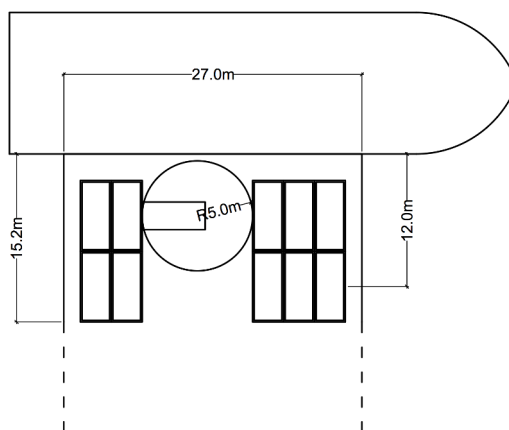
### J.1 Containere ved kaj – på langs i 2 rækker

Sættes containerne i to rækker langs med kajen, med den fjerneste række ved maksimalt udlæg for kranen på Minik Arctica behøves en kajlængde på ca. 43 m.



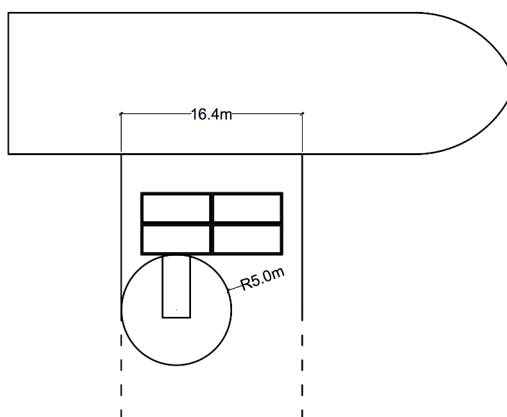
## J.2 Containerne ved kaj – på tværs i 2 rækker

Sættes containerne istedet på tværs kan kajlængden reduceres til 27 m. Her bliver det dog sværere at komme til containerne som står yderst til højre, da der er to rækker foran dem.



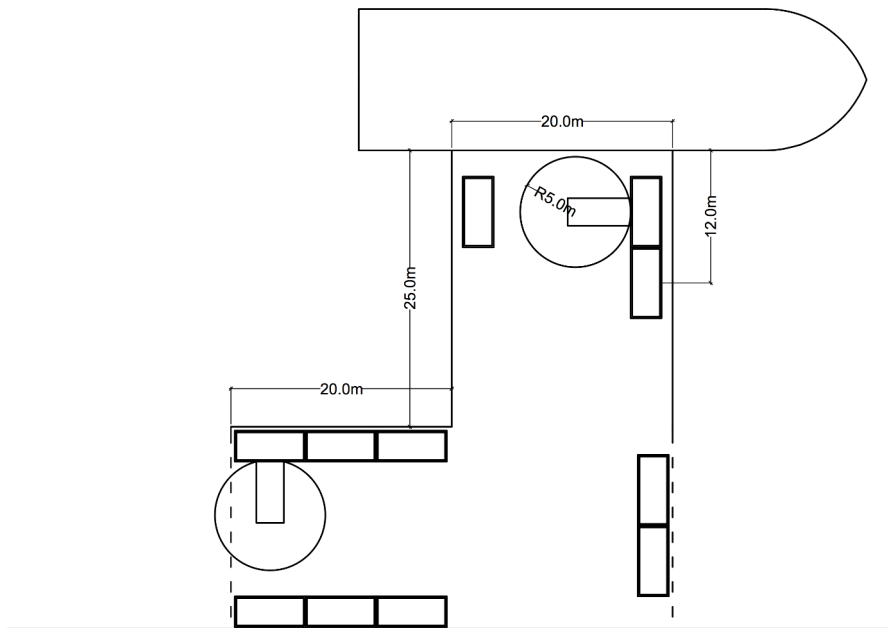
## J.3 Containerne i land – 2 på langs ved kaj

Hvis containerne løbende kan flyttes længere ind i land kan kajlængden reduceres til ca. 16 m. Her kan der stå to containere ved siden af hinanden langs med kajfronten, og skibets kran kan stille dem i 2-3 rækker ind mod land. For at denne løsning kan anvendes skal trucken flytte containerne videre ind i land efterhånden som skibet losses og tilbage til kajen når skibet lastes. Med 2 containere ved siden af hinanden er der minimal plads til at komme frem til kajfronten. Dette anses for at være den smallest mulige løsning.



## J.4 Containerne i land – 2 på tværs ved kaj

Denne løsning har en lidt længere front end muligheden ovenfor. Sættes containerne på tværs af kajfronten vil der med 20 m kajfront stadig være plads til at trucken kan tilgå dem, selvom der står en container i hver side. Herfra kan containerne flyttes længere ind i land til et større område, eller stilles langs med kajens ene side.



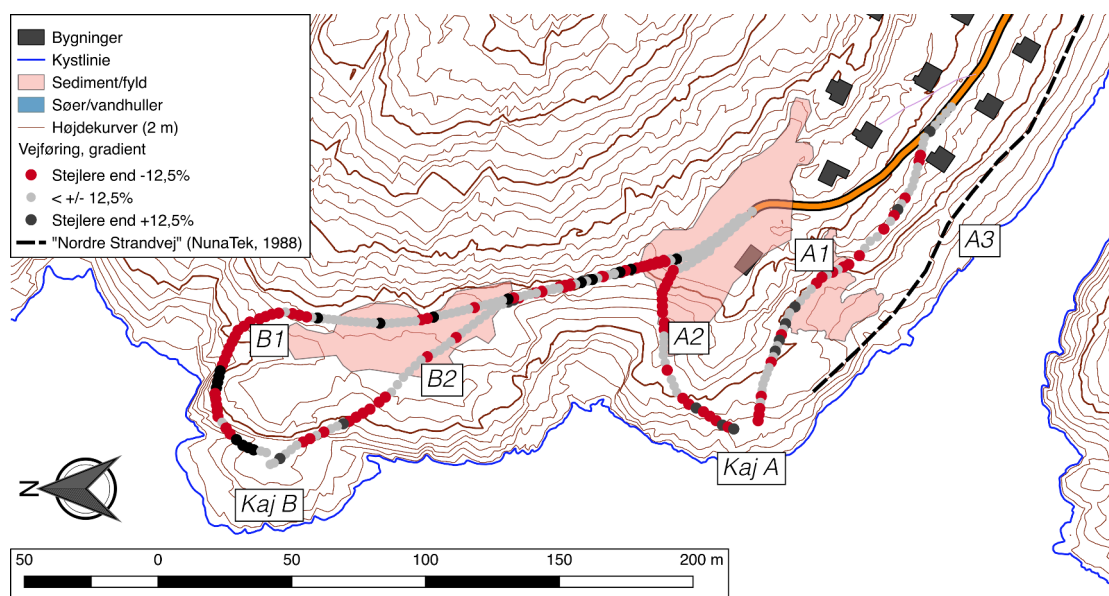


## K Linjeføring for vej til Kaj A og B

Placeringen af Kaj A og B og det eksisterende vejnet fra dumpen giver mulighed for 5 linjeføringer for en ny vej: 3 til Kaj A og 2 til Kaj B. De 5 muligheder er skitseret på figur K.1.

**A1** går ud fra den nuværende vej lidt før dumpen, nedover en fjeldskråning og over en lavning inden Kaj A nås (figur K.1). For at holde en hældning på  $\leq 12,5\%$  må der laves en opfyldning på op til 3 m (målt under vejmidten) langs 30 meter af tracéen (figur K.2). Terrænet skræner mod vandet, på tværs af vejføringen, hvorfor opfyldningen på vand-siden bliver forholdsvis stor. På de efterfølgende 40 m frem til kajarealet må fjeldet sprænges op til 4 m ned. En del af nedsprængningen skal formentlig udføres i forbindelse med en havn ved alternativ A, uanset om denne vejføring vælges.

**A2** går over dumpen, nedover skrænten fra opfyldningen og henover en ryg ned til Kaj A. Et lignende tracé er foreslået i GTO (1987a), hvor opfyldningen ved dumpen var markant mindre. Tykkelsen af den nuværende opfyldning er ikke undersøgt, men fra de tidligere undersøgelser vides det, at der under lossepladsen findes store fjeldblokke, som vil vanskeliggøre afgravning (GTO, 1987a). For at få et jævnt fald fra slutningen af den nuværende vej, må der afgraves/bortsprænges op til 6 m af det nuværende terræn (figur K.2). Selvom der etableres et fald henover/igennem dumpen er hældningen stor (16%), og de sidste 30 m frem til kajarealet bliver meget stejle (27%). Hvis hældningen på det sidste stykke skal overholde 12,5% må vejen være længere, men pga. slugten mod nord er pladsen trang. Denne vejføring anbefales ikke, da det vil kræve store terrænarbejder at opnå en tilfredsstillende hældning.

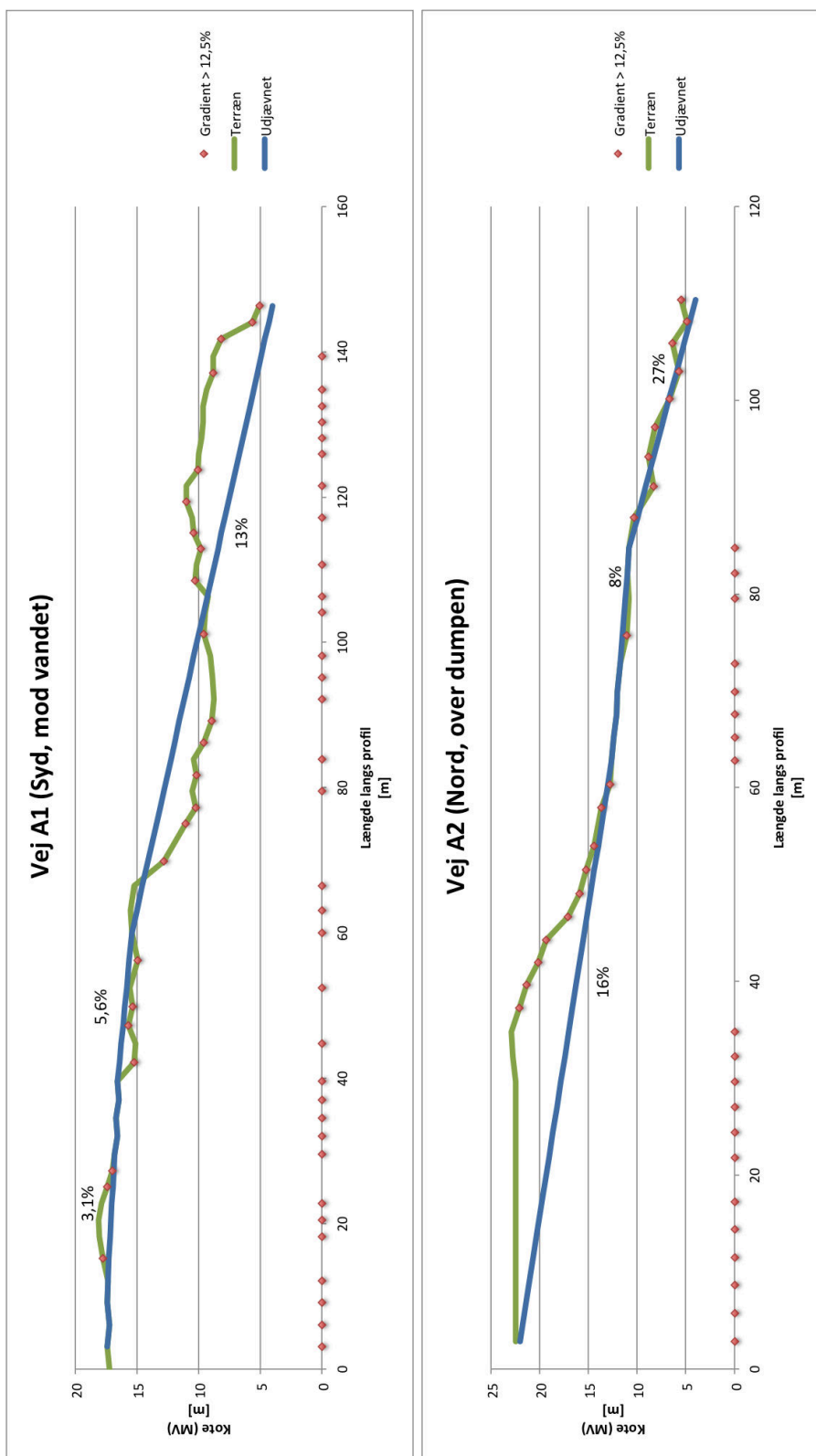


**Figur K.1:** Mulige linjeføringer for vej til hhv. Kaj A og B. Rød/Sort angiver at gradienten her er større end  $\pm 12,5\%$ .

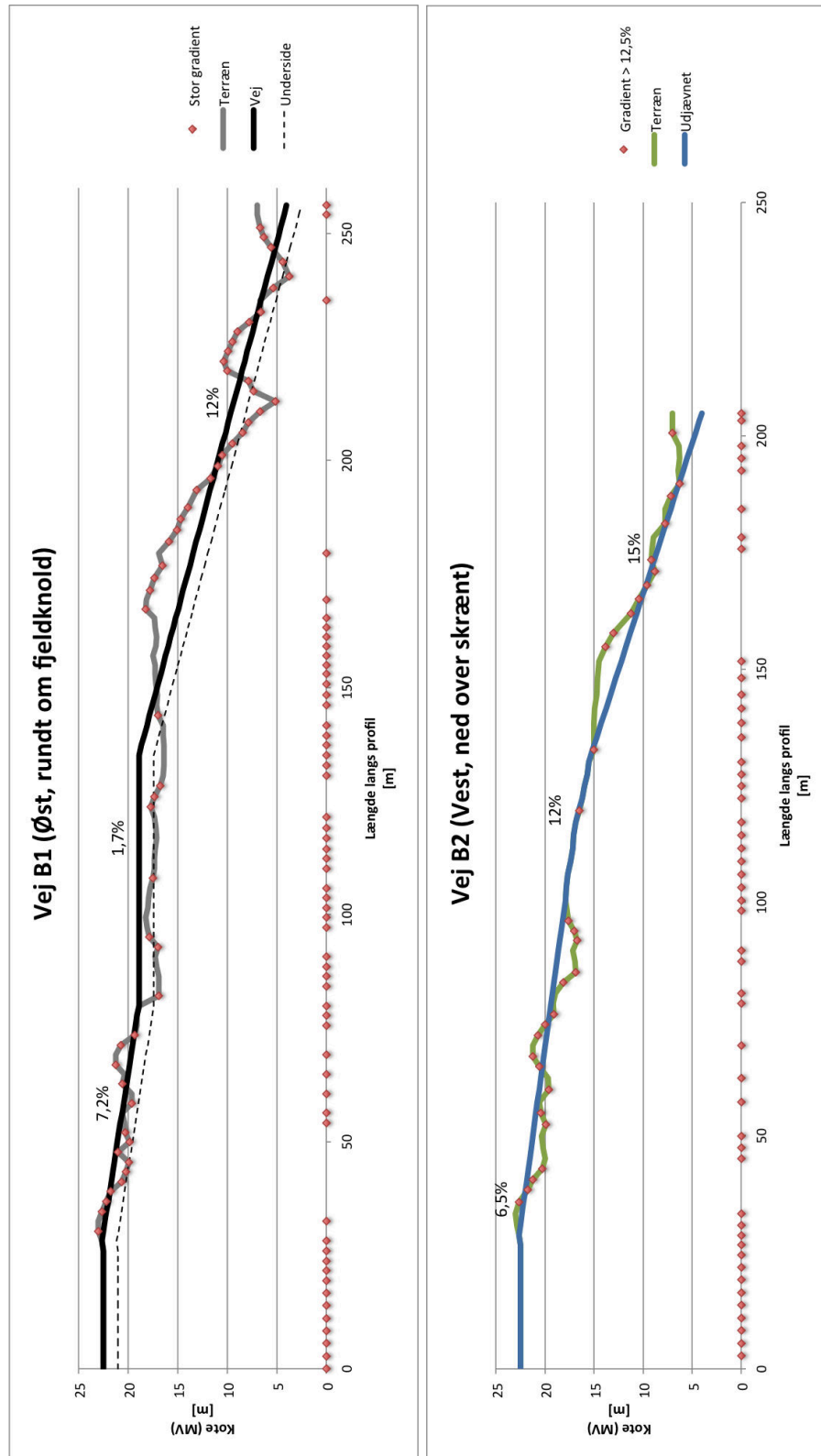
**A3** (“**Nordre Strandvej**”) er foreslået i Nuna-Tek (1988). Vejen føres nedenfor de eksisterende huse, tæt på vandet, og tilsluttes det eksisterende vejnet længere mod øst. Tracéet er 260 m langt, og herfra er der yderligere ca. 30 m frem til kajen. A3 er lige så lang som vejføringerne til Kaj B, og da det er nødvendigt at udsprænge en hylde i fjeldet for størstedelen af tracéet, pga. terrænets hældning på tværs, vurderes det at denne mulighed er forholdsvis dyr.

**B1** går fra dumpen langs med fjeldet mod nord til plateauet ovenfor Kaj B. For at komme fra dumpen til plateauet må der sprænges en hylde i fjeldet. Herved jævnes ujævnhederne som findes fra 35 m–80 m langs vejtracéerne. Plateauet er forholdsvist plant og kan rettes af med sprængsten. Sedimenternes geotekniske egenskaber og mængde bør undersøges nærmere inden det besluttes om der skal afgraves til fjeld. Fra plateauet føres vejen ned gennem en slugt mod nord, og rundt om en fjeldknold, som må sprænges helt eller delvis ned. Mængderne fra fjeldknolden kan indgå i opfyldningen i slugterne/sprækkerne på begge sider.

**B2** går ligeledes fra dumpen langs fjeldet, men føres skråt over plateauet og mere direkte ned til Kaj B. Vejen er kortere, men passerer nedover en stejl skrænt hvor fjeldet må sprænges ca. 2 m ned. Hældningen på de sidste 80 m ned til kajen er stor (15%), og muligheden for at forbedre dette ved en at ændre på linjeføringen er begrænset.



**Figur K.2:** Optegning af profil for linjeføringer til Kaj A. Røde prikker på grafen markerer hvor hældningen overstiger 12,5%. Gradienten efter udjævning er noteret.



**Figur K.3:** Optegning af profil for linjeføringer til Kaj B. Røde prikker på grafen markerer hvor hældningen overstiger 12,5%. Gradienten efter udjævning er noteret.

# L Dimensionering af kajareal

Til beregningerne af de dynamiske laster i dimensionering af havnebefæstelsen anvendes der en truck af typen: Kone Crane SMW 10-600 B, nedenunder er det tilhørende datablad hentet fra; [https://www.konecranes.com/sites/default/files/download/kc\\_flt\\_8809008\\_en.pdf](https://www.konecranes.com/sites/default/files/download/kc_flt_8809008_en.pdf)

18

Konecranes  
TECHNICAL DATA, FORK LIFT TRUCKS

## TECHNICAL DATA

Fork lift trucks 10 – 18 tons

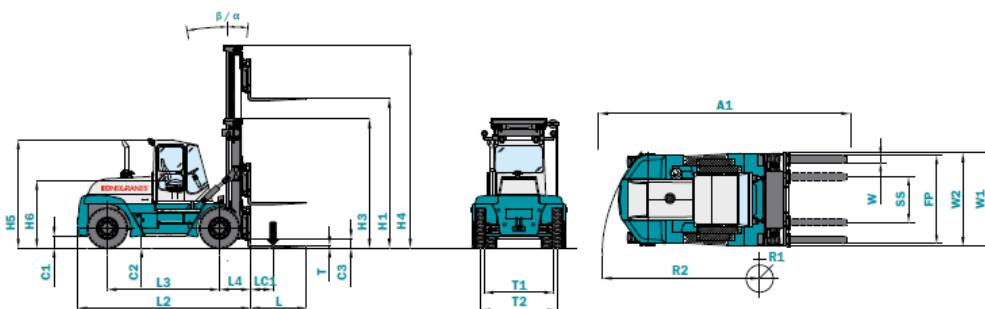
MODEL			SMV 10-600 B	SMV 12-600 B	SMV 13.6-600 B	SMV 10-1200 B	
LIFTING DATA	<b>Dimensions</b>	<b>Identifier</b>	<b>Units</b>				
	Lifting capacity		kg	10000	12000	13600	10000
	Load center	<b>LC1</b>	mm	600	600	600	1200
	Full lifting capacity up to lifting height		mm	7000	7000	7000	7000
	Lost load center	<b>L4</b>	mm	835	835	840	915
		<b>L3</b>	mm	3000 (opt. 2800)	3000 (opt. 2800)	3250	3250
WEIGHT	Service weight		kg	14800	15200	16100	18900
	Axle pressure front, unloaded / at rated load		kg	7900 / 22600	7900 / 25600	8300 / 27900	10400 / 26900
	Axle pressure rear, unloaded / at rated load		kg	6900 / 2200	7300 / 1600	7800 / 1800	8500 / 2000
WHEELS	Tire type			Pneumatic	Pneumatic	Pneumatic	Pneumatic
	Tire dimension / ply rating, front & rear		Inch	11.00 x 20" / PR20	11.00 x 20" / PR20	12.00 x 20" / PR20	11.00 x 20" / PR20
	Rim dimensions, front & rear		Inch	8.00 x 20"	8.00 x 20"	8.00 x 20"	8.00 x 20"
	Tire pressure, front / rear		MPa	0.9 / 0.9	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0
	Number of wheels, front / rear (X = driven)			4X / 2	4X / 2	4X / 2	4X / 2
	Track width, front / rear	<b>T1 / T2</b>	mm	1859 / 2036	1859 / 2036	1859 / 2036	1859 / 2036
DIMENSIONS	Mast tilt, backward / forward	$\beta / \alpha$	deg	5 / 10	5 / 10	5 / 10	5 / 10
	Lifting height	<b>H1</b>	mm	4000	4000	4000	4000
	Mast height, retracted / extended	<b>H3 - H4</b>	mm	3445 / 5415	3445 / 5415	3445 / 5415	3645 / 5600
	Truck height over cabin / seat height	<b>H5 - H6</b>	mm	2890 / 1800	2890 / 1800	2890 / 1800	2905 / 1815
	Overall length (to back of fork)	<b>L2</b>	mm	4625	4625	4860	4955
	Drive axle width	<b>W1</b>	mm	2500	2500	2500	2550
	Fork dimensions (width x thickness x length)	<b>W x T x L</b>	mm	200 x 65 x 1500	200 x 65 x 1500	200 x 70 x 1500	200 x 90 x 2400
	Fork carriage type			Hydraulic-powered sideshift & fork positioner			
	Fork carriage width	<b>W2</b>	mm	2500	2500	2500	2550
	Fork positioning (min - max / outside)	<b>FP</b>	mm	570 / 2352	570 / 2352	570 / 2352	600 / 2344
	Fork sideshift (max / at fork position)	<b>SS</b>	mm	± 470 / 1215	± 470 / 1215	± 470 / 1215	± 470 / 1207
	Ground clearance (mast / middle / steer axle)	<b>C1 / C2 / C3</b>	mm	250 / 320 / 320	250 / 320 / 320	250 / 320 / 320	250 / 335 / 197
Aisle width	<b>A1</b>	mm	6735	6735	7015	7990	
Turning radius (inner - outer)	<b>R1 - R2</b>	mm	< 250 - 4205	< 250 - 4205	< 250 - 4480	< 250 - 4480	
PERFORMANCE	Drive speed forward, unloaded / at rated load		km/h	30 / 30	30 / 30	30 / 30	30 / 30
	Drive speed reverse, unloaded / at rated load		km/h	30 / 30	30 / 30	30 / 30	30 / 30
	Lifting speed, unloaded / at rated load		m/s	0.50 / 0.45	0.50 / 0.45	0.40 / 0.35	0.50 / 0.45
	Lowering speed, unloaded / at rated load		m/s	0.40 / 0.40	0.40 / 0.40	0.40 / 0.40	0.40 / 0.40
	Gradeability, at rated load, 0/2 km/h		% / %	44 / 35	40 / 32	37 / 29	37 / 30
	Towing power, at rated load, 0/2 km/h		kN / kN	108 / 86	108 / 86	107 / 85	107 / 85
DRIVELINE	Engine power (min - max)	<b>EU2 / EU3b</b>	kW	147 - 201	147 - 201	147 - 201	147 - 201
	Engine torque (min - max)	<b>EU2 / EU3b</b>	Nm	700 - 1180	700 - 1180	700 - 1180	700 - 1180
	Transmission, gears forward + reverse			DANA 3 + 3 / ZF 3 + 3			
	Transmission type, function, shifting			Fully automatic transmission, torque convertor, reverse protection, powershift			
	Drive axle model			Kessler DB1 (PL478) with differential			
	Driving brake system, type			Oil-cooled multiple wet disc brakes (WDB)			
	Parking brake system, type			Dry single disc / spring release			
	Steering system / steer axle type			Hydraulic power steering / HD axle with double-acting cylinder			
OTHERS	Load-sensing hydraulics / power-on-demand			Yes / yes	Yes / yes	Yes / yes	Yes / yes
	Hydraulic oil pressure		MPa	22	25	20	23
	Diesel / hydraulic tank volumes		Lit	131 / 152	131 / 152	168 / 192	168 / 192
	Batteries (voltage / capacity)		V - Ah	2 x 12 / 88	2 x 12 / 88	2 x 12 / 88	2 x 12 / 88
	Noise level inside cab (LM) DIN 45635	<b>EU2 / EU3b</b>	dB(A)	68 / 66	68 / 66	68 / 66	68 / 66
	Noise level inside cab (LpA2) EN 12053		dB(A)	72	72	72	72
	Noise level outside (LWA) 2000/14/EC		dB(A)	109	109	109	109

NOTE 1. All lifting capacities with duplex mast (4 m), carriage with sideshift & fork positioner and integral forks  
 NOTE 2. Other lifting capacities, wheelbases, lifting equipment combinations according to factory information and upon request  
 NOTE 3. For available driveline combinations, see driveline chart and latest factory information  
 NOTE 4. SMV 10-600 B and SMV 12-600 B are available in shorter wheelbase of 2800 mm, only with Volvo TAD-561/620/660-VE engine

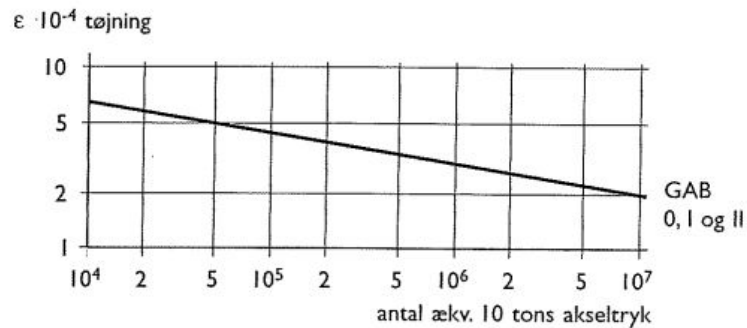
Figur L.1: De i tabellen angivne dimensioner er markeret på figurene på næste side.

Tegning over dimensioner for gaffeltruck Kone Crane SMW 10-600 B, fra [https://www.konecranes.com/sites/default/files/download/kc\\_flt\\_8809008\\_en.pdf](https://www.konecranes.com/sites/default/files/download/kc_flt_8809008_en.pdf), hvor de 3 afstande A1, A2 og A3 ikke er oplyst, det forudsætte derfor at tvilling hjulene foran står indtil hinanden og de opgivne mål på dækkets bredde samt afstanden "T1" mellem indersiden af de to yderstehjul anvendes til at beregne afstanden c/c, fra et af de inderstehjul til de tre andre hjul.

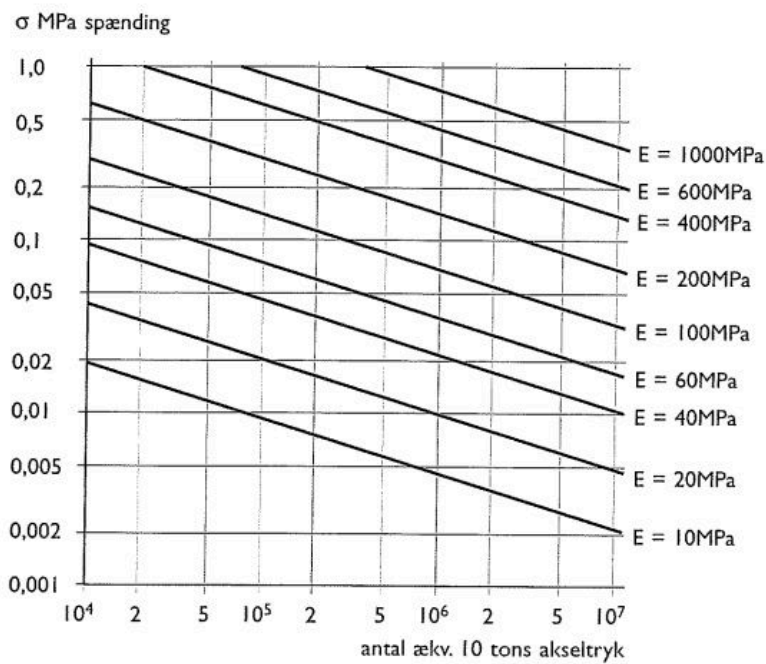
### Dimension measurement identifiers



## M Dimensionering af vejbefæstelse



**Figur M.1:** Den tilladelige tøjning findes ud fra antal ækvivalente 10 tons-aksler (Willadsen, 1992).



**Figur M.2:** Den tilladelige spænding  $\sigma$ [MPa] på oversiden af hvert lag kan aflæses i forhold til det givne E-modul (Willadsen, 1992).



## N Overslag over anlægsomkostninger for havn og vej

Det følgende overslag over anlægsomkostninger er baseret på rapportens mængdeberegninger og følgende priser:

- Grønlands-priser fra Molio prisdata: <http://molio.dk/molio-prisdata/groenland/>
- Produktion af sprængsten ved havnen i Nuuk er 55 kr./m<sup>3</sup> – det antages at en lignende produktion kan udføres for 70 kr./m<sup>3</sup> i Kangaamiut
- Betoncentralen i Nuuks priser på grus-materialer
- Levering af sand/grus fra Nuuk med skib, 75.000 kr/døgn for et skib med kapacitet til 200 m<sup>3</sup>
- Pris på udførelse af spuns og kajudstyr estimeres ud fra omkostningerne til lignende arbejder ved havneudvidelsen i Sisimiut.

**Tabel N.1:** Samlet overslag på anlægsomkostninger

	Enhed	Mængde	Enhedspris	Pris
<b>Havnekonstruktion</b>				
<b>10.584.831 kr.</b>				
Spunsvæg				
Hammer, beton	m	70	4.000 kr. <sup>1</sup>	280.000 kr.
Spuns, inkl. levering og ramning	m <sup>2</sup>	720	2.100 kr. <sup>5</sup>	1.512.000 kr.
Stræk, UNP	ton	4,2	21.100 kr. <sup>1</sup>	89.506 kr.
Ankerstænger, varmgalvaniserede inkl. møtrikker, muffe mm.	ton	4,25	36.800 kr. <sup>1</sup>	156.400 kr.
Tjæring og bevikling med asfalt jute	ton	4,25	4.100 kr. <sup>1</sup>	17.425 kr.
Ankerplade, leveres færdigproducerede	stk	10	4.000 kr. <sup>1</sup>	40.000 kr.
Ankerblok, pladsstøbt	m	15	6.600 kr. <sup>1</sup>	99.000 kr.
Sprængning, rende inkl. oprensning	m	70	10.000 kr. <sup>1</sup>	700.000 kr.
Opfyldning i rende omkring spuns, ekskl. sten	m <sup>3</sup>	105	1.000 kr. <sup>1</sup>	105.000 kr.
Sprængsten, produceret lokalt fra udsprængning på land	m <sup>3</sup>	100	70 kr. <sup>2</sup>	7.000 kr.
Uddybning				
Sprængning af fjeld under vand, uddybning	m <sup>3</sup>	300	5.000 kr. <sup>1</sup>	1.500.000 kr.
Opfyldning				
Opfyldning i kajkonstruktion, sprængsten til kote +3,8 ekskl. sten,	m <sup>3</sup>	5200	400 kr. <sup>1</sup>	2.080.000 kr.
Sprængsten, produceret lokalt fra udsprængning på land	m <sup>3</sup>	5200	70 kr. <sup>2</sup>	364.000 kr.
Belægning+afretning 30 mm grus og 80 mm SF-betonsten	m <sup>2</sup>	1620	700 kr. <sup>1</sup>	1.134.000 kr.
Levering af grus og SF-sten Nuuk-Kangaamiut (200 m <sup>3</sup> )	døgn	2	75.000 kr. <sup>3</sup>	150.000 kr.
Kajudstyr				200.000 kr. <sup>5</sup>
Terrænarbejde i Containerområde				
Nedsprængning til kote +3, containerareal	m <sup>3</sup>	2530	850 kr. <sup>1</sup>	2.150.500 kr.

*tabellen fortsættes*

**Tabel N.1:** Samlet overslag på anlægsomkostninger (fortsat)

	Enhed	Mængde	Enhedspris	Pris
<b>Vej</b>				<b>3.431.000 kr.</b>
Vejkasse, st. 50-250	m	200	2.000 kr.	400.000 kr.
Udlægning og komprimering af sprængsten + stabilgrus	m <sup>2</sup> /m	4,0	300 kr. <sup>1</sup>	
Stabilgrus, slidlag	m <sup>3</sup> /m	0,4	330 kr. <sup>4</sup>	
Stabilgrus, bærelag	m <sup>3</sup> /m	0,8	330 kr. <sup>4</sup>	
Sprængsten, 1 m	m <sup>3</sup> /m	5,5	70 kr. <sup>2</sup>	
Vejkasse, st. 0-50	m	50	2.500 kr.	125.000 kr.
Udlægning og komprimering af sprængsten + stabilgrus	m <sup>2</sup> /m	4,0	300 kr. <sup>1</sup>	
Stabilgrus, slidlag	m <sup>3</sup> /m	0,4	330 kr. <sup>4</sup>	
Stabilgrus, bærelag	m <sup>3</sup> /m	0,8	330 kr. <sup>4</sup>	
Sprængsten	m <sup>3</sup> /m	13,0	70 kr. <sup>2</sup>	
Levering af stabilgrus, Nuuk-Kangaamiut (2x200 m <sup>3</sup> )	døgn	4,0	75.000 kr. <sup>3</sup>	300.000 kr.
Udjævning af terræn			<sup>1</sup>	
Sprængning, fjeldknold, palsprængning	m <sup>3</sup>	4700	430 kr. <sup>1</sup>	2.021.000 kr.
Sprængning, hylde, palsprængning (st. 40-80)	m <sup>3</sup>	500	520 kr. <sup>1</sup>	260.000 kr.
Nedsprængning før fjeldknold (st. 150-200)	m <sup>3</sup>	625	520 kr. <sup>1</sup>	325.000 kr.
<b>Samlede udgifter til arbejder og materialer</b>				<b>14.015.831 kr.</b>
<b>Øvrige udgifter</b>				<b>10.303.166 kr.</b>
Uforudsigelige udgifter		20%		2.803.166 kr.
Potentiel sprængning i uopmålt område	m <sup>3</sup>	1500	5.000 kr. <sup>1</sup>	7.500.000 kr.
<b>Samlet overslag eksl. anstilling, byggeplads/camp, rådgiver og yderligere forundersøgelser</b>				<b>23.642.797 DKK</b>

<sup>1</sup> Molio Prisdatabasen Grønland

<sup>2</sup> Dennis Jensen, Per Aarsleff A/S

<sup>3</sup> Bo Hansen, Masanti – Sisimiut

<sup>4</sup> Betoncentralen, Nuuk

<sup>5</sup> Jørn Hansen, Rambøll – Sisimiut