

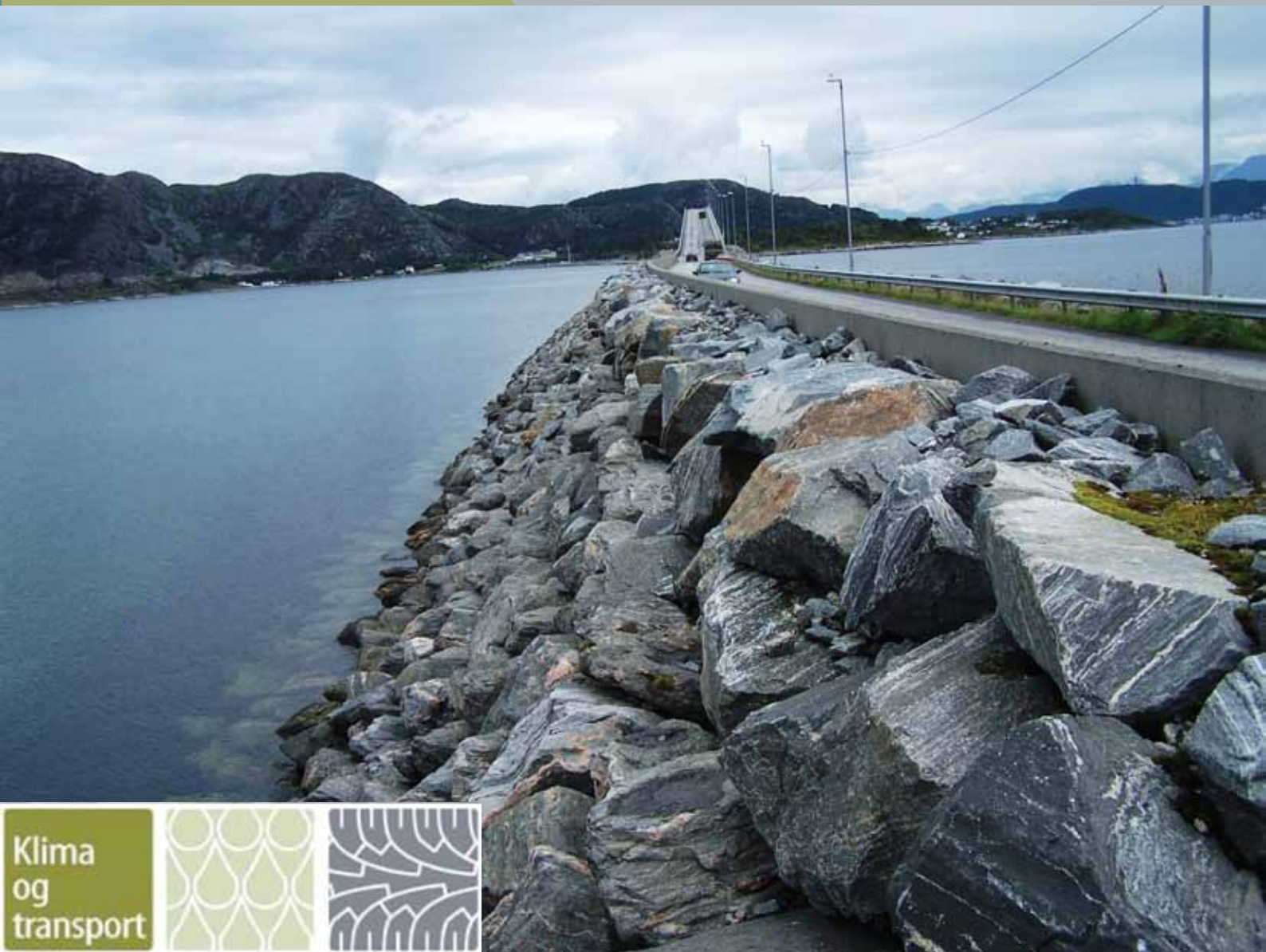


Statens vegvesen

# Veger utsatte for stigende havnivå og stormflo

Statens vegvesens rapporter

Nr. 71



Vegdirektoratet  
Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen  
Geoteknikk og skred  
Desember 2012

### Tittel

Veger utsatte for stigende havnivå og stormflo

### Undertittel

### Forfatter

Arne Lothe, SINTEF, Arne Instanes, Instanes Consulting

### Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

### Seksjon

Geoteknikk og skred

### Prosjektnummer

601995

### Rapportnummer

Nr. 71

### Prosjektleder

Gordana Petkovic

### Godkjent av

### Emneord

Klima og transport, havnivåstigning, bølger, erosjon

### Sammendrag

Rapporten inngår i en serie rapporter fra FoU-prosjektet "Klima og transport", etatsprosjekt 2007-2010. Hensikten med prosjektet er å forbedre rutiner og regelverk for planlegging, prosjektering, bygging, drift og vedlikehold av vegnettet som svar på endrede klimaforhold.

Rapporten er en samling av utredninger gjort rundt fire pilotprosjekter: Operatunnelen i Oslo, Nordøyvegen, Giskefyllingen og E10 ved Hamnøya. Effekten av den langsiktige stigning i havnivå og en projisert økning i stormflo viser seg å være betydelig og derfor viktig å ta hensyn til ved planlegging av tiltak. I og med at prognoser for endringer i havnivå er under utvikling, anbefales det å gjøre vurderinger av situasjonen med jevne mellomrom og tilpasse drift og vedlikeholdstiltak deretter.

### Title

Roads exposed to rising sea level and storm surge

### Subtitle

### Author

Arne Lothe, SINTEF, Arne Instanes, Instanes Consulting

### Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

### Section

Geotechnical Section

### Project number

601995

### Report number

No. 71

### Project manager

Gordana Petkovic

### Approved by

### Key words

Climate and Transport, sea level rise, waves erosion

### Summary

This report belongs to a series of reports from the R&D programme "Climate and Transport", carried out by the NPRA 2007-2010. The main objectives of the programme are to investigate the effect of climate change on the road network and recommend remedial actions.

The report is a compilation of investigations of the situation around four pilot projects: Opera tunnel in Oslo, Nordøyvegen, Giske embankment, and E10 Lofoten Islands. The effect of long term sea level rise and projected changes in storm surges has proven to be significant and therefore important to take into consideration in operation and planning. Since projects of sea level rise are under development, it is recommended to carry out risk assessment regularly and adjust maintenance efforts.

## Forord

Rapporten inngår i en serie rapporter fra FoU-prosjektet 'Klima og transport', etatsprosjekt 2007 – 2010. Hensikten med prosjektet er å forbedre rutiner og regelverk for prosjektering, bygging og drifting av veg som svar på endrede klimaforhold.

Klimaforskningen konkluderer med at vi etter all sannsynlighet vil få endring til et varmere klima, som antas å føre til en økning i nedbørmengde og intensitet, parallelt med økt stormfrekvens og stormstyrke. Effektiviteten og sikkerheten av vegnettet påvirkes av nedbør, vind og temperaturforholdene. Dette er elementer som har innvirkning på steinsprang, fjellskred og snøskred, overflatevann, flom og erosjon, frysing og tining samt snø og is på vegbanen.

'Klima og transport' jobber etter beskrivelser av klimaendringer og deres effekt på transportsektoren slik de er nedfelt i følgende dokumenter:

- NTP-rapport ”Virkninger av klimaendringer for transportsektoren”, laget av en tverretattlig gruppe i transportsektoren: Jan Otto Larsen (leder) og Pål Rosland (sekretær), Statens vegvesen Vegdirektoratet, Kjell Arne Skoglund, Jernbaneverket, Eivind Johnsen, Kystverket og Olav Mosvold Larsen, Avinor.
- Vedleggsrapport ”Regionale klimascenarier for transportsektoren i Norge – en oppdatering”, av Jan Erik Haugen og Jens Debernard, Det Norske Meteorologiske institutt, februar 2007. (Rapporten er basert på scenarier fra RegClim prosjektet.)
- ”Klima i Norge 2100”, utarbeidet for NOU Klimatilpassing av meteorologisk institutt, Bjerknessenteret, Nansensenteret, Havforskningsinstituttet og NVE, juni 2009.

'Klima og transport' består av følgende delprosjekter:

- Dp 1 Premisser og implementering
- Dp 2 Innsamling, lagring og bruk av data
- Dp 3 Flom- og erosjonssikring
- Dp 4 Snø-, stein-, jord- og flomskred
- Dp 5 Tilstandsutvikling på vegnettet
- Dp 6 Konsekvenser for vinterdrift
- Dp 7 Sårbarhet og beredskap

Prosjektleder for 'Klima og transport' er Gordana Petkovic og prosjektsekretær Reidun Svendsen. Mer informasjon om prosjektet: <http://www.vegvesen.no/klimaoogtransport>

Delprosjekt 3, som denne rapporten hører til, studerer prosjekterings- og vedlikeholdstiltak og deres tilpasning til klimabildet, både gjennom dimensjonering (av vegen eller tiltak) og ved endringer i kriterier for valg av løsninger. Leder for delprosjektet er Frode Oset, Vegdirektoratet. For mer informasjon om delprosjekt 3, se Vedlegg 1.

Denne rapporten er en samling av fire delrapporter der effekten av mulige endringer i havnivå og stormflo ble vurdert rundt fire konstruksjoner:

- **Operatunnelen i Oslo** der forholdene vedr tunnelportalens høyde over havet ved høyvann ble undersøkt, fra vestsiden
- **Giskefyllingen**, fv. 658 mellom Valderøy og Giske, mht havnivå og mulig heving av havnivået mot 2050 og 2100, og bølger som kan komme inn mot fyllingen;
- **Nordøyvegen**, fv. 659: planlagt vegfylling/bru over Lepsøyrevet, Møre og Romsdal, med hensyn til effekten av bølger,
- **E10 ved Hamnøya**, der overskylling av vegen ved stormflo er et trafikksikkerhetsproblem som fører til hyppig vegstengning.

For oversikt over andre prosjektrapporter fra 'Klima og transport', se Vedlegg 2.

Forsidefoto: Antoon Hendriks



# **FESTNINGSTUNNELEN I OSLO**

## **Sikring mot høye vannivå**



**SINTEF Byggforsk**  
Kyst- og havneteknikk

Postadresse: 7465 Trondheim  
Besøk: Klæbuveien 153  
Telefon: 73 59 30 00  
Telefaks: 73 59 23 76

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

# NOTAT

GJELDER

**FESTNINGSTUNNELEN I OSLO – SIKRING  
MOT HØYE VANN-NIVÅ**

BEHANDLING

UTTALELSE

ORIENTERING

ETTER AVTALE

GÅR TIL

Statens Vegvesen Vegdirektoratet, G. Petkovic

ARKIVKODE

GRADERING

ELEKTRONISK ARKIVKODE

Notat1\_F.doc

PROSJEKTNR.

DATO

2010-06-16

SAKSBEARBEIDER/FORFATTER

Arne E. Lothe, Arne Instanes

ANTALL SIDER

23

<b>1</b>	<b>INNLEDNING .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>GENERELT OM KLIMAENDRINGER.....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>REFERANSE-NIVÅER OG EKSTREMVERDIER (2009).....</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>SCENARIER FOR UTVIKLING .....</b>	<b>7</b>
	4.1 Utvikling av vind.....	8
	4.2 Utvikling av luft-trykk.....	12
<b>5</b>	<b>ESTIMATER PÅ EKSTREME VANN-NIVÅ I OSLO.....</b>	<b>17</b>
<b>6</b>	<b>SAMMENLIGNING MED ANDRE KILDER .....</b>	<b>20</b>
	6.1 Miljøverndepartementets rapport, 2008 .....	20
	6.2 Klima i Norge 2009 .....	21
<b>7</b>	<b>STATUS FOR FESTNINGSTUNNELEN.....</b>	<b>22</b>
	7.1 Østsiden 22	
	7.2 Vestsiden .....	22
<b>8</b>	<b>OPPSUMMERING AV SCENARIER .....</b>	<b>23</b>
<b>9</b>	<b>ANBEFALT STRATEGI OG TILTAK .....</b>	<b>27</b>
<b>10</b>	<b>REFERANSER .....</b>	<b>28</b>

## **1 INNLEDNING**

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, har initiert et større prosjekt rettet mot utredning av mulige effekter av klimaendringer for veg- og samferdselssektoren. Som en del av dette prosjektet har SINTEF fått i oppdrag å undersøke tilstand og mulige tiltak for fire undersjøiske tunneler og to vegfyllinger.

En av de undersjøiske tunnelene er Festningstunnelen i Oslo. Denne tunnelen fører E18 ned i øst ved Bjørvika. Traséen går under Akershus Festning og Rådhusplassen, og kommer opp igjen ved Filipstadkaia i vest. Terrenget rundt begge innløp er flatt på høyde 1.5 – 2.5 m over NGO-null, som i Oslo er 15 cm over middelvann. I begge ender av tunnelen er terrenget utbygd, dvs at det er dekket av bygninger eller betong/asfalt-flater.

Dette notatet inngår som en del av SINTEFs oppdrag, og er en analyse som er begrenset til Festningstunnelen.

## **2 GENERELT OM KLIMAENDRINGER**

Det globale havnivået har steget med rundt 17 cm de siste 100 år. I den siste rapporten fra FNs klimapanel (IPCC, 2007) forventes det en global havnivåøkning på mellom 18 og 59 cm mot slutten av dette århundre sammenlignet med perioden 1980-1999.

I Oslo-området foregår det fortsatt landheving etter siste istid. Det er estimert at dette utgjør ca. 4 til 5 mm per år. IPCC (2007) viser at havnivåøkningen i perioden 1961 til 2003 var gjennomsnittlig 1,8 mm per år, økende til ca. 3,1 mm per år i perioden 1993-2003. Det er uklart om denne økningen skyldes tilfeldige variasjoner eller er en mer langsiktig trend. Observasjoner av globalt havnivå fra Colorado Center for Astroynamics Research viser at den årlige globale havnivåstigning avtok fra ca 4 mm per år i perioden 1997-2002 til mindre enn 2 mm per år i perioden 2005-2009. Per i dag ligger den årlige globale havnivåstigningen på under 2 mm per år.

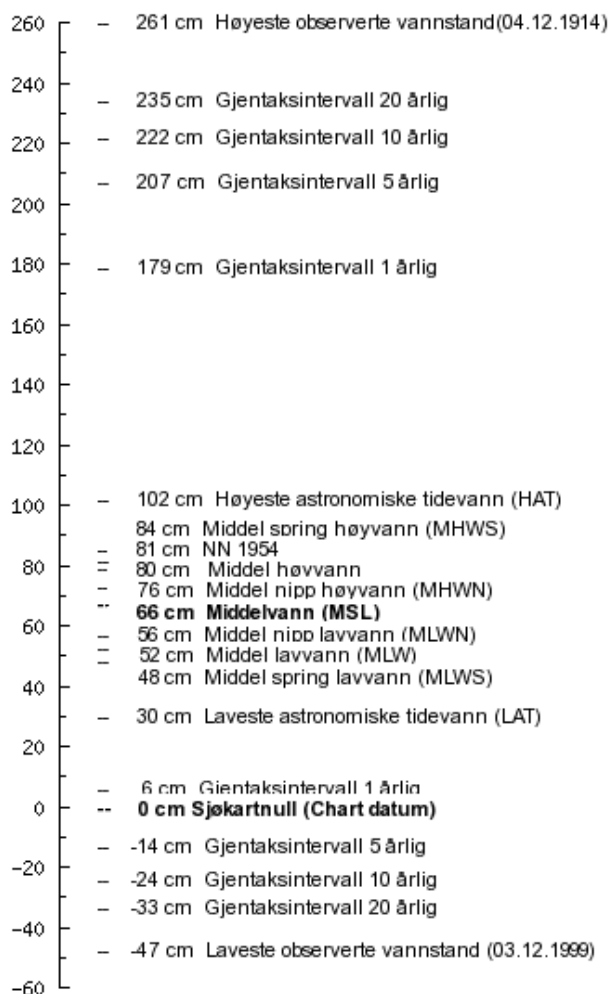
For Oslo-området i 2009 synker altså for havnivået mer enn ca 2 mm per år.

For øyeblikket skjer havnivåstigningen meget langsomt. Iverksetting og prioritering av tiltak må forholde seg til dette.

## **3 REFERANSE-NIVÅER OG EKSTREMVERDIER (2009)**

Det finnes flere ulike referanse-nivåer for måling av høyder på land og i sjøen. Årsaken til at det finnes flere nivåer er delvis historisk, delvis betinget av tilgjengelig teknologi på det tidspunkt de ble etablert, og delvis preget av det formål som målingene ble foretatt for.

En grafisk framstilling av de ulike nivåene i Oslo er gitt i Figur 1.



Figur 1 Definisjon av vann-nivåer i Oslo. Grafisk framstilling hentet fra Statens Kartverk, Sjøkartverkets web-sider.

Noen av disse nivåene og referansene bør omtales spesielt.

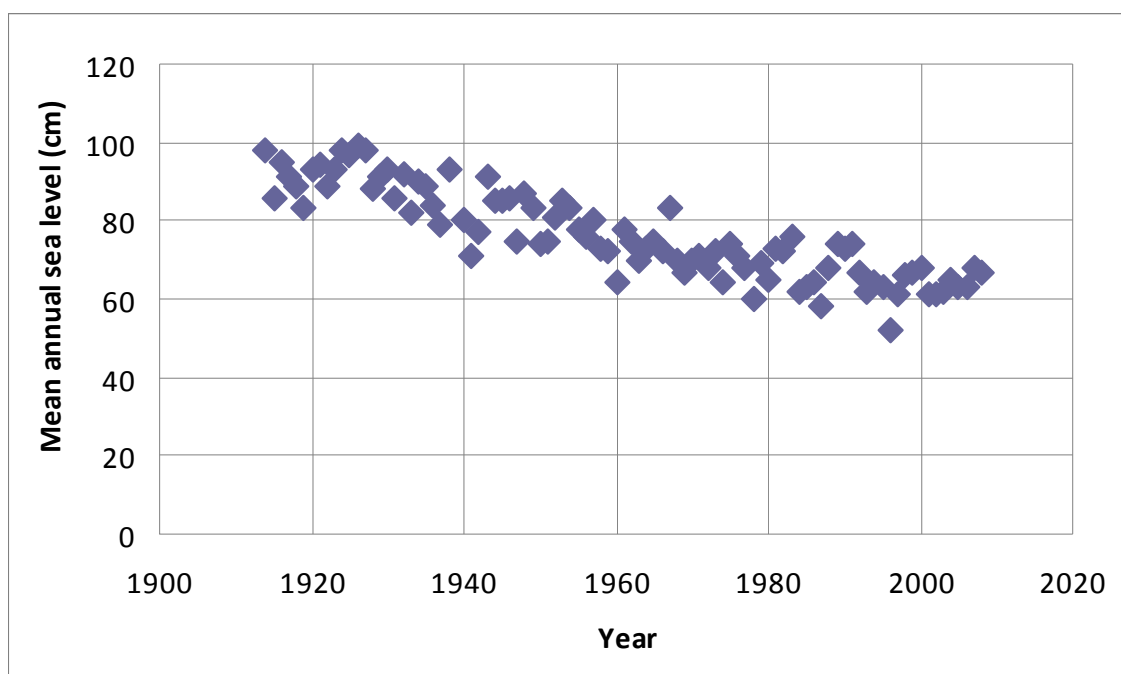
- NN1954. Dette er Normalnull 1954 (også kalt NGO-null), og er basis for de fleste landkart, og vil tilsvare middelvann der det var i 1954. I Oslo er dette en bolt i fjellet. Nå foregår det en landheving i Oslo-området (og i nesten hele Skandinavia), og denne hevingen er ca 4 mm/år i Oslo. Dersom vi for eksempelets skyld forutsetter at middelvann er konstant, så vil altså NN1954 øke med ca 4 mm/år i forhold til middelvann.
- Middelvann er middelverdien av observert vannstand i Oslo. Denne verdien revideres med 19 års perioder, hvorav den siste var 1979 - 1997, og er derfor ikke konstant over lengre tid. Middelvann observeres i forhold til NN1954, og fordi både middelvann og NN1954 er bevegelige, vil avstanden mellom de to variere.
- Sjøkartnull. Denne verdien var tidligere definert som vårjevndøgns spring lavvann, og ble valgt som 0-verdi i sjøkart fordi det da ville gi en innebygget sikkerhet mot grunnstøting av skip fordi man i praksis ville ha en viss ekstra dybde å gå på. I alle havner i Norge fra Utsira og nordover er nå Sjøkartnull definert som det Laveste Astronomiske Tidevann (LAT). I Oslo er LAT 30 cm over Sjøkartnull.
- OOV – Oslo Oppmålingsvesen. Oslo Kommune har hatt sitt eget høydereferansesystem som en del koordinater fortsatt defineres i. OOV ligger 0.212 m over NN1954.
- Gjentaksintervall. Denne størrelsen er også ofte kalt returperiode, og er et mål på hvor lang tid det i *gjennomsnitt* vil gå mellom hver gang vi får en overskridelse av en gitt verdi.



Eksempelvis kan vi Oslo forvente at en vannstand lik eller høyere enn 222 cm vil inntreffe ca 10 ganger i løpet av 100 år (Figur 1).

Utviklingen av middelvannstanden kan hentes fra data publisert av Sjøkartverket på deres internet-sider. En framstilling av utviklingen 1914 – 2009 er vist i Figur 2. Her ser vi at middelvannstanden i Oslo har sunket monotont i hele perioden, men fordi vannstanden er målt i forhold til NN1954 (som er en fast bolt i fjell), så kan det også være et uttrykk for at landet har hevet seg.

Uansett årsak, så er den *samlede effekt av landheving og vann-nivå-heving* at avstanden fra en fast kai-kant eller annen konstruksjon ned til middelvann har vært jevnt økende fra 1914 – 2009. Det betyr at den generelle, globale vannstandshevingen som vil ha hatt en effekt fra ca 1980 ikke er sterk nok til å oppheve effekten av landhevingen i Oslo-området. Landhevingen i Oslo-området er ca 4 mm/år, og dette er en langvarig, geologisk prosess som vil fortsette langt utover overskuelig framtid.



Figur 2 Utvikling av årlig middelvannstand i Oslo 1914 – 2009. Kilde: Statens Kartverk, Sjøkartverket.

Pr i dag er det derfor ingenting som tyder på at det vil være nødvendig å legge til grunn en faktisk økning av vann-nivået i Oslo innenfor de neste 20 – 40 år.

Den tidsserien som i dag eksisterer for vannstand i Oslo er så lang at den kan brukes til statistiske analyser av ekstremverdier slik som vist i Figur 1. Det gjøres ved å beregne forskjellen mellom den høyeste observerte vannstand i hvert år og Høyeste Astronomiske Tidevann (HAT) for det samme året. Denne differensen utgjør en dataserie som kan representeres ved en Gumbel-fordeling, og dermed kan ekstremverdier beregnes.

Av ulike forsiktighets-hensyn begrenser Sjøkartverket sine generelle beregninger til et 20 års gjentaksintervall. I Oslo har vi imidlertid en serie på 95 år tilgjengelig, og det gir et grunnlag for å gi estimater på lengre gjentaksintervall.

En skal imidlertid være oppmerksom på at usikkerheten i estimatene kan bli store når en ikke har tilgang til originaldata, og det gjelder spesielt estimer med høye returperioder (dvs over ca 75 år).

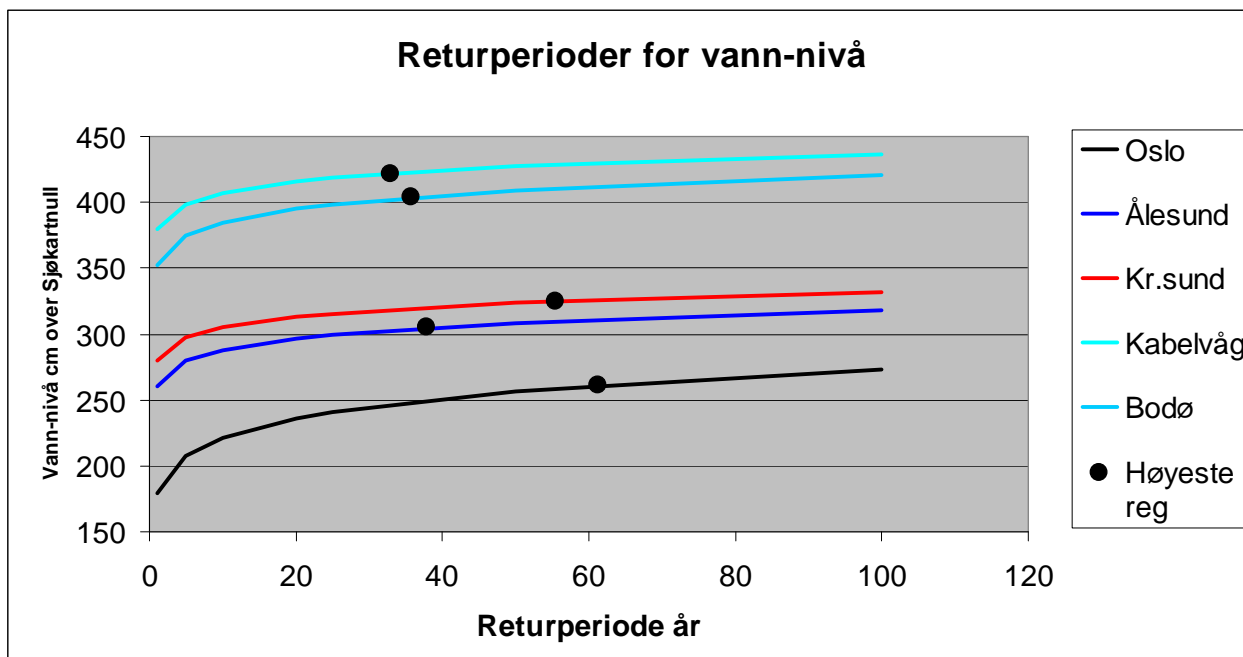
Tabell 1 og Figur 3 gjengir beregnede ekstremverdier for noen norske havner inkludert Oslo. Utvalget av havner er det som ansees relevant for den videre studien av andre tunneler og fyllinger i dette prosjektet. Figur 3 illustrerer hvorfor estimatene blir usikre ved høye returperioder; i høyre del av grafen er alle kurvene relativt flate, og en liten endring i y-aksen (vann-nivå) vil gi en meget stor endring i estimert returperiode på x-aksen.

Tabell 1 Øvre del av tabell: Ekstremverdier i cm over Sjøkartnull for vann-nivå i utvalgte norske havner for gjentaksintervall 1 – 500 år.  
Nedre del av tabell: Høyeste registrerte vannstand i cm over Sjøkartnull og beregnet gjentaksintervall for den samme verdien.

Gjentaksintervall år	Ekstremverdier av vannstand i cm over Sjøkartnull				
	Oslo	Ålesund	Kr.sund	Kabelvåg	Bodø
1	179	261	280	380	352
5	207	280	297	399	374
10	221	288	305	407	385
20	236	297	313	416	395
25	240	300	316	419	398
50	256	309	324	427	409
100	273	318	332	436	420
500	316	341	353	458	447
Høyeste registrerte	261	305	325	422	404
$R_p(H_{reg})$ år	61	38	56	33	36

Tabell 2 Ekstremverdier i cm over NN1954 for vann-nivå i Oslo for gjentaksintervall 1 – 500 år.

Gjentaksintervall år	Sjøkartnull	LAT	Middelvann	NN1954	OOV
1	179	149	113	98	77
5	207	177	141	126	105
10	221	191	155	140	119
20	236	206	170	155	133
25	240	210	174	159	138
50	256	226	190	175	154
100	273	243	207	192	171
500	316	286	250	235	214



Figur 3 Grafisk framstilling av ekstremverdier for vann-nivå i utvalgte norske havner, gitt som cm over Sjøkartnull. Gjentakintervall for høyeste registrerte verdi er også vist.

## 4 SCENARIER FOR UTVIKLING

Klimaendringer kan føre til endring i meteorologiske parametre som påvirker observert vannstand og stormflo. En økning i vann-nivå forårsaket av vindoppstuvning og lufttrykk, kan i teorien oppheve den gunstige effekten av landhevingen.

Det etterfølgende gir en vurdering av disse forholdene.

Den momentane vann-nivå målt fra middelvann i et punkt på kysten er generelt en sum av bidrag fra astronomisk tidevann og andre meteorologiske effekter.

Det astronomiske tidevann er kjent for all overskuelig framtid og kunngjøres hvert år i tidevannstabeller (1). De dominerende meteorologiske effektene er luft-trykk og vind.

*Lufttrykket* påvirker vann-nivået fordi både luft og vann er fluide medier, og følgelig vil høyt lufttrykk gi et lavt vann-nivå, og høye vann-nivå vil være assosiert med lave lufttrykk.

*Vinden* påvirker vann-nivået ved at vinden påfører en skjærkraft på vannoverflaten som trekker vannet i vindretningen, og den skaper bølger som gjennom 2. ordens drift og brytning fører til en netto-transport i bølgeretningen.

Vi kan da lage en modell der det totale vann-nivå består av ulike delkomponenter:

$$\eta_{\text{tot}} = \eta_{\text{astr}} + \eta_{\text{vind}} + \eta_{\text{luft}} + \eta'$$

der

$\eta_{\text{tot}}$	= totalt vann-nivå
$\eta_{\text{astr}}$	= astronomisk tidevann
$\eta_{\text{vind}}$	= bidrag til vann-nivået av vind-oppstuvning
$\eta_{\text{luft}}$	= bidrag til vann-nivået av luft-trykk
$\eta'$	= diverse andre årsaker (eks ferskvann, temperatur, etc).

Årsaken til at vi velger denne oppdelingen er at vi nå kan undersøke de to fenomenene vind og luft-trykk separat.

Hvis vi eksempelvis forventer en 5 % økning av vindhastigheten fram mot 2050, kan vi beregne hvor stort bidrag vinden ved f eks 50 års returperiode gir for *dagens* estimat for ekstremverdier av vann-nivå. Deretter beregner vi hvor mye høyere vind-bidraget blir ved 5 % høyere vind, og adderer dette til det totale vann-nivået i 2050. Tilsvarende beregning kan gjøres for luft-trykk.

En viktig komponent i vann-nivået er havtemperaturen, dvs den rene termiske utvidelse av vannet i havet ( $\eta'$  i uttrykket ovenfor). I motsetning til vinden og luft-trykket er imidlertid effekten av temperatur umiddelbar, dvs at en økt havtemperatur gir en umiddelbar effekt på havnivået, og den effekten vil derfor være inkludert i netto variasjonen i middelvann (Figur 2).

Høy vindhastighet og lavt luft-trykk er derimot sporadisk forekommende, og vi kan ha hatt en reell endring i disse verdiene uten at det gir utslag i observert vannstand fordi den rette kombinasjonen ikke har inntruffet ennå. Ekstremt høyt vann-nivå vil nemlig kreve sammenfall av både tidevann, vindoppstuvning og luft-trykk.

#### 4.1 Utvikling av vind

Oppstuvning pga vind kan beregnes etter en metode gitt i (3). Her beregnes oppstuvningen som et resultat av vindens skjærkraft over en fri vannoverflate fordelt over dybden. Oppstuvningen er proporsjonal med kvadratet av vindhastigheten, slik at oppstuvningen stiger raskt med økende vindhastighet.

Eksempelvis vil 20 m/s vind over et strøk på 200 km med 100 m vanddyp gi en oppstuvning på 0.29 m, mens en 10 % økning av vindhastigheten til 22.5 m/s gir en oppstuvning på 0.37 m. For tilfellet Festningstunnelen og Oslo er det vindoppstuvningen i Skagerrak mellom Ytre Oslofjord og ned til bassenget nord for Sjælland som er det aktuelle området der den kraftigste oppstuvningen skjer. I tillegg er det er lite bidrag fra lokal oppstuvning i Indre Oslofjord, i havnebassenget mellom Akershus Festning og Nesodden/Bunnefjorden.

For å undersøke om det er reelle tendenser til endret vindstyrke har vi innhentet data fra Meteorologisk Institutt sin målestasjon ved Færder Fyr. Observasjoner ved Færder tas hver 6. time.

Vi har innhentet data fra 1950 – 2008, og inndelt hele perioden i 6 dekader (10 års perioder). Den siste delperioden er noe avkortet, fordi den bare dekker intervallet 2000 – 2008. Data fra disse 6 dekadene er analysert, og en 3-parameter Weibull-fordeling er tilpasset observasjonene. Et eksempel på et slikt plott er vist i Figur 4. Denne figuren viser observasjoner av vind fra Færder fra retning 210° i årene 1990 – 1999. Estimater for vind ved 5 års gjentakintervall vil i de aller fleste tilfellene ligge innenfor det som er observert i en 10-årsperiode, og vi velger derfor i det følgende å se på denne verdien.

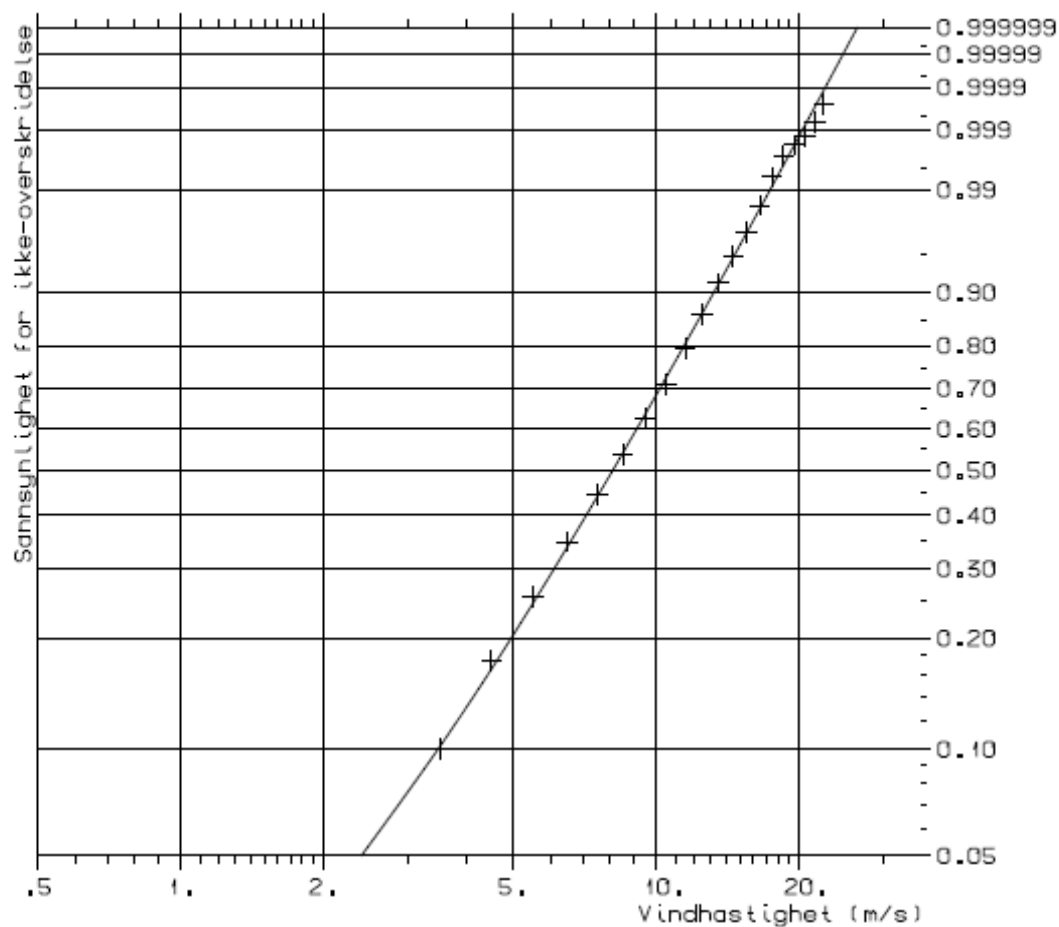
Ved å se på utviklingen av 5-års estimatet for hver 10-års periode kan vi nå se om det finnes tendenser til at vindhastighetene endrer seg i takt med en antatt endring i klimaet.

Resultatet av denne analysen er gitt i Figur 5 til Figur 8. I Figur 5 og Figur 6 ser vi hhv utviklingen av 5-års vindhastighetsestimat og fordelingen av vindobservasjoner i 30° sektorer i perioden 1950 – 2008. I Figur 5 ser vi at 5-års-estimatet på total vind (uansett retning) har vært jevnt synkende i hvert 10-år siden 1970 – 1979.

De retningene som er relevante for denne studien er retningene i sørlig sektor, 120° - 240°. Et klarere bilde av utviklingen trer fram hvis vi ser kun på disse retningene, Figur 7 og Figur 8.

Fra Figur 7 kan vi se en svak tendens til lokale toppe i vindhastighetene i perioden 1950 – 1959, og 1980 – 1989. Siden 1980 – 1989 er det bare retningen 210° som har hatt en økning i vindhastigheten, men denne kan sees i sammenheng med en tilsvarende reduksjon for 180°.

Både hastighetsestimatene og retningsfordelingen viser en stor grad av stabilitet i hele perioden 1950 – 2008, og i den grad det finnes en tendens, så synes den å peke i retning av en svak reduksjon i hastighetsestimatene fra 1950 fram til i dag.



MODELL-FORDELING:

WEIBULL parametre:

Form 2.745  
Skala 10.635  
Lokasjon -1.209

Estimert ved:  
Momentmetoden

ESTIMERTE EKSTREMER:

"RETURPERIODE"	VERDI
- år -	- m/s -
1.0	19.4
5.0	21.2
50.	23.5
100.	24.1

Varighet av overskridelse:  
3.0 timer

OBSERVERT FORDELING:

Middelverdi 8.25  
Standardavvik 3.72  
Skjevhet 0.26

GENERELL INFORMASJON:

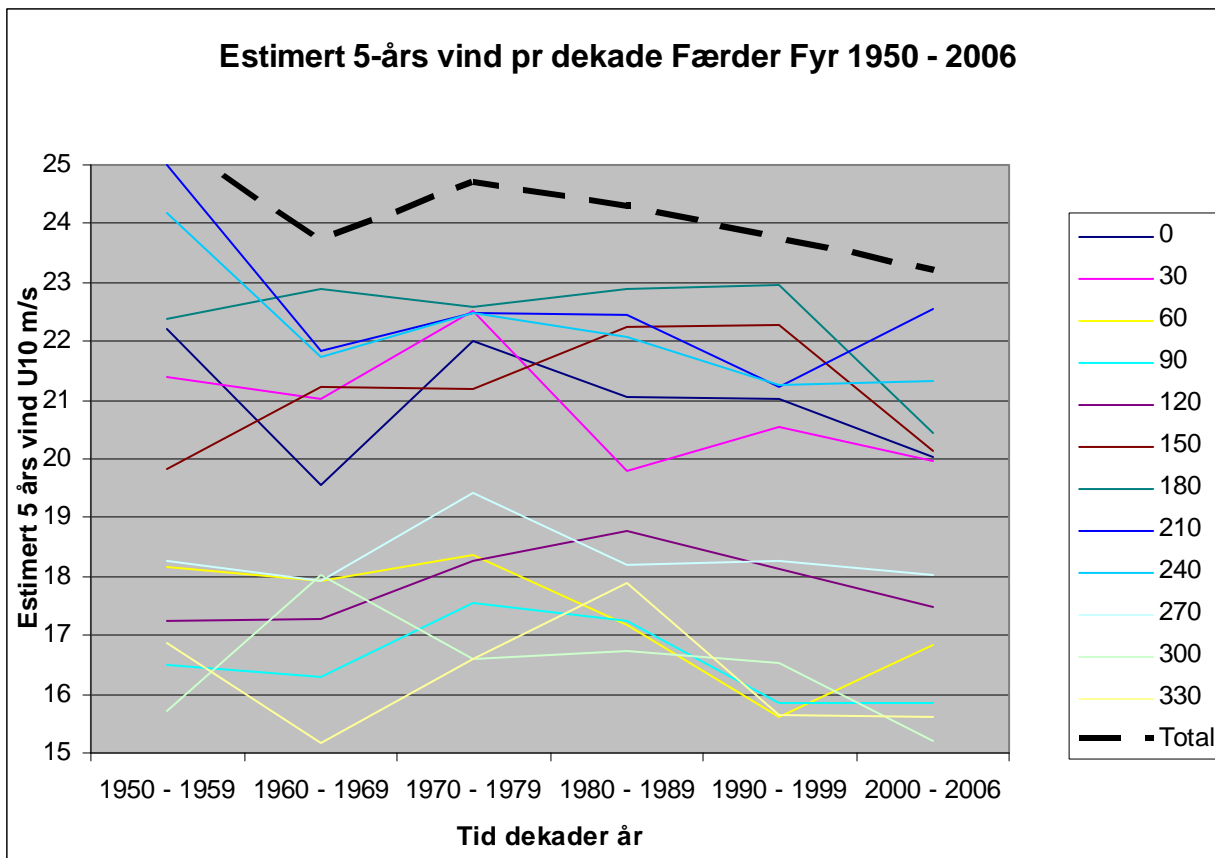
Antall data : 2368  
Antall uavh. data : 197  
Fordelingens vekt : 16.20 %

Færder 1990 - 1999  
Retn 210 10 min **middel**  
Data fra DNMI

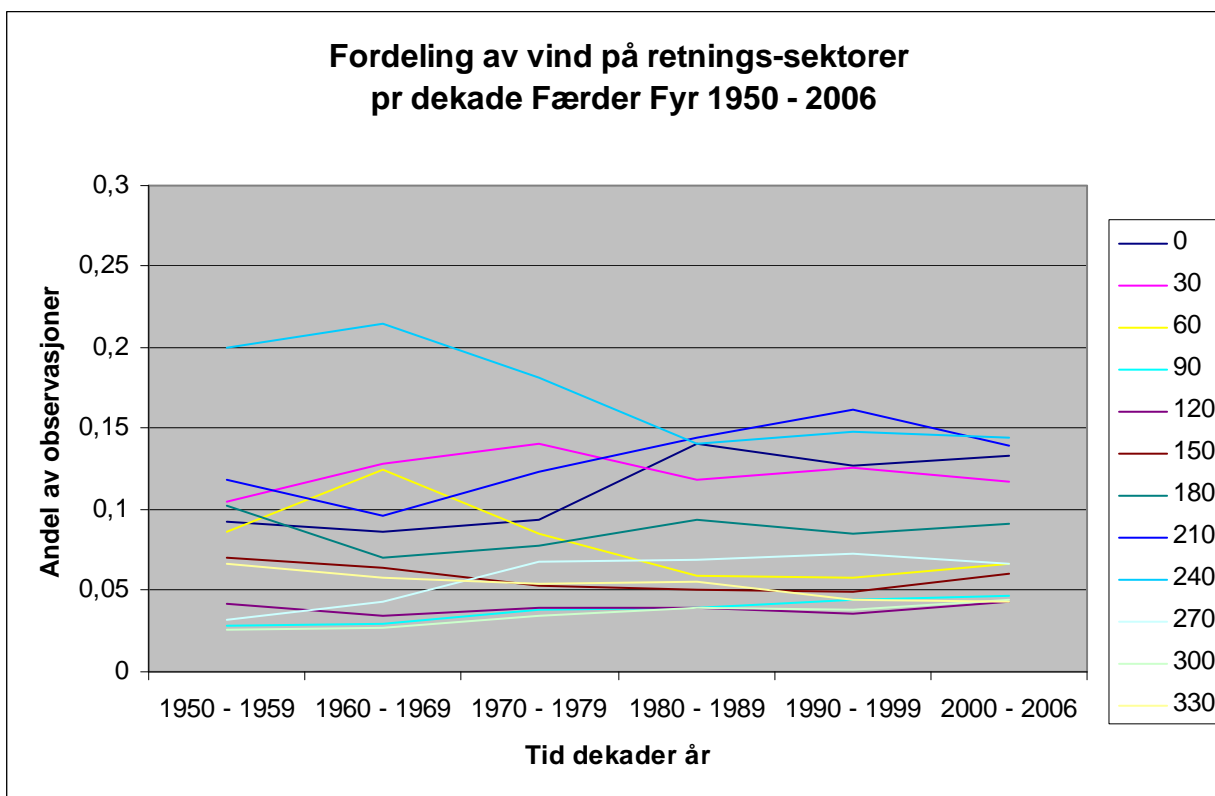
**FIGUR**

SINTEF Kyst og havnelaboratoriet / 2009-08-24

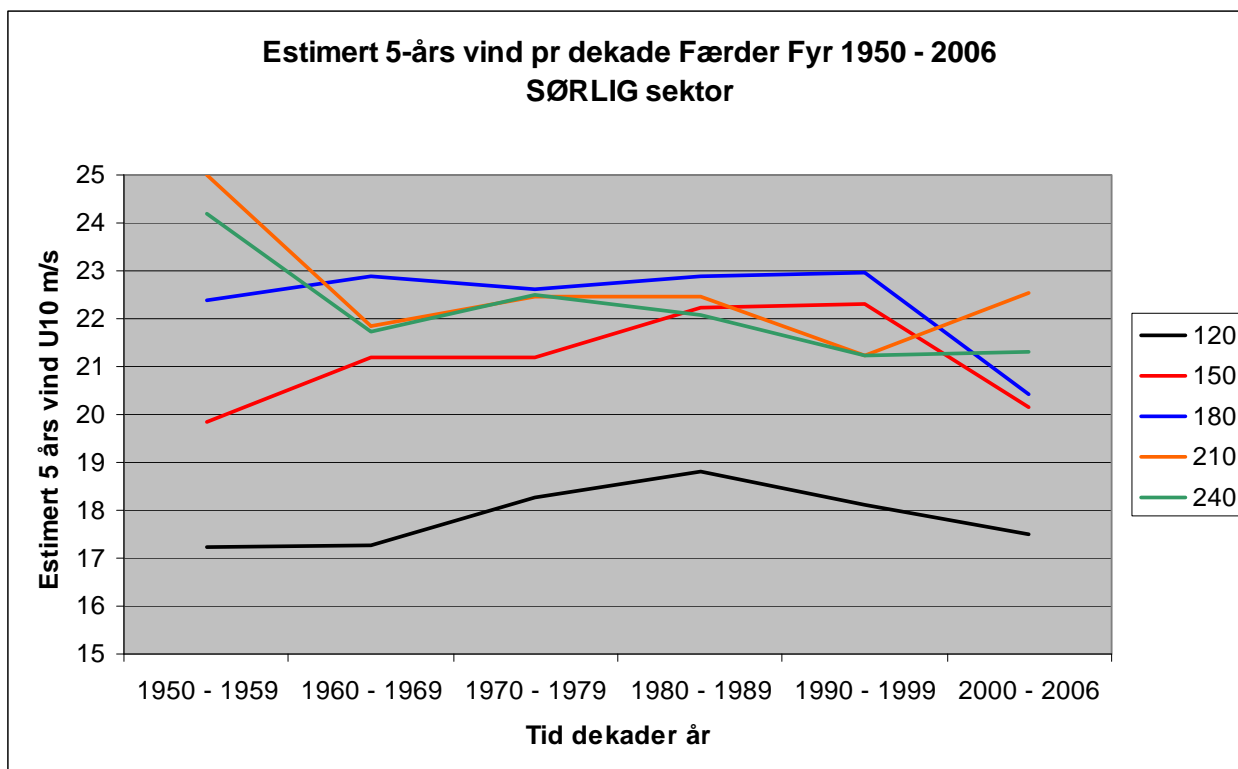
Figur 4 Eksempel på beregning av parametre i 3-parameter Weibull-fordeling. Vindobservasjoner fra Færder Fyr, 1990 - 1999, retning 210°



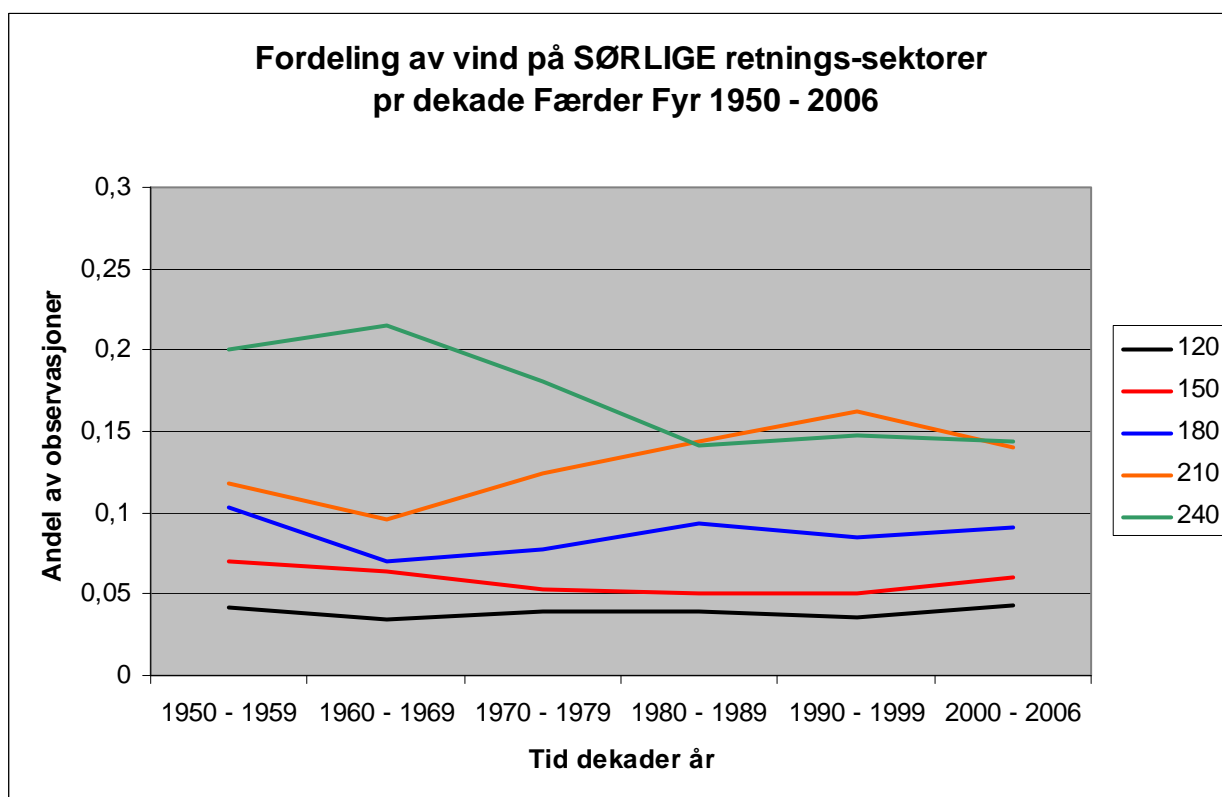
Figur 5 Estimert vindhastighet (10 min middel, i m/s) ved Færder Fyr pr dekode 1950 – 2008, for 30° sektorer og total



Figur 6 Fordeling av vindobservasjoner på retning ved Færder Fyr pr dekode 1950 – 2008, for 30° sektorer



Figur 7 Estimert vindhastighet (10 min middel, i m/s) ved Færder Fyr pr dekada 1950 – 2008, for sørlige 30° sektorer og total



Figur 8 Fordeling av vindobservasjoner på retning ved Færder Fyr pr dekada 1950 – 2008, for sørlige 30° sektorer



## 4.2 Utvikling av luft-trykk

For å analysere luft-trykkets mulige innflytelse på ekstreme vannstander i Oslo har vi sett på to typer fenomener:

1. Er det endringer i sammenheng mellom høye vindhastigheter og lave luft-trykk?
2. Er det en tendens til endringer i det absolutte luft-trykk?

For å undersøke dette har vi innhentet luft-trykkobservasjoner fra Blindern i årene 1980 – 2008. Denne perioden er inndelt i tre delperioder, som er analysert separat: 1980 – 1989, 1990 – 1999 og 2000 – 2008.

Luft-trykket er målt lufttrykk i hPa ved Blindern, justert til havnivå. Det er notert en observasjon pr døgn. Vinden ved Blindern er ikke den samme som skaper vindoppstuvning i Skagerrak, men i dette tilfellet har vi antatt at en høy vindhastighet i Ytre Oslofjord vil merkes som en relativt sett høy vindhastighet ved Blindern.

Observasjoner av daglig gjennomsnittsvind og tilhørende luft-trykk er for de tre delperiodene er vist i Tabell 3 til Tabell 5. Utfra en studie av tabellene kan en se at de høye vindhastighetene er assosiert med ”normale” luft-trykk i området 980 – 1020 hPa. Det var faktisk en sterkere tendens til å få samtidig lavt luft-trykk og høy vindhastighet i perioden 1980 – 1989 enn i 2000 – 2008.

Fordelingen av absolutte lufttrykk er vist som to-dimensjonalt plott og som søylediagram i hhv Figur 9 og Figur 10. Fordelingen av luft-trykkobservasjoner i alle de tre periodene er meget stabil, og det er ikke grunnlag for å konkludere med en tendens mot høyere eller lavere luft-trykk.

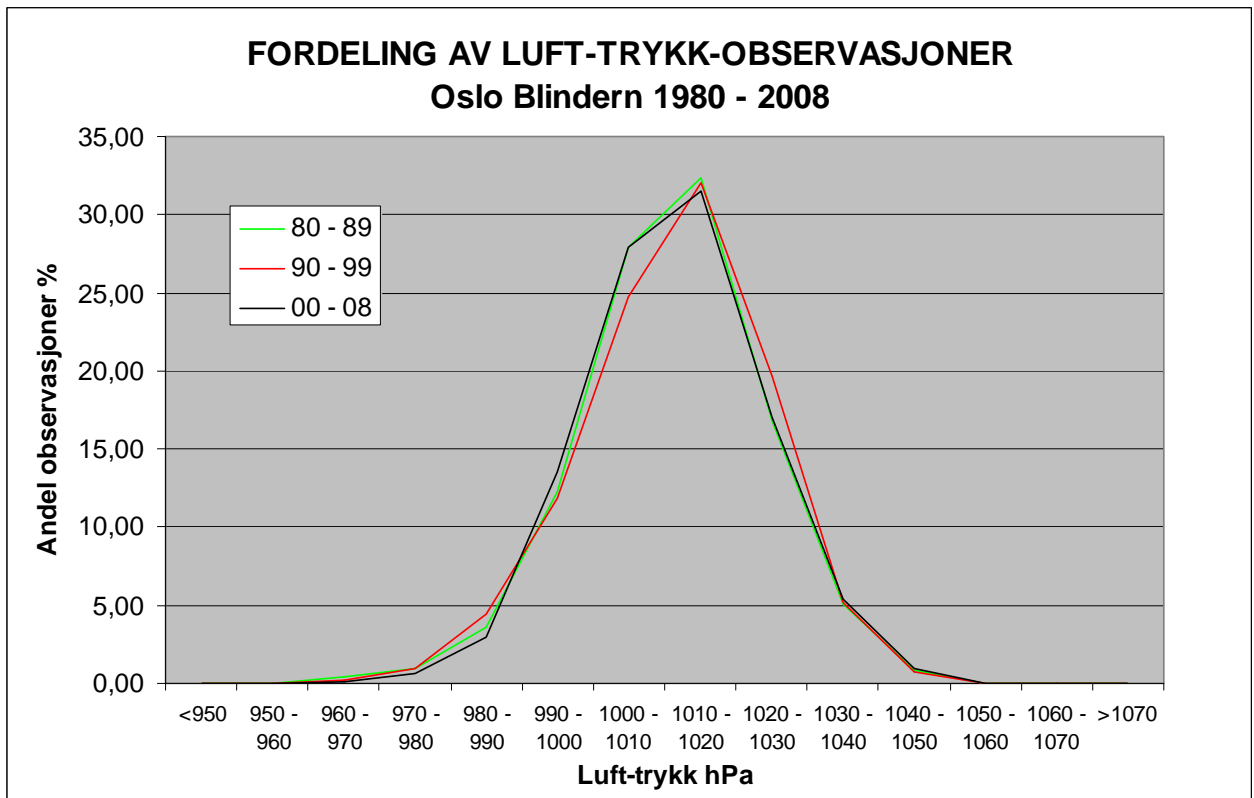
Dette underbygges av observasjoner av det laveste luft-trykk for hvert år i perioden 1980 – 2008. Dette er framstilt grafisk i Figur 11, som viser at trenden siden 1990 har vært at årets minimum blir høyere.

Tabell 3 Fordeling av daglige lufttrykksobservasjoner og samtidig vind ved Blindern, 1980 – 1989.

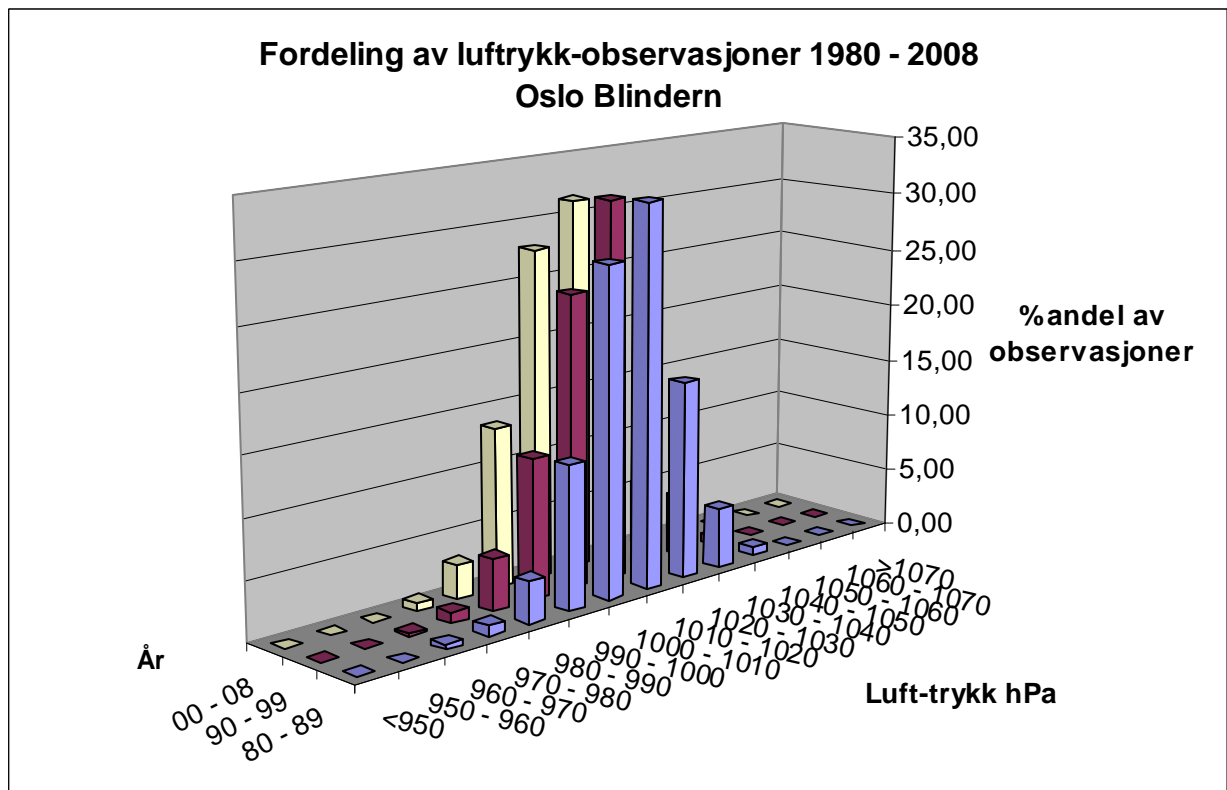
Vind- hastighet m/s	Luft-trykk ved havnivå hPa														
	950	950 960	960 970	970 980	980 990	990 1000	1000 1010	1010 1020	1020 1030	1030 1040	1040 1050	1050 1060	1060 1070	1070	
0,0				1	3	4	10	9	7	3	1				
0,5					6	9	23	27	36	17	2				
1,0			1		7	30	55	107	86	38	9	1			
1,5			1	3	8	49	114	151	96	32	4				
2,0				5	16	42	106	166	69	15	6				
2,5			1	4	12	50	148	206	81	20	2				
3,0			2	3	16	55	134	150	76	16					
3,5			5	1	8	49	102	103	59	10	3				
4,0				5	10	52	94	98	36	8	1				
4,5			1	1	9	25	70	54	23	8					
5,0				2	9	23	51	31	12	6	1				
5,5			1	1	4	18	39	28	17	3					
6,0			2	2	5	18	28	23	5	3	1				
6,5					3	9	17	11	7	2					
7,0				1	5	4	11	7	1	1					
7,5				2	2	3	3	2	1						
8,0					1	2	5	4		1					
8,5					1	2	5	2	1	2					
9,0					1		2	1							
9,5					2	3	1	1							
10,0					1										
10,5				1	1										
11,0						1									
11,5															
12,0				1											
12,5															



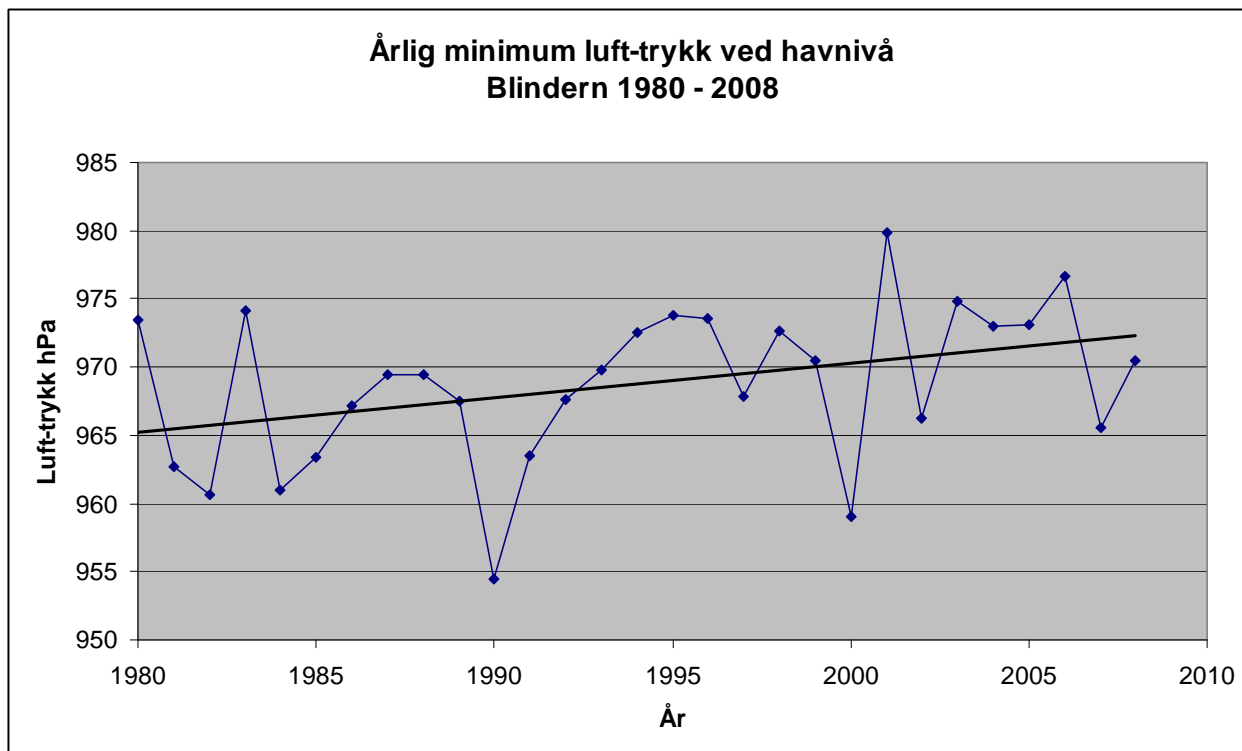




Figur 9 Prosentvis fordeling av observasjoner av daglig luft-trykk ved havnivå ved Blindern 1980 – 2008, fordelt på tre perioder.



Figur 10 Prosentvis fordeling av observasjoner av daglig luft-trykk ved havnivå ved Blindern 1980 – 2008, fordelt på tre perioder.



Figur 11 Årlig minimum luft-trykk målt ved Blindern og justert til havnivå 1980 – 2008 (Blå linje med punkter). Lineær trend er markert.

## 5 ESTIMATER PÅ EKSTREME VANN-NIVÅ I OSLO

Analysene som er vist i Kapittel 4 viser følgende:

- Dagens tendens er at middelvann-nivå i Oslo synker relativt til fast fjell, noe som skyldes at landnivåhevingen er større enn en eventuell havnivåstigning.
- Vinden i Ytre Oslofjord og Skagerrak er stabil og viser ingen tendenser til en økning over de siste 6 tiår som skulle tilsi at bidraget fra vindoppstuvning er i ferd med å øke.
- Luft-trykket i Oslo er stabilt og viser ingen tendenser til at årlige minima blir lavere eller at det er en økning i antall tilfeller av lave luft-trykk som vil kunne gi høyere vannstand enn normalt.
- Samtidige observasjoner av luft-trykk og vind gir ingen holdepunkter for at det er et økende sammenfall mellom lavt luft-trykk og høy vindhastighet.
- Samlet sett gir disse faktoren en reduksjon i risikoen for høy vannstand og stormflo.

Vi kan derfor slå fast at forutsetningene for den statistiske analysen som gir ekstremverdier relativt til middelvann fortsatt holder, og at Sjøkartverkets analytiske metode for vannstandsekstremer kan brukes inntil det påvises endringer i ekstremverdier av vindhastigheter eller lufttrykk. Dersom middelvann i Oslo fortsetter å synke, vil Sjøkartverkets estimater i økende grad være konservative.

For bygninger og konstruksjoner på land skal man normalt benytte et gjentaksintervall (returperiode) på 50 år. Dette gjelder imidlertid for konstruksjoner der det beregnes en last, og det deretter beregnes en kapasitet hvor det inngår sikkerhetskoeffisienter.

I vårt tilfelle benyttes det ikke sikkerhetskoeffisienter, og for alle typer konstruksjoner i sjøen er det blitt normal praksis å benytte et gjentaksintervall på minimum 100 år. Vi anbefaler

derfor å benytte minimum 100 års returperiode for konstruksjoner i sjøen generelt og høyere verdier for konstruksjoner av stor samfunnsmessig betydning spesielt. Verdier gitt relativt til fire alminnelig brukte refereransenivå er gitt i Tabell 6.

Tabell 6 Ekstremverdier for vann-nivå ved 50, 100 og 500 års gjentakintervall i Oslo, relativt til 4 vanlig brukte referansenivå.

Gjentaksintervall år	Vann-nivå relativt til ulike høyder cm					
	Sjøkartnull	LAT	Middelvann	NN1954	OOV	
Rp						
50	256	226	190	175	154	
100	273	243	207	192	171	
500	316	286	250	235	214	

Hvilket gjentakintervall som skal benyttes vil avhenge av spesifikasjonene til konstruksjonen, og det er her viktig å skille mellom *gjentakintervall* og *konstruksjonens planlagte levetid*.

Fordi ekstreme hendelser (som høyt vann-nivå) er tilnærmet tilfeldig fordelt over tidsaksen, er det alltid en viss sannsynlighet for at en konstruksjon med levetid  $x$  år vil oppleve en overskridelse av en ekstremverdi med gjentakintervall  $X$  år, der  $x < X$ . Denne sannsynligheten kan uttrykkes gjennom følgende forhold (4):

$$T = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{P}{100}\right)^{1/N}}$$

der

$N$  = planlagt levetid

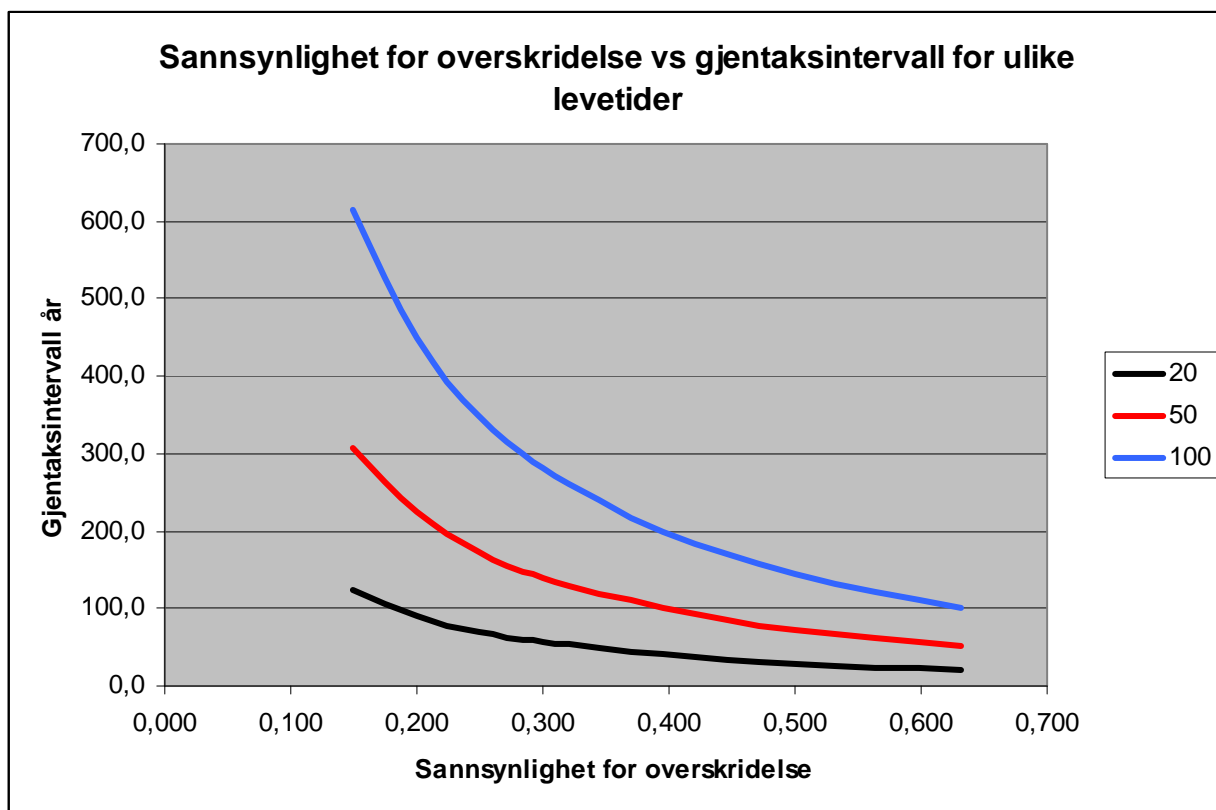
$T$  = gjentakintervall for ekstrem hendelse

$P$  = sannsynlighet for at den ekstreme hendelse vil overskrides i løpet av levetiden  $N$ .

Dette forholdet er vist i Figur 12 for *levetider* 20, 50 og 100 år. Dersom Festningstunnelen dimensjoneres med 100 års gjentakintervall (årlig nominell sannsynlighet for overskridelse  $10^{-2}$ ) og en planlagt levetid på 100 år (5), så er sannsynligheten for at ekstremtilstanden skal overskrides en gang i løpet av levetiden ca 63 %

500 års gjentakintervall (årlig nominell sannsynlighet for overskridelse  $2 \cdot 10^{-3}$ ) kombinert med 100 års levetid gir en sannsynlighet for overskridelse på ca 18 %.

Hvilket gjentakintervall som skal brukes bør være en overordnet avgjørelse i Statens Vegvesen. Begrunnelsen for å bruke 100 års gjentakintervall på en del andre konstruksjoner i sjøen er at en overskridelse vil kun påføre skader på konstruksjonen som lar seg reparere uten å føre til totalhavari av f.eks en molo eller en kai. Denne vurderingen kan være annerledes for undersjøiske tunneler. Til sammenligning er senketunnelen for Øresundsforbindelsen dimensjonert for en returperiode på 10 000 år, det vil si årlig nominell sannsynlighet for overskridelse  $10^{-4}$  (Rambøll, 2008).



**Figur 12** Sannsynlighet for overskridelse vs gjentaksintervall for planlagt levetid 20, 50 og 100 år.  
 Eksempel: En konstruksjon dimensjoneres med 100 års gjentaksintervall og planlagt levetid 50 år (rød kurve). Sannsynligheten for at lasten skal overskrides i løpet av konstruksjonens levetid er da 0.4 (40 %).



## 6 SAMMENLIGNING MED ANDRE KILDER

### 6.1 Miljøverndepartementets rapport, 2008

Bjerknessenteret og Miljøverndepartementet ga i 2008 ut en rapport med estimater av framtidig havnivåstigning i norske kommuner (6). Rapporten gir estimater for alle kommuner i Norge, inkludert Oslo.

Rapporten tar utgangspunkt i estimert, global havnivå-stigning basert på modeller med forankring i IPCC (International Panel on Climate Change), og korrigerer denne stigningen for netto landheving i hver enkelt kommune.

Deretter beregnes ”mulig stormflo” for årene 2050 og 2100. Mulig stormflo beregnes på følgende måte:

*”Ved beregning av mulig fremtidig stormflo ble det tatt utgangspunkt i den høyeste observerte vannstand per dags dato. Deretter ble det lagt til forventet midlere havnivåstigning for år 2050 og 2100, og i tillegg ble det lagt til 5 cm for år 2050 og 10 cm for år 2100, dette på bakgrunn av modeller for fremtidig økning i stormaktivitet og stormflo (Lowe & Gregory 2005).”*

Begrepet ”mulig stormflo” bør derfor *ikke brukes som et dimensjoneringsverktøy eller som en antatt ekstremtilstand*. Det er to årsaker til dette:

1. Startverdien for beregningene er høyeste observerte vannstand i nærmeste standardhavn med justeringer for avstanden til den aktuelle kommune. Dette gir imidlertid en nærmest tilfeldig verdi, fordi gjentaksintervallet til den høyeste observerte vannstand i standardhavnene varierer fra havn til havn. Vi ser av Figur 3 at gjentaksintervallet for høyeste observerte vannstand i 5 norske havner varierer fra 33 år (Kabelvåg) til 61 år (Oslo), og dette er en variasjon som vil trekkes med videre til estimatene for 2050 og 2100.
2. Det er lagt til skjønnsmessig og uniformt over hele Norge 5 cm i 2050 og 10 cm i 2100. Disse tilleggene vil i hovedsak tilsvare de tilleggene som i dette notat er beregnet i i punkt 4.1 (vind) og 4.2 (luft-trykk), selv om vi for Oslo finner at det pr i dag ikke finnes indikasjoner for at disse tilleggene er realistiske. For et enkeltprosjekt slikt som Festningstunnelen går det likevel an å finne estimater på disse tilleggene med større grad av nøyaktighet enn det som er brukt i Bjerknessenterets rapport.

Rapporten fra Bjerknessenteret gir følgende estimater på ”mulig stormflo” for 2050 og 2100.

Tabell 7 Estimert ”mulig stormflo” fra (6).

	2050		2100	
	Netto stigning cm	Mulig stormflo cm NN 1954	Netto stigning cm	Mulig stormflo cm NN 1954
Oslo	7	192	41	231

## 6.2 Klima i Norge, 2009

Norsk Klimasenter gav i 2009 ut en foreløpig utgave av en rapport om klimatilpasning i Norge (7). Her er det benyttet en tilsvarende tilnærming som i den forrige rapporten fra Miljøverndepartementet (6), men estimatene er forbedret ved at man tar utgangspunkt i en beregnet 100-årsverdi for hver kommune.

Tillegget for en generell endring i klimaforholdene er også nyansert noe ved at det for 2050 er lagt til  $5 \text{ cm} \pm 2.5 \text{ cm}$ , og for 2100  $10 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$ .

Resultatet av disse beregningene er gitt i Tabell 8. Her ser en at i gunstigste fall så vil landhevingen omtrent holde tritt med havnivåhevingen i Oslo fram til 2050, mens en i ugunstigste fall kan få en netto heving på 21 cm.

Tabell 8 Fra (7): Øvre og nedre verdier for havnivåstigning og stormflo (100 års returnivå) medregnet usikkerheter i havnivåstigning.

	2050				2100			
	Havstigning (cm)		Stormflo (cm) Relativt NN1954		Havstigning (cm)		Stormflo (cm) Relativt NN1954	
	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.
Tromsø	10	32	229	251	43	98	267	322
Trondheim	-1	21	246	268	22	77	274	329
Bergen	15	37	178	200	53	108	221	276
Stavanger	17	39	143	165	58	113	189	244
Oslo	-1	21	189	211	21	76	216	271

## 7 STATUS FOR FESTNINGSTUNNELEN

Etter opplysninger levert av Reinertsen AS (8) er Festningstunnelen utført som et støpt betongtrau med sidevegger (vanger) av armert betong. Trau og vanger er kontinuerlig og er dimensjonert for å tåle ytre vannpress, og det er dermed topp av vange som er den kritiske høyden for tunnelen.

Den høyeste registrerte vannstand i Oslo er 261 cm over sjøkartnull, registrert 04 des 1914.

### 7.1 Østsiden

I hht til (8) har vi ved

*”av- og påkjøringsrampene til Festningstunnelen/Bjørvikatunnelen:*

***Rampe Drammen - Myntgaten***, som er dagens rampe Drammen-Skippergate (Danskeløpet). Her har betongtrauet en terskel på kote 1,65.

*Denne kan bygges under kjørebanelen slik at terskelhøyden (betong + asfalt) kan bli ca. 2,10. Høyden på laveste vange er 2,47.”*

Denne vangehøyden er den laveste som er nevnt for anlegget, og er referert til OOV. OOV ligger 0.212 m over NN1954, slik at høyden på laveste vange er 226 cm over NN1954, og 307 cm over Sjøkartnull.

Denne høyden tilsvarer et nivå med 295 - 360 års returperiode. Variasjonsområdet gjenspeiler usikkerheten i tall-materialet, se omtale av usikkerheter i Kapittel 3.

### 7.2 Vestsiden

I vestenden av Festningstunnelen på Framnes-sida er terrenget noe lavere, og preget av store, relativt flate områder, se Figur 13.

På vestsida er kaiområdene hevet, mens terrenget ved jernbanesporene og inn mot bebyggelsen fortsatt er lavt. Eventuelt overvann vil derfor først strømme inn over jernbaneområdet og deretter angripe tunnelåpningen fra nord. Etter opplysninger gitt av SV er laveste høyde på i tunnelåpningen på Framnes-sida 1.8 m over OOV, dvs 201 cm over NN1954 og 282 cm over sjøkart-null.

Den kritiske høyden på Framnes-sida tilsvarer en returperiode på 127 - 143 år.



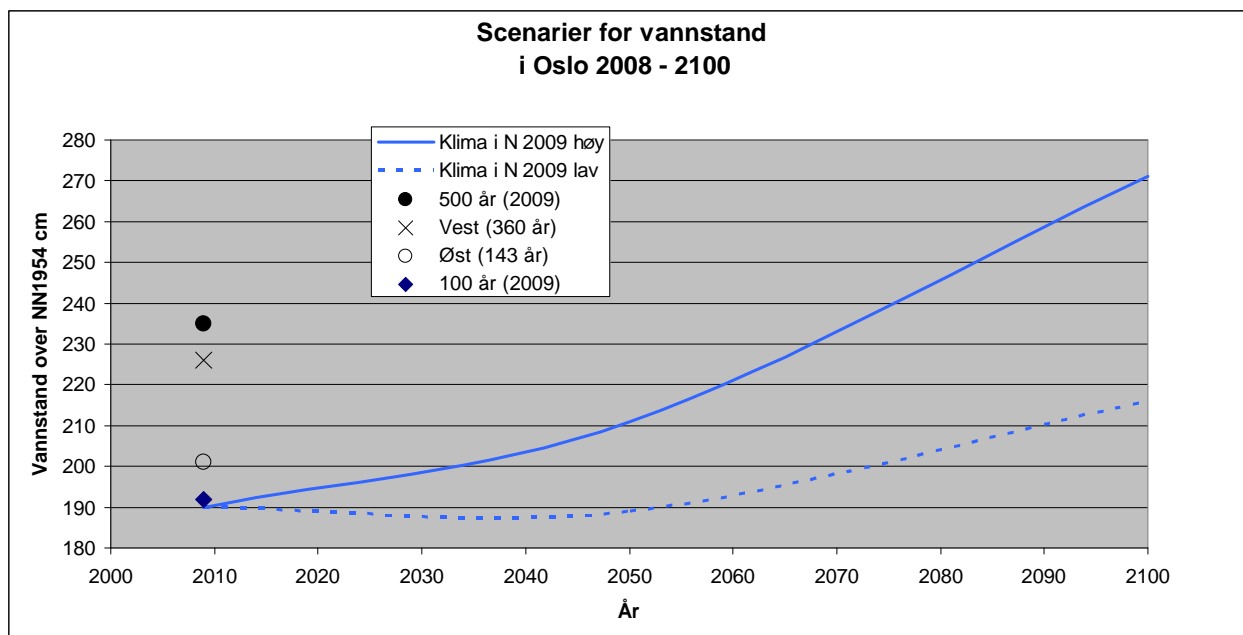
Figur 13 Luftfoto av Festningstunnelens vestende ved Framnes (Arealis). Tunnelen er markert med stiptet gul linje midt i bildet. Området ved jernbanesporene og inn mot bebyggelsen er lavere enn kaifronten, og eventuelt overvann vil strømme inn fra vest og dreie mot sør i retning tunnel-åpningen.

## 8 OPPSUMMERING AV SCENARIER

En oppsummering av scenariene er vist i Figur 14. Det er knyttet en del forutsetninger til disse scenariene:

1. Klima i Norge rapporten er basert på bruk av 100 års gjentaksintervall for de beregnede ekstremer.
2. SINTEFs estimater er angitt for gjentaksintervall 100 år og 500 år. Dersom planlagt levetid er 100 år, så er 100 års gjentaksintervall for lite etter normal dimensjoneringspraksis, og bruk av 250 – 500 år er mer rimelig. Nivå for årlig nominell sannsynlighet for overskridelse bør også vurderes ( $10^{-2}$ ,  $10^{-3}$  eller  $10^{-4}$ )

Dersom 100 års returperiode ansees som akseptabelt, så kan man finne tidspunktet da denne verdien ikke lenger er oppfylt ved å følge punktet for hhv øst og vest horisontalt bortover. Dersom det høyeste vann-nivåscenariet slår til, så vil vest-enden ha 100 års returperiode fram til ca 2035, og dersom det laveste scenariet slår til, så vil 100 års returperiode holde fram til ca 2075.



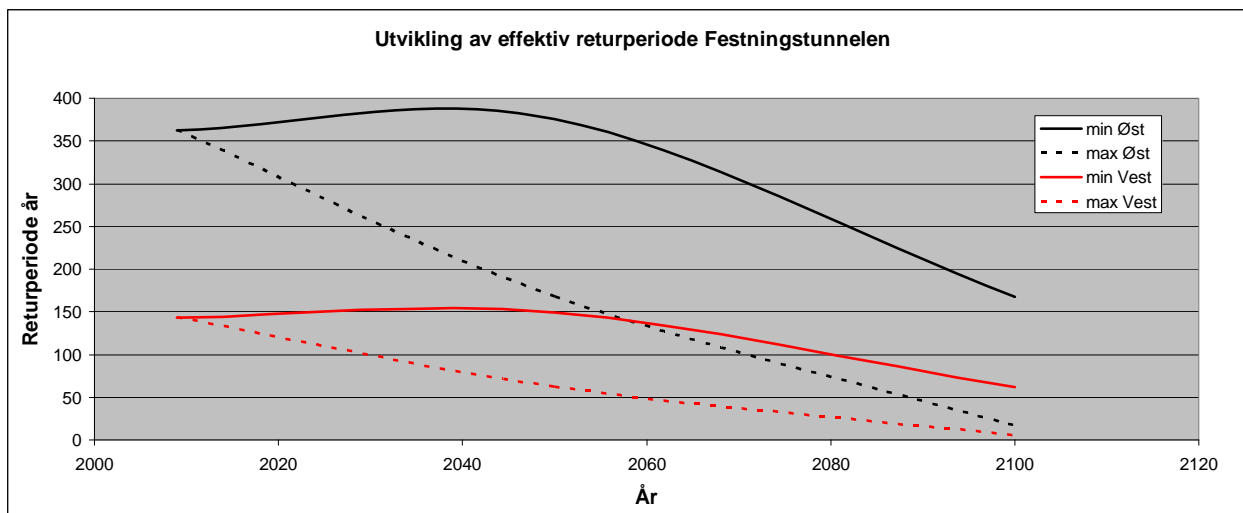
Figur 14 Illustrasjon av scenarier for vannstand i Oslo. Kurvene viser ekstrem vannstand ("mulig stormflo") i hht rapporten Klima i Norge (7, 2009). Klima i Norge-rapporten er vist med et høyt og et lavt estimat, basert på 100 års returperiode. Punktene viser estimater i denne rapporten for dagens situasjon, med hhv 100 års returperiode, laveste høyde i vest og laveste høyde i øst og 500 års returperiode.

Dagens situasjon viser at Festningstunnelen med laveste nivå på 226 cm over NN1954 er dimensjonert for en returperiode på 260 - 360 år (eller årlig nominell sannsynlighet for overskridelse på ca  $1/300 = 2.77 \cdot 10^{-3}$ ). Oppdragsgiver må vurdere om dette er akseptabelt.

En annen måte å illustrere situasjon på er å se hvordan returperioden for Festningstunnelen vil utvikle seg i årene framover. Det er estimert at en laveste vangehøyde i prosjektet på 307 cm over Sjøkartnull (Kapittel 7) tilsvarer en returperiode i 2009 på 260 – 360 år.

*Dersom middelvannstanden i Oslo fortsetter å synke, og tendensen til at det ikke kan sees forverringer i vind eller luft-trykk fortsetter, så vil den effektive returperioden øke, og sikkerheten mot vanninntrenging i Festningstunnelen vil øke.*

Dersom middelvannstanden derimot starter å stige, så vil vi få en tilsvarende reduksjon av returperioden og en tilhørende redusert sikkerhet mot vann-inntrenging. Dette er vist i Figur 15.



Figur 15 Utvikling av effektiv returperiode ved eventuell havnivåheving i Oslo. Scenariet for havnivåheving er hentet fra Klima i Norge (7, 2009) med et minimumsalternativ og et maksimumsalternativ.

Denne figuren viser hvordan returperioden vil synke dersom klimascenariet som er skissert i Klima i Norge (7, 2009) skulle bli realisert. Figurene er basert på beregnet heving av middelvannstand i Oslo (dvs uten stormflo), og ekstremverdiene er beregnet på grunnlag av avviket fra middelvannstanden i perioden 1914 – 2009. Kritisk nivå er den antatt laveste vange i Festningstunnelen, som er 307 cm over sjøkartnull, og 241 cm over dagens middelvann.

Vi ser at i dagens situasjon er den effektive returperioden ca 350 år. (Se omtale av usikkerheter i Kapittel 3).

I det ugunstigste tilfellet vil returperioden synke til 140- 160 år i 2050, mens den i aller gunstigste tilfelle vil øke til 270 – 370 år i 2050.

Dersom de verste framskrivningene av hevet vann-nivå slår til fram mot 2100, vil returperioden synke til ca 16 år i 2100, evt falle til ca 150 år dersom det gunstigste tilfellet slår til i 2100.

*I øyeblikket (2009) kan vi imidlertid konstatere at det er det gunstigste tilfellet som er under utvikling (svart heltrukket kurve i Figur 15), og vi står derfor ikke overfor noen forverring av sikkerheten i tunnelen innenfor de nærmeste årene (fram mot 2020 – 2030).*

Vi kan også se på forholdet mellom levetid, returperioder og sannsynlighet for overskridelser i lys av den antatte utvikling. Her har vi sett på tre scenarier for den østlige inngangen til Festningstunnelen:

1. Høyt scenario tilsvarer den største hevingen av middelvannstanden i Oslo (+76 cm i 2100)
2. Lavt scenario tilsvarer den minste hevingen av middelvannstanden i Oslo (+21 cm i 2100)
3. Ingen endring tilsvarer at landheving og vann-nivåstigning holder tritt, slik at nettoeffekten er null i 2100.

Disse scenariene er undersøkt for en antatt levetid på 50 og 100 år. Sammenhengen mellom levetid, returperiode og sannsynlighet for overskridelse som er gjengitt i Kapittel 5 (side 17) forutsetter en stabil tilstand, og en situasjon der middelvann ikke er stabilt kan ikke beskrives med dette uttrykket. Vi kan imidlertid se på hvordan situasjonen er ved levetidens start og slutt.

Tabell 9 viser en beregning under disse forutsetninger, der antatt heving av middelvannet er framskrevet til hhv 2060 og 2110 (levetid 50 og 100 år).

Vi ser at dersom den høyeste vann-standssgningen slår til, så vil middelvann i 2060 ha steget med 29 cm (tilsvarende slutten av 50 års levetid regnet fra 2010), og den effektive returperioden vil ha sunket fra dagens 360 år til 122 år. I dagens situasjon er sannsynligheten for at en overskridelse skal finne sted innenfor levetiden på 50 år 0.15, mens denne sannsynligheten vil ha steget til 0.34 i 2060. Den reelle sannsynligheten for en overskridelse innenfor perioden 2010 - 2060 er altså et sted mellom 0.15 og 0.34.

Ved det høyeste scenariet er returperioden sunket til 8 år i 2110, og sannsynligheten for overskridelse går dermed mot 1.0 fordi levetiden er blitt lengre enn returperioden.

Tabell 9 Beregning av sannsynligheter for overskridelser av høyeste nivå før østenden av Festningstunnelen. I dagens situasjon er laveste vange (kritisk nivå) 307 cm over Sjøkartnull, tilsvarende en returperiode på 360 år.

Scenario	Levetid år	Økt vannstand ved levetidens slutt cm	Returperiode i dag år	Returperiode ved levetidens slutt år	Sannsynlighet for overskridelse i dag	Sannsynlighet for overskridelse ved levetidens slutt
Høy	50	29	307	122	0.15	0.34
	100	91		8	0.28	≈ 1.0
Lav	50	2		336	0.15	0.14
	100	28		127	0.28	0.38
Ingen endring	50	0		307	0.15	0.15
	100	0		307	0.28	0.28

## 9 ANBEFALT STRATEGI OG TILTAK

Vi vil anbefale en stegvis og avventende strategi for å håndtere effekter av klimaendringer i Festningstunnelen. Vi anbefaler følgende tiltak.

1. Bestemme om dagens sikkerhetsnivå tilsvarende en 130 – 360 års returperiode for overskridelse av laveste vange ved hhv vest- og øst-enden av Festningstunnelen er akseptabelt for Statens Vegvesen.
2. Dersom dagens sikkerhetsnivå finnes tilfredsstillende, bør situasjonen overvåkes og eventuelle tiltak bør settes inn når det kan dokumenteres at
  - middelvannstanden øker i Oslo, og/eller;
  - vind og luft-trykk-observasjoner viser at ekstreme avvik fra middelvann vil øke i hyppighet
3. Innenfor en periode på 10 – 20 år er det usannsynlig at det vil oppstå en situasjon der sikkerheten i Festningstunnelen (mhp ekstrem vannstand) vil bli verre enn den er i dag.
4. Vi anbefaler at det senest i 2020 gjennomføres en analyse med samme innhold som denne studien for å oppdatere tallgrunnlaget, og eventuelt ta stilling til tiltak som ansees nødvendige på det tidspunktet. I perioden fram til neste oppdatering av analysen anbefaler vi også at det for hvert år gjennomføres en kontroll av utviklingen i årlig middel-vannstand (tilsvarende Figur 2).
5. Forutsatt at man finner at dagens sikkerhetsnivå i Festningstunnelen er tilfredsstillende, anbefaler vi ingen tiltak eller inngrep i Festningstunnelen nå.



## 10 REFERANSER

1. Statens Kartverk Sjø: Tidevannstabeller for Den norske kyst med Svalbard samt Dover, England, årlige utgaver
2. Oslo Kommune, Plan og Bygningsetaten, web-sider om fastmerker
3. Manual on the use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering, CUR Centre for Civil Engineering Research and Codes, 1991
4. British Standard BS 6349 Part 7
5. Referat - Sikring av E18 sentrumstunnelen(e) mot ekstremt havnivå, referat fra møte holdt 23.01.2009, Petkovic/Wibe
6. Bjerknes-senteret, Miljøverndepartementet: Havnivåstigning - Estimer av fremtidig havnivåstigning i norske kystkommuner, rapport 2008
7. met.no – Bjerknessenteret – Nansensenteret – Havforskningsinstituttet – NVE: Klima i Norge 2100 Bakgrunnsmateriale til NOU Klimatilpasning, foreløpig utgave 2009
8. B. Taugbøl, Reinertsen AS: Festningstunnelen – terrengkart: Email med høydeopplysninger fra Reinertsen til Statens Vegvesen/Petkovic, 07 sep 2009.
9. IPCC (2007). The Fourth Assessment Report. [www.ipcc.ch](http://www.ipcc.ch)
10. Rambøll (2008). Eksempler på acceptkriterier (returperioder) for markante nybyggerier og nye byområder I Danmark. Personlig kommunikasjon



**FV 658**

**VEGFYLLING VALDERHAUG - GISKE**

**Vurdering av stabilitet ved  
eventuelle klimaendringer**



**SINTEF Byggforsk**  
Kyst- og havneteknikk

Postboks: 4760 Sluppen  
Postadresse: 7465 Trondheim  
Besøk: Klæbuveien 153  
Telefon: 73 59 30 00  
Telefaks: 73 59 23 76

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

# NOTAT

GJELDER

**FV 658 - VEGFYLLING VALDERHAUG -  
GISKE - VURDERING AV STABILITET VED  
EVENTUELLE KLIMAENDRINGER**

BEHANDLING

UTTALELSE

ORIENTERING

ETTER AVTALE

GÅR TIL

G. Petkovic, Vegdirektoratet

ARKIVKODE

GRADERING

ELEKTRONISK ARKIVKODE

Notat\_giske.doc

PROSJEKTNR.

DATO

2010-09-06

SAKSBEARBEIDER/FORFATTER

Arne E. Lothe

ANTALL SIDER

19

## 1 INNLEDNING

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, har initiert et større prosjekt rettet mot utredning av mulige effekter av klimaendringer for veg- og samferdselssektoren. Som en del av dette prosjektet har SINTEF fått i oppdrag å undersøke tilstand og mulige tiltak for fire undersjøiske tunneler og to vegfyllinger.

En av fyllingene som skal vurderes er fyllingen mellom Valderhaug og Giske.

Dette notatet inngår som en del av SINTEFs oppdrag, og er en analyse som er begrenset til Giskefyllingen.

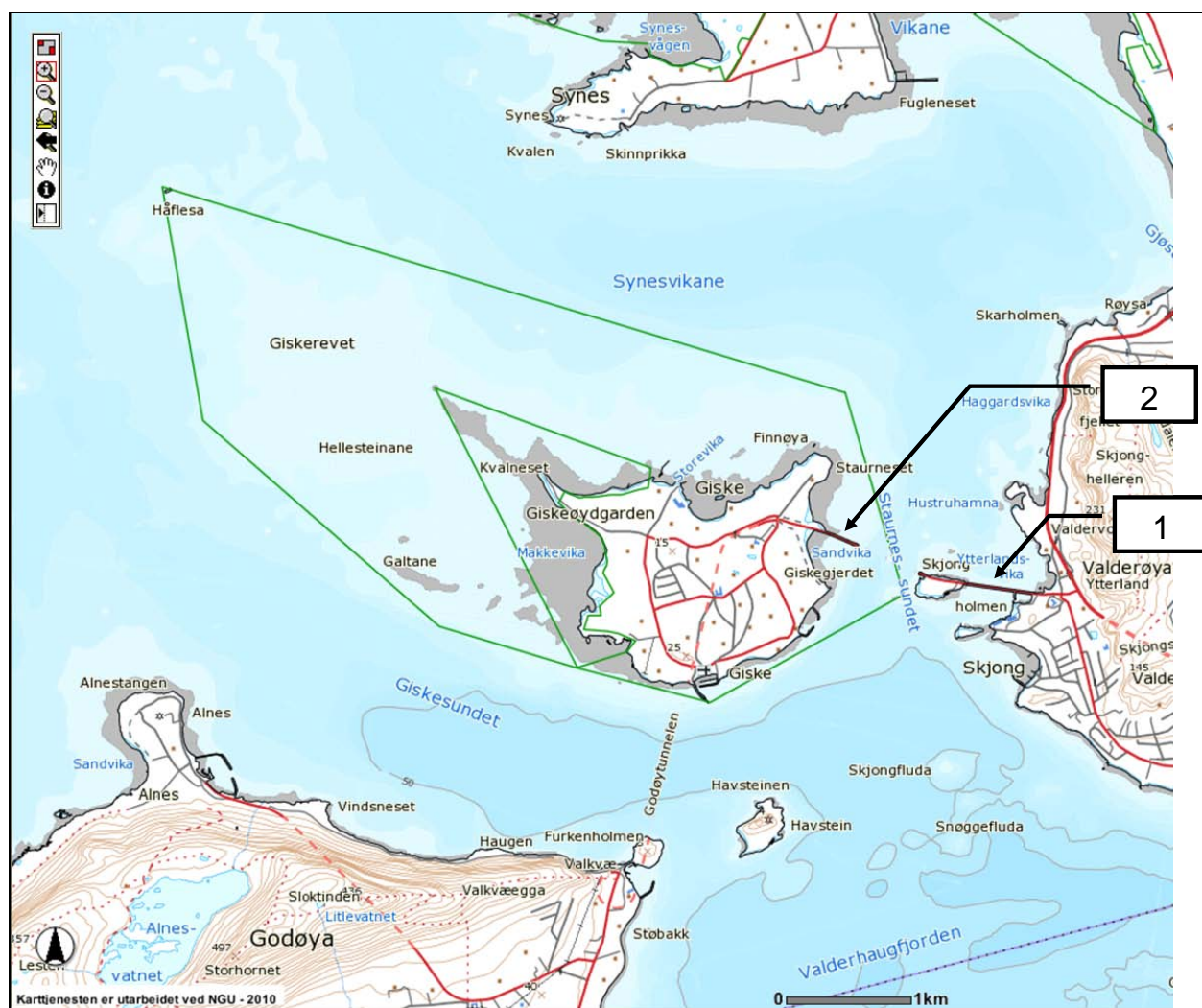
## 2 METODE

Giskefyllingen ligger på østsiden av øya Giske, og er skjermet for direkte påvirkning av havsjø. Bølger kan imidlertid nå fram som delvis dempet dønning. I retning NV fra Giske finner man Giskerevet, et grunt område med dybder 1 - 6 m. Giskerevet bidrar også til å dempe de bølgene som kan komme inn nord og sør for Giske.

I evalueringen av fyllings-stabilitet har vi tatt hensyn til både vann-nivå og mulig heving av vann-nivået fram mot 2050 og 2100, og bølger som kan komme inn mot fyllingen. Bølgene omfatter både dønning og lokal vindsjø.

Årsaken til at vi her betrakter både bølger og vann-nivå er at en isolert betraktning av nivåer på vegbanen viser at vegbanen ligger langt over det nivået som havet kan komme til å stige opp til innenfor de neste 100 år. En kombinasjon av høyt vann-nivå og høye bølger vil imidlertid utgjøre et scenario som bør vurderes.

Et kartutsnitt som viser Giskefyllingen er vist i Figur 1. Forbindelsen består av en fylling fra Valderøysida ut til øya Skjong som ligger i Staurnes-sundet, og deretter ei høg betongbru fra Skjong som går over i ei ny fylling inn til Giske. På Skjong er det også ei kort fylling ut til brua på vestsida.



Figur 1 Kart over Giske og Giskefyllingen med dybdekonturer. Profilene 1 og 2 hvor Vegvesenet har observert tilstanden for fyllingen er markert.

For å analysere bølger inn mot Giskeforbindelsen har vi tatt utgangspunkt i en langtidsserie av bølger som er beregnet av DNMI i punktet 1318, som ligger i posisjon N 63.1° / E 4.1°, dvs ca 100 km vest for Giske. Deretter er det laget en numerisk refraksjonsmodell som omfatter omtrent det området som er vist i Figur 1, og det er beregnet hvordan bølger fra sektorene 240°, 270°, 300° og 330° vil forplante seg fra åpent hav og fram til Giske-forbindelsen.

Lokale bølger i området er beregnet ved å ta utgangspunkt i vind-data fra Ålesund Lufthavn, Vigra.

Til slutt er alle data satt inn i en statistisk modell som beregner sannsynlighet for overskridelse av gitte sjøtilstander, f eks bølger som opptrer hvert 50 eller 100 år.

Vann-nivå er beregnet basert på data publisert av Sjøkartverket for Ålesund. Her kan man hente ut verdier for f eks 50 eller 100 års returperiode, og til dette kan man legge til forventet økning i vannstanden fram til 2050 og 2100.

Den endelige vurderingen av fyllingens kapasitet er basert på to kriterier:

1. Fyllingens evne til å overleve en dimensjonerende situasjon i dag og i framtiden, dvs dens evne til å forbli intakt og uskadet etter angrep av bølger i et dimensjonerende tilfelle (i 2010, 2050 og 2100);
2. Fyllingens evne til å beskytte trafikanter som befinner seg på fyllingen i et dimensjonerende tilfelle, dvs dens evne til å hindre oppskylling som er så kraftig at det kan true sikkerheten til trafikantene.

Denne vurderingen foregår ved å starte med et antatt tilfelle med ekstremt høy vannstand i 2010, 2050 og 2100. Fordi denne tilstanden vil inntreffe under sterk og vedvarende vind fra vestlig sektor, må vi anta at ekstremt høye bølger vil sammenfalle med ekstremt høy vannstand.

Vi beregner så den oppskyllingen som bølgene genererer og sammenligner oppskyllingshøyden med fyllingens fribord.

### 3 DATAGRUNNLAG

Datagrunnlaget for analysen er følgende:

1. Ekstremverdier av hindcastdata fra grid punkt 1318 i perioden 1979 - 2004
2. Vind-data fra Vigra 1995 - 2004
3. Dybde data fra området rundt Giske innhentet fra Arealis/NGU
4. Observasjoner av høyder og blokkstørrelser i fyllingen målt av Statens Vegvesen
5. Vannstandsdata fra Ålesund innhentet fra Sjøkartverket
6. Brev fra statens Vegvesen, Region Midt, med plantegninger og oppmålinger fra hhv 1986 og 1990.

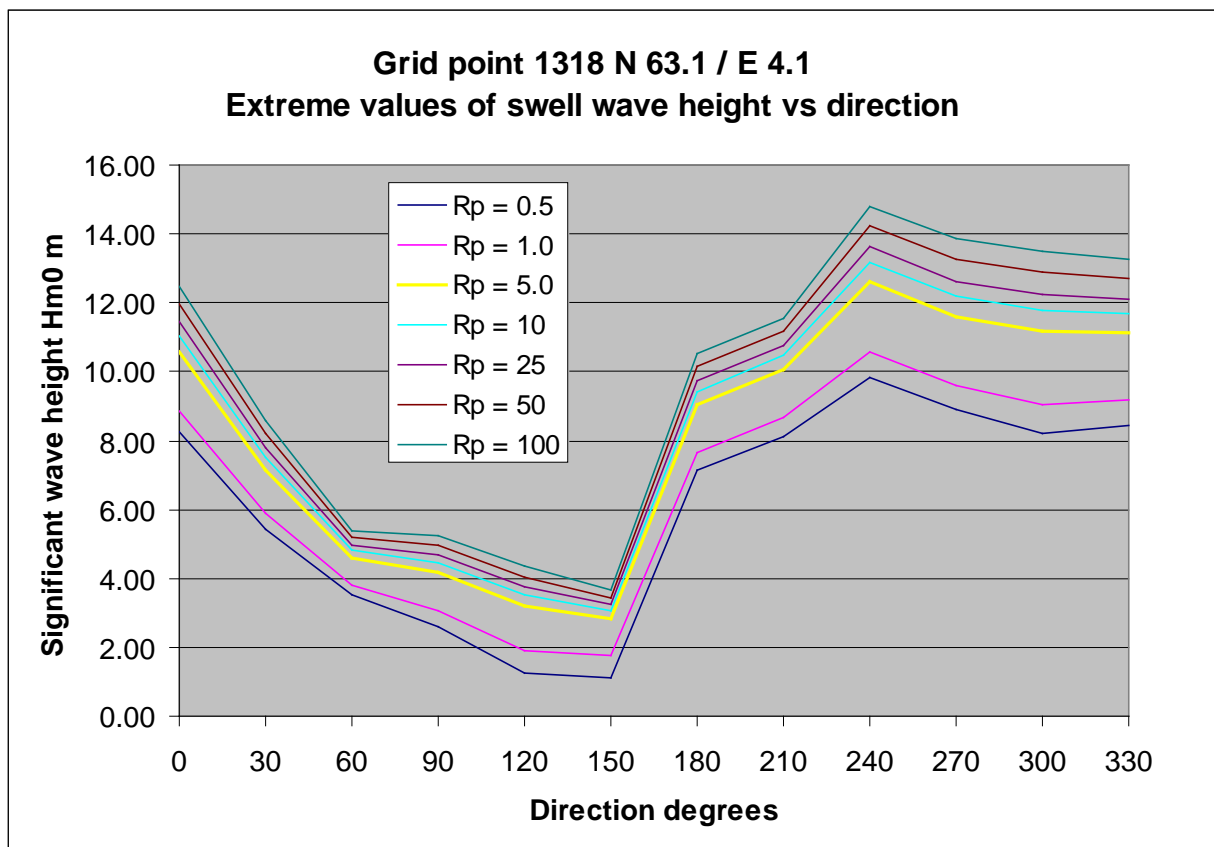
### 4 BØLGEBELASTNING

#### 4.1 Bølger i åpent hav

Resultatet av behandlingen av data fra punkt 1318 1970 - 2004 er vist i Figur 2. Figuren viser ekstremverdier av signifikant bølgehøyde mot retning for ulike returperioder ( $R_p$ , angitt i år). Vi ser at det som ventet er bare små bølger som kommer fra østlig sektor (fralandsvind), mens vestlig sektor dominerer, med en antydning til en maksimalverdi fra retning  $240^\circ$ .

Signifikant bølgehøyde  $H_s$  er definert som gjennomsnittsverdien av den høyeste tredjedelen av alle bølger i en registrering som gjerne er 17 - 60 minutter lang. Den høyeste bølgen innenfor en slik registrering er ca  $2.0 \times H_s$ .

Perioden for disse bølgene vil ligge i intervallet 12 - 16 s.



Figur 2 Fordeling av ekstremverdier av bølgehøyder i åpent hav (Punkt 1318).  $R_p$  er returperioden i år.

#### 4.2 Havsjø og dønning ved Giskefyllingen

For å beregne bølgenes forplantning i farvannet rundt Giske har vi benyttet den numeriske refraksjonsmodellen STWAVE. For å kunne kjøre modellen trenger vi en modell av bunnen, som er hentet fra NGU/Sjøkartverkets Arealis-løsning, og dybdene er manuelt digitalisert. Resultatet er vist i Figur 3.

Modellen er deretter kjørt for flere kombinasjoner av retning og bølgeperiode. De tilfellene som er undersøkt er vist i Tabell 1.

Tabell 1 Oversikt over analyserte tilfeller med refraksjonsmodell

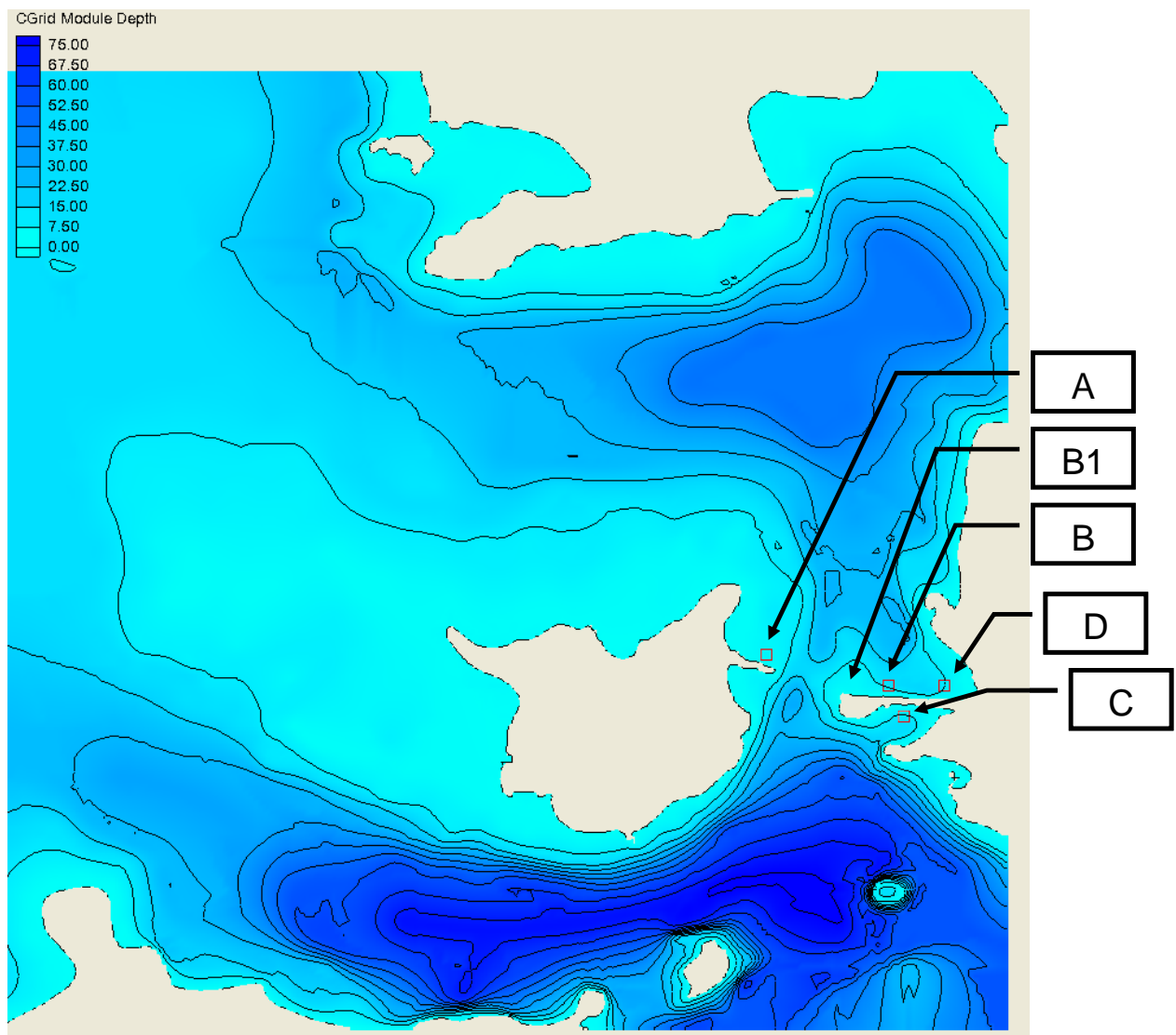
Geografisk retning °	Retning i UTM-koordinater ° (Figur 3)	T = 10 s	T = 12 s	T = 14 s	T = 16 s
240	235	x	x	x	x
270	265		x	x	x
300	295		x	x	x
330	325		x	x	x

Retninger lenger sør enn 240° er uaktuelle fordi havsjøen her vil dempes av Runde.

I alle kjøringene er det brukt et standard JONSWAP-spektrum med følgende bølgeparametere i åpent hav:

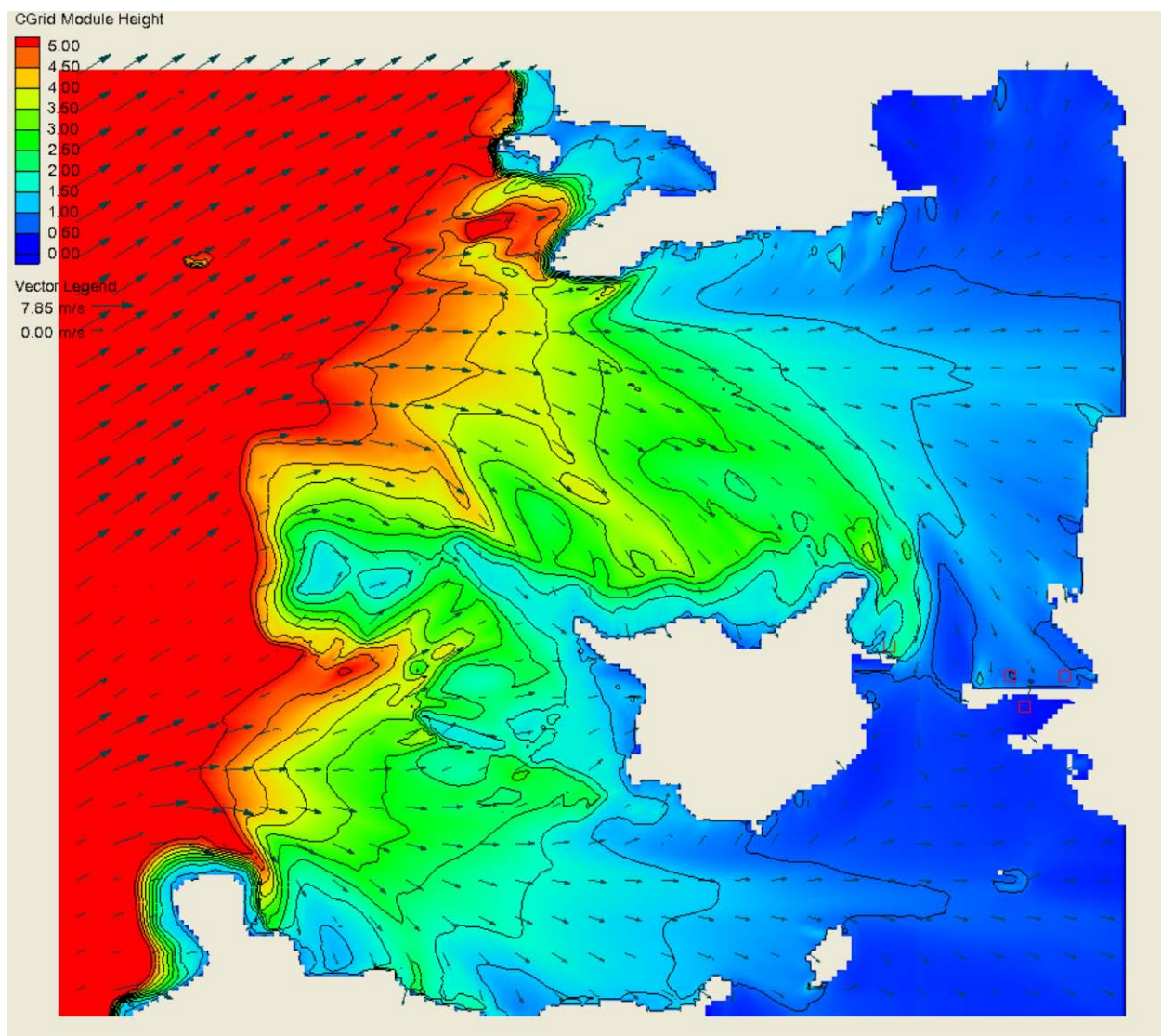
Signifikant bølgehøyde	$H_s = 7.5 \text{ m}$
JONSWAP gamma-faktor	$\gamma = 2.5$
Standard-avvik i retningsspekter	$\sigma = 25^\circ$
Vann-nivå	$\eta = 1.0 \text{ m over middelvann.}$

Bølgehøyden i åpent hav er konstant fordi den parameteren som skal brukes i analysen, er *forholdet* mellom bølgehøyden ved fyllingen og bølgehøyden i åpent hav. Hvis det ikke forekommer bryting, så er dette forholdet bare avhengig av periode og retning. Der det forekommer bryting (som vil skje over Giskerevet) vil man tape energi i brytningsprosessen, og energitapet blir relativt sett større med økende bølgehøyde. For å være konservative, velger vi derfor en bølgehøyde som er mindre enn den dimensjonerende (ref. Figur 2) slik at vi er sikret å ikke overestimere energitapet i brytningen.



Figur 3 Dybdatamodell. Punktene A - D der bølger er beregnet i detalj er markert.





Figur 4 Fordeling av signifikant bølgehøyde i et tilfelle der sjøtilstand i åpent hav er  $H_s = 7.5$  m,  $T_p = 14.0$  s, retning  $240^\circ$ .

Fra alle kjøringene kan vi beregne bølgedempingsfaktoren  $C_x$ , som er definert ved

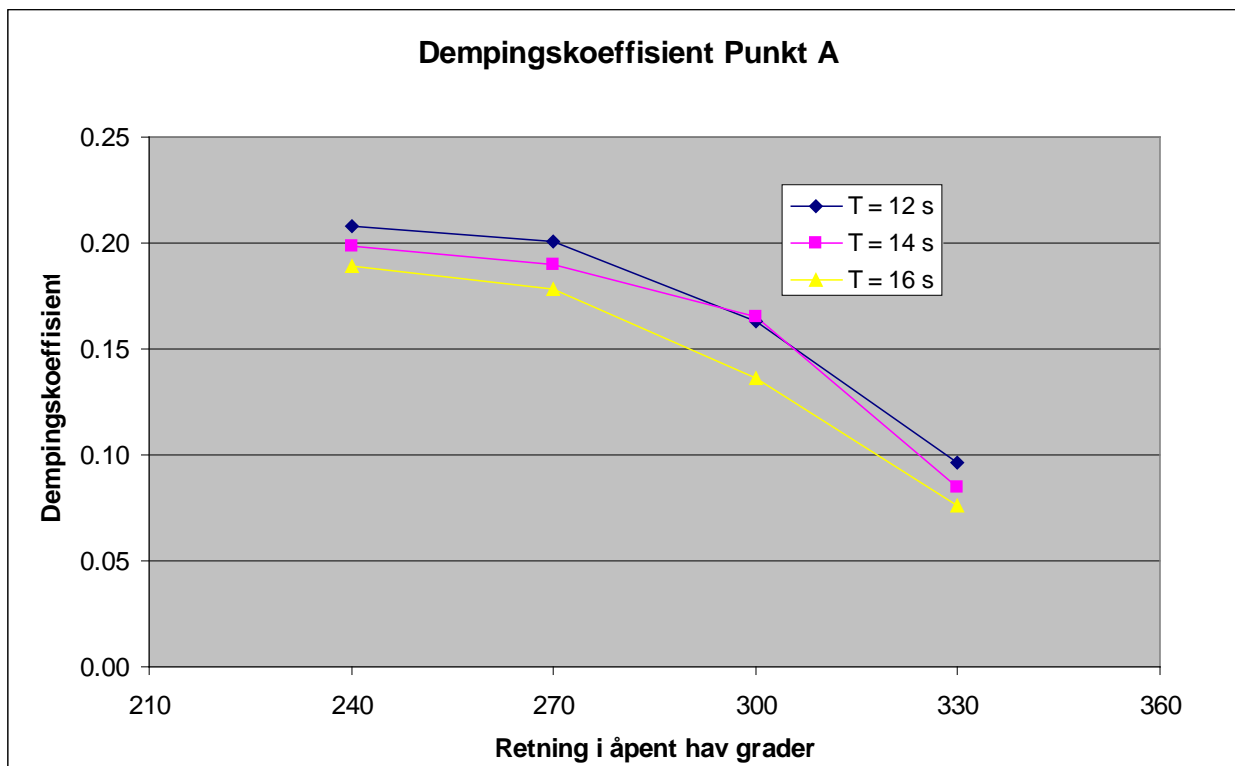
$$C_x = (\text{signifikant bølgehøyde i punkt } x) / (\text{signifikant bølgehøyde i åpent hav}).$$

En gjennomgang av grafikken fra alle kjøringene viser at det noe overraskende er Punkt A som er mest utsatt for bølger, og at bølgene på nordsiden er vesentlig høyere enn bølgene på sørsiden.

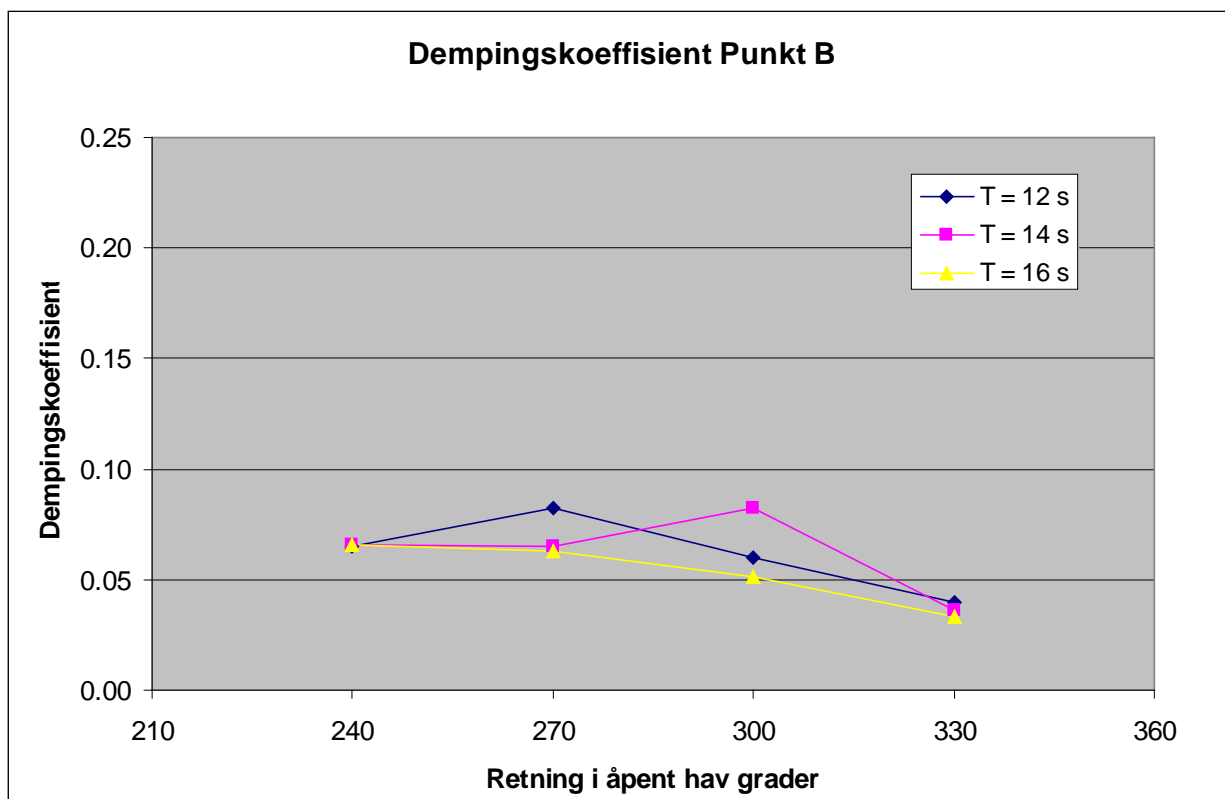
Vi velger derfor å fokusere på bølger i Punktene A og B, og resultat fra disse er vist i Figur 5, Figur 6 og Figur 7.

Vi ser av Figur 4 at det grunne partiet nord for Staurneset fungerer som en nesten perfekt linse, som endrer retningen på bølgene som kommer inn nord for Giske og sender disse bølgene inn mot den delen av fyllingen som ligger på Giske (Punkt A). Denne linsen er så effektiv at det kommer lite bølge-energi fram til fyllingen på Valderøysida (Punkt B og D).

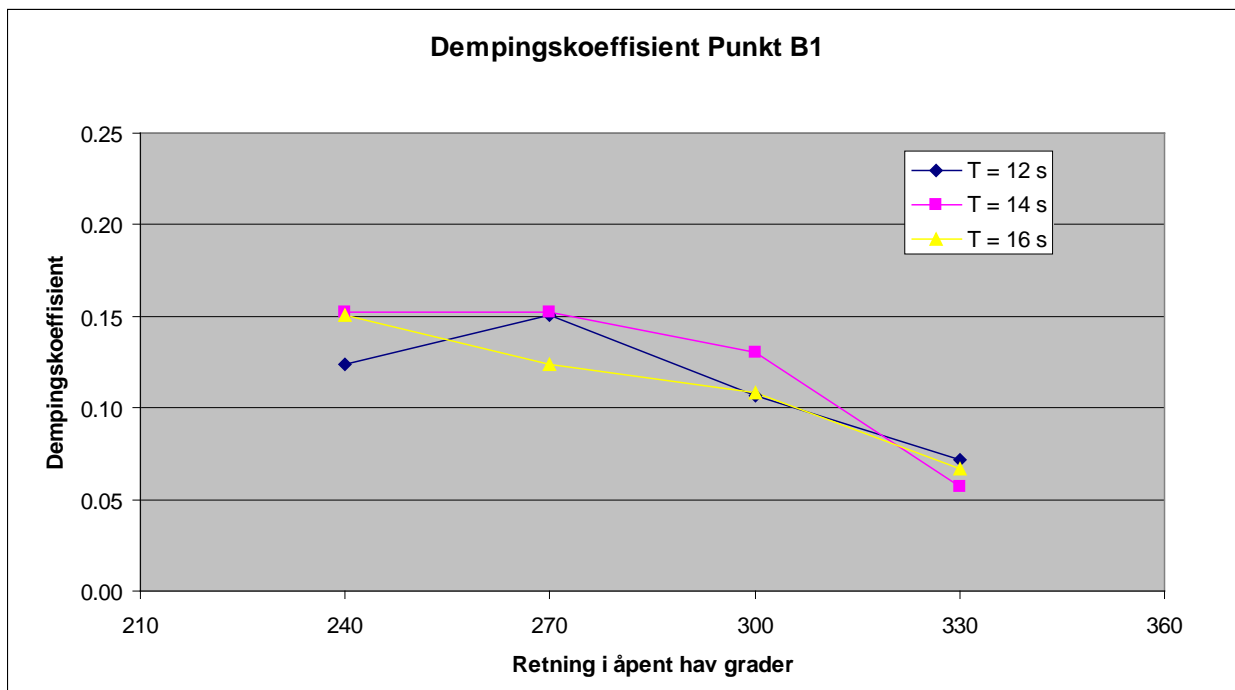
Denne effekten er til stede i alle situasjonene, og vi får det overraskende resultat at nordsiden av Giskefyllingen er mer utsatt for bølger enn nordsiden av fyllingen på Valderøysida.



Figur 5 Dempingskoeffisient for Punkt A



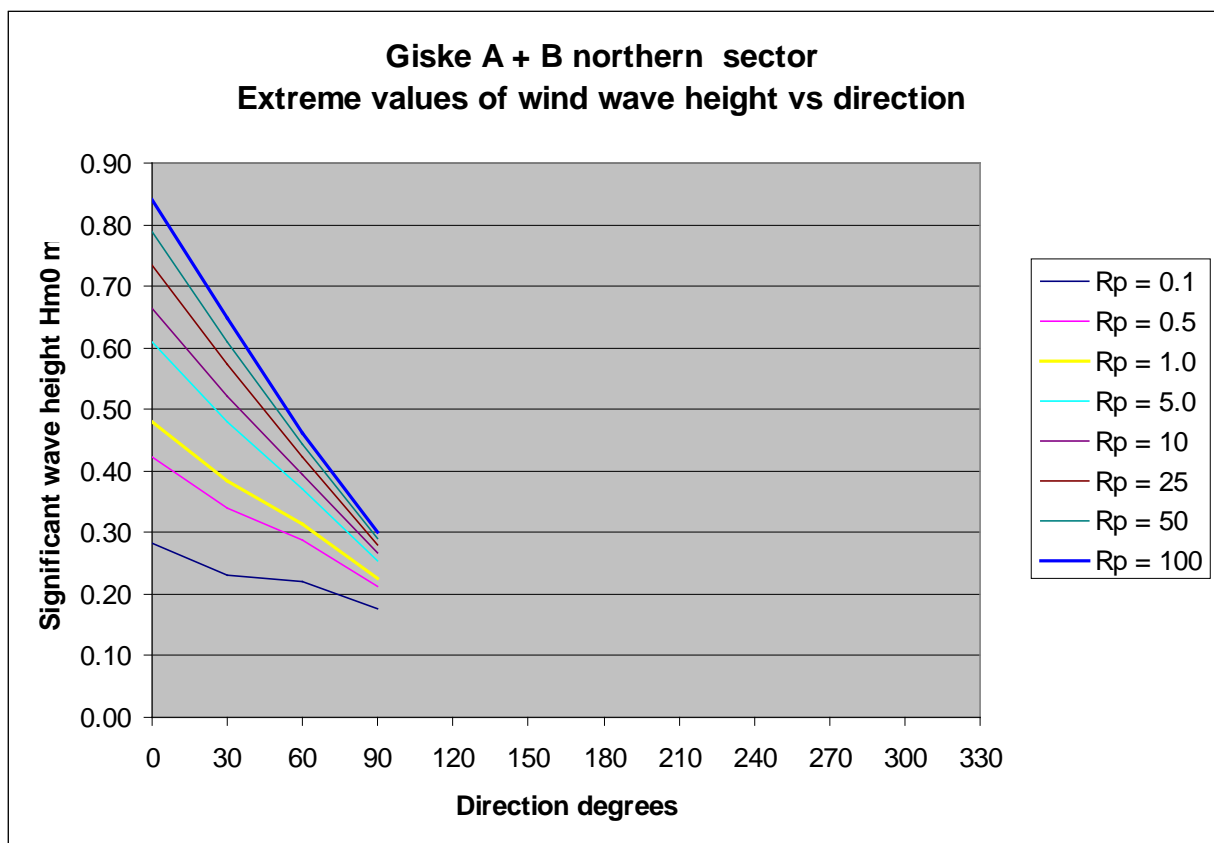
Figur 6 Dempingskoeffisient for Punkt B



Figur 7 Dempingskoeffisient for Punkt B1

### 4.3 Vindsjø

Vindsjøen er beregnet ved å benytte vind-data fra Vigra i perioden 1995 - 2004 sammen med SINTEF bølgeberegningsmodell HSCOMP. Resultatet av den analysen er vist i Figur 8.



Figur 8 Lokale vindgenererte bølger på nordsiden av fyllingen (Punkt A, B1, B)

#### 4.4 Total bølgebelastning på fyllingen

Den totale bølgebelastningen vil være en sum av bølge-energien fra dønning og fra vindsjø. På nordsiden av forbindelsen vil vindsjøen alltid komme fra nord, og vi ser også av refraksjonsdiagrammene (eks Figur 4) at også dønningen vil angripe fra nord. Dermed må vi regne med at disse to kan sammenfalle i tid i en ekstremsituasjon.

Tabell 2 viser resultatene for punktene A, B1 og B.

Tabell 2 Signifikante bølgehøyder i m for punktene A, B1 og B for returperioder 50 og 100 år

Punkt	Retur- periode	$H_s$ dønning	$H_s$ vind	$H_s$ total
A	50 år	3.13	0.79	3.23
	100 år	3.26	0.84	3.36
B1	2.13	0.79	2.27	2.13
	2.22	0.84	2.37	2.22
B	1.00	0.79	1.27	1.00
	1.04	0.84	1.33	1.04

## 5 TILSTAND FOR FYLLINGEN 2010

Vegfyllingen ble opprinnelig (1986) bygget med vegbanen på kote 3.2 m (antatt over middelvann), med en setning til 3.0 m ved et punkt nær det vestlige brukaret.

*"I 1990 vart fyllinga heva slik at vegen kom på kote 3.5 i lågbrekket ved Giske og på kote 5.5 i lågbrekket mot brua. I følgje planane vart då øvre del av plastringa mura opp." (Sitat fra brev fra Statens Vegvesen, region Midt, 2010-09-01.)*

Det framgår av tegninger som er vedlagt brevet at høyden 5.5 m inkluderer en betongkant som er støpt opp på nordsida av fyllinga nærmest Giske.

En student som har vært engasjert av Statens Vegvesen har utført en oppmåling av Giske-forbindelsen i to profiler, kalt 1 og 2, og avmerket på Figur 1. Her vil altså Profil 2 tilsvare Punkt A i vår analyse (Giske-siden), og Profil 1 vil tilsvare Punkt B (Valderøysida).

Tabell 3 Målte verdier og parameter for Giske-forbindelsen innmålt 2010

Parameter	Profil 2 (Giske)		Profil 1 (Valderøy)		Enhet
	Nord	Sør	Nord	Sør	
Blokkstørrelse i dekklaget	1562	1296	2486	2090	kg
Høyde, kjørebane	3.76		3.25		m over MSL
Høyde, kjørebane	4.96		4.45		m over LAT
Høyde brystvern	1.25	0.4	0.6	0.6	m over vegbane
Effektiv høyde av fylling	6.21	5.36	5.05	5.05	m over LAT
helning	40	40	35	35	°
helning (tan)	1.2	1.2	1.4	1.4	1 : m

En overfladisk inspeksjon av tallene i Tabell 3 viser at man sannsynligvis i planleggingsfasen av prosjektet har hatt en oppfatning om at Giske-siden av forbindelsen vil være mindre utsatt enn midten og Valderøysida. Dette kan tolkes av at helningen er brattere og blokkstørrelsene mindre i Profil 2 enn i Profil 1.

Denne oppfatningen av fordelingen av bølgehøyder kan ansees som en naturlig antakelse når man betrakter at Giske-siden ligger godt i le av Staurneset, mens bølgene har en tilnærmet uhindret bane inn mot Valderøy. Uten bruk av avansert numerisk verktøy (som er gjort i denne analysen), eller målinger på flere punkter langs hele forbindelsen, vil de effektene som er avslørt i refraksjons-studien ovenfor være meget vanskelige å oppdage eller å ane eksistensen av.

Vi ser imidlertid av erfaringene siden byggingen i 1986 at de ekstraordinære bølgeforldene er blitt oppdaget, først gjennom skader på fyllingen, dernest gjennom tap av menneskeliv etter en overskylling under en storm på begynnelsen av 1990-tallet, og gjennom de reparasjonstiltak som er blitt iverksatt.



Figur 9 Utsikt fra Giske mot Valderøya (retning øst). Brua sees i bakgrunnen, og betongkanten som ble bygget i 1990 sees til venstre for vegbanen. Betongkanten er 1.25 m høy.

## 6 STABILITET

### 6.1 Statisk vann-nivå

Målepunktet i Ålesund ligger nær nok til at vi kan benytte data fra Ålesund uten korreksjoner. Middelvann i Ålesund ligger 120 cm over Laveste Astronomiske Tidevann (LAT), som også er 0-punktet for sjøkartverkets observasjoner.

*For enkelhets skyld vil vi i det videre benytte LAT som referanse-nivå.*

Den høyeste registrerte vannstanden i Ålesund er 305 cm (tilsvarende 185 cm over middelvann), som tilsvarer en returperiode på 38 år. Andre returperioder for Ålesund er vist i Tabell 4.

Tabell 4 Ekstremverdier for vannstand i Ålesund

Returperiode år	Høyder i Ålesund, cm over LAT
1	261
5	280
10	288
20	297
25	300
(høyeste reg.)	305
38	
50	309
100	318
1000	351

I følge rapporten Klima i Norge (1) kan netto havnivå stigning i Ålesund (havnivåstigning - landheving) bli 22 cm i 2050 og 71 cm i 2100. Hvis vi forlanger at returperioden for vann-nivå skal være 100 år, så finner vi at:

- for at kravet om 100 års returperiode skal være opprettholdt i 2050, må nivået legges på 340 cm over LAT i 2010 (tilsvarende 472 års returperiode i 2010);
- for at kravet om 100 års returperiode skal være opprettholdt i 2100, må nivået legges på 389 cm over LAT i 2010 (tilsvarende >1000 års returperiode i 2010).

Disse tallene er også vist i Tabell 5.

Tabell 5 Framskrivning av vann-nivå med 100 års returperiode til 2050 og 2100.

	2050	2100
Nivå som er nødvendig i 2010 for å opprettholde 100 års returperiode i framtiden	340 cm over LAT	389 cm over LAT
Returperiode i 2010 som gir 100 års returperiode i framtiden	472 år	>1000 år

Vegbanen i Giskeforbindelsen er i 2010 målt til 496 og 445 cm over LAT i hhv Profil 2 og profil 1, og vi ser dermed at det er en rimelig god sikkerhet mot at vegbanen skal bli oversvømt av vann innenfor de neste 100 år.

## 6.2 Bølgeopp skyl ling

Bølgeopp skyl ling vil i de fleste sammenhenger oppfattes som et større problem for veger enn en heving av vannspeilet. Heving av vannspeilet med tidevannet vil foregå som en langsom prosess, mens bølgeopp skyl ling er en mer voldsom og intens hendelse.

Bølgeopp skyl ling beregnes ved å ta utgangspunkt i bølgehøyden, perioden og bunnhelningen, og oppskyl lingshøyden  $R_u$  er den vertikale høyden for den høyeste delen av bølgen. I moderne beregningsmetoder benyttes en sannsynlighetsbasert tilnærming fordi bølgene kan variere sterkt innenfor en storm.

Man uttrykker derfor *høyden  $R_u$  som den høyden hvor  $x$  % av bølgene vil skylle over*. I en storm av varighet 3 timer og med en spektral toppperiode på 14 s, vil den gjennomsnittelige perioden være ca 10 s, som igjen betyr at stormen inneholder 1080 bølger. Om sannsynlighetsnivået er 2 %, betyr det at ca 22 av disse bølgene vil ha en oppskyl lingshøyde som er større enn  $R_u$ .

Hvilket sannsynlighetsnivå som velges vil være avhengig av konstruksjonens type og bruk.

Anbefalinger om valg av sannsynlighetsnivå er omtalt i Kystverkets molohåndbok (2):  
*"Sannsynlighetsnivå velges fra følgende kriterier:*

- *0.13 % velges der en ønsker en særdeles høy sikkerhet mot overskylling, eksempelvis der moloen også er vegforbindelse hvor overskylling ikke aksepteres av hensyn til konstruksjoner eller installasjoner i vegbanen, flyplasser, eller der boliger, institusjoner osv er plassert direkte på moloen;*
- *2 % velges der overskylling unntaksvis aksepteres.*
- *10 % gir en frekvens for overskylling som er i samsvar med norsk praksis. Dette nivået kan velges der moloen normalt ikke trafikkeres av mennesker eller kjøretøy (f eks der det ikke er veg på toppen), og der det ikke er konstruksjoner på moloen eller på innsiden. Permanent fortøyning av fartøyer langs moloens innside kan ikke aksepteres."*

I NVE's damforskrifter aksepteres et sannsynlighetsnivå på 1 %. Dersom man kan forutsette at vegen kan bli stengt ved ekstreme stormer (og at det finnes en beredskap for å utføre slik stenging), så vil et sannsynlighetsnivå på 5 % kunne være rimelig.

En beregning basert på forutsetning om at returperiode for bølger og vann-nivå skal være 100 år, og at scenariene i *Klima i Norge* (1) slår til, er vist i Tabell 6.

Tabellen viser at vegfyllingen må ansees å være for lav til de bølgene som er beregnet, og det største avviket finner vi på Giske-siden (Punkt A), der man (noe overraskende) finner de høyeste bølgene.

På Giske-siden er avviket mellom teoretisk beregnet nødvendig høyde og faktisk høyde meget stort, med et avvik på 4.6 m i dagens situasjon. Sett i sammenheng med det store avviket som finnes allerede i dag, er det ikke grunnlag for å si at dette blir dramatisk verre i framtiden. Dagens avvik på 4.6 m vil øke til 4.8 m i 2050 og 5.3 m i 2100.



Tabell 6 Tabell som viser beregning av oppskyllingshøyder  $R_u$  ved 5 % sannsynlighetsnivå for overskyllende bølger (øverst). Nederste del av tabellen viser den nødvendige høyden over LAT for at kravet om maksimalt 5 % overskylling skal være oppfylt i hhv 2010, 2050 og 2100.

Parameter	Punkt A	Punkt B1	Punkt B
$H_s$ m	3.36	2.22	1.04
$T_p$ s	14	14	14
helning 1 : m	1:1.2	1:1.4	1:1.4
$R_u$ cm	770	521	288
Oppskyllingshøyder i cm over LAT:			
Nødvendig høyde 2010	1088	839	606
Nødvendig høyde 2050	1110	861	628
Nødvendig høyde 2100	1159	910	677
Faktisk høyde 2010 (inkludert betongkant og forhøyet steinsetting)	621	505	505

Når man likevel kan konstatere at dagens Giske-Valderøya-forbindelse synes å fungere, så kan det skyldes flere ting.

1. Den bølgemodellen som er benyttet har hentet data fra et sjøkart med forholdsvis få punkter i området mellom Staurneset og Fyllingen. En mer detaljert oppmåling av bunnen i området vil kunne gi mer nøyaktige resultat.
2. Den oppskyllingshøyden som er beregnet forutsetter at bunnen foran konstruksjonen er jevnt skrånende. Vi har svært få detaljer om bunnen her, og dersom det ligger stein ved foten av fyllinga, vil disse bidra i meget stor grad til å dempe bølgene og oppskyllingen.
3. Trafikken på fyllinga må ansees å være moderat, og har sannsynligvis en stor overvekt av lokale brukere. Slike brukere som også for en stor del tidligere var avhengige av ferger, kan tiltroes å utvikle en evne til å foreta en kritisk vurdering av været før de passerer over fyllinga, dvs at de utviser en større grad av forsiktighet og oppmerksomhet på det ytre miljø enn man ville forvente i f eks et større bysamfunn. Ulykken som inntraff tidlig på 1990-tallet vil nok også ha bidratt til å rette oppmerksomhet på behovet for at den enkelte selv foretar individuelle vurderinger av risiko og fare før kryssingen foretas.
4. Den beregnede bølgehøyden gjelder for et punkt som ligger omtrent der hvor det vestre brukaret til brua ligger. Fra dette punktet og innover vil bølgene avta etter hvert som det blir grunnere. Det er tenkelig at man under byggingen av brua har utført forsterkninger og utvidelser for å beskytte brukaret, og at dette har bidratt til å styrke fyllingen på dette punktet.

### 6.3 Blokk-størrelser

Det er enkelt å gjennomføre en kontroll av blokkvektene når alle tallene foreligger slik de gjør nå. Kontrollen er vist i Tabell 6. Basert på disse beregningene synes det som om fyllingen øst for brua er godt nok dimensjonert med tilstrekkelige blokkvekter, mens den delen av fyllinga som går inn til Giske (vest for brua) kan være noe underdimensjonert. Merk likevel at kontrollen i foregående avsnitt viser at *høyden* på fyllingen er for liten.

Man kan ikke sikkert konkludere med at Giske-fyllingen er underdimensjonert fordi bølgedata for Punkt A kun gjelder området rundt brukaret, og de observasjoner som er gjort av blokkstørrelser i dag stammer fra et Profil som ligger nærmere Giske, der bølgebelastningen er mindre. Man bør spesielt undersøke om det kan være benyttet større steinblokker, slakere fyllingsvinkel er større volumer i området rundt vestre brukar.

I tillegg er den detaljert bølgebeskrivelsen rundt fyllingen på Giske-siden avhengig av en nøyaktig beskrivelse av sjøbunnen foran fyllingen, og slik detaljert oppmåling har ikke vært utført.

Tabell 7      Tabell som viser beregning av nødvendige blokkstørrelser. Beregningen er basert på van der Meers formler med 1200 bølger/storm, dimensjonsløst skadetall 3, og egenvekt av stein 27 kN/m<sup>3</sup>.

Parameter	Punkt A	Punkt B1	Punkt B
H <sub>s</sub> m	3.36	2.22	1.04
T <sub>p</sub> s	14	14	14
Helning 1 : m	1:1.2	1:1.4	1:1.4
Nødvendig blokkvekt, tonn	5.6	1.5	0.5
Faktisk blokkvekt, tonn	1.6	2.5	2.5

## 7 KONKLUSJONER OG ANBEFALINGER

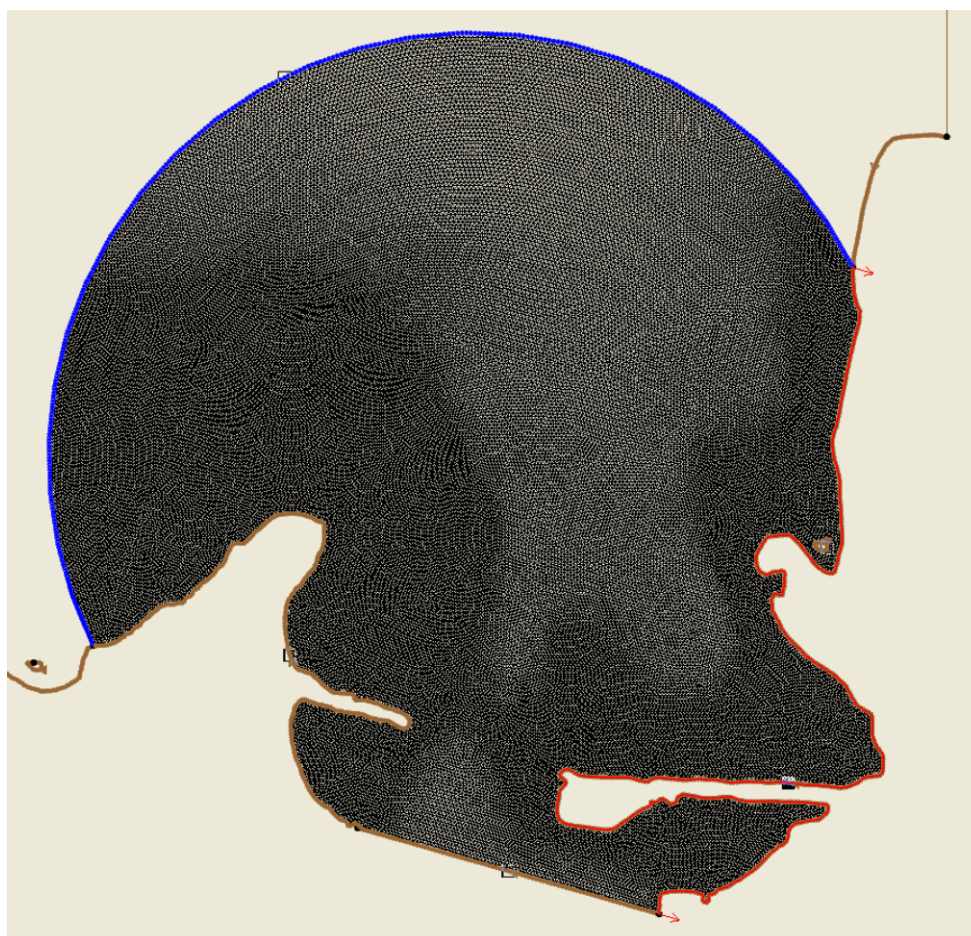
### 7.1 Konklusjoner

1. Analysen av bølger viser at forbindelsen Valderøy-Giske er utsatt for både dønning og vindsjø. Dønningen fra sør er liten, og hovedtyngden av dønningen kommer inn fra nord. Vindsjøen gir et lite bidrag til totalbelastningen.
2. På grunn av spesielle bunnforhold rundt Staurneset på Giske nord for den vestre delen av fyllingen oppstår det en linse-effekt for bølger i periode-intervallet 10 - 16 s, dvs alle høye bølger i åpent hav. Denne effekten fører til at bølgene dreier rundt Staurneset og at de høyeste dønningene kommer inn på nordsiden av den delen av fyllinga som ligger på Giske. Denne effekten kan karakteriseres som uventet sterk og tydelig.
3. Det er sannsynlig at man i en tidlig fase har undervurdert bølgehøyden på Giske-siden, og at det har ført til at Giske-siden av fyllinga ble bygget for lav og med noe lav blokkstørrelse.
4. Etter alminnelige kriterier for beregning av fyllinger og moloer er den foreløpige konklusjon som følger:
  - Høyder: Hele forbindelsen er for lav. Avviket er størst ved vestre brukar, der det etter vanlige kriterier mangler ca 4.0 m i høyde. I den østre delen er avviket mindre, og er beregnet til ca 1.0 m manglende høyde midt på den østre fyllingen. Fyllingen er høy nok til at man er sikret at den ikke nå eller i overskuelig framtid vil oversvømmes av vann, men hele fyllingen er for lav til at den beskytter mot bølgeoverskylling under ekstreme stormer.
  - Blokkstørrelser: Blokkstørrelsene på den *østre fyllinga* nærmest Valderøy er innenfor akseptable grenser (forutsatt at estimatet på 2.0 - 2.5 tonn fra Vegvesenets oppmåling i 2010 er representative). For den *vestre fyllingen* kjenner vi bare blokkstørrelser ca midt på fyllinga (ca 1.5 tonn). Dersom dette er representative størrelser for hele den vestre fyllingen, så er blokkstørrelsene for små for den halvparten av fyllingen som ligger nærmest brukaret. Ved brukaret bør blokkstørrelsene være 5.0 - 6.0 tonn.
5. Klima-effekter: En økning i vannstanden vil ha en negativ effekt på stabiliteten av Giske-forbindelsen. *Effektene av en økning på hhv 22 cm fram til 2050 og 71 cm fram til 2100 må imidlertid karakteriseres som små i forhold til det faktum at det er konstatert at deler av fyllingen kan ha en underhøyde på opptil 4.6 m i 2010.*
6. På grunn av manglende bunndatadekning i området nord for fyllingene er det en viss usikkerhet knyttet til bølge-estimatene mellom brukaret og land på Giske-siden.
7. At Giske-forbindelsen fungerer til tross for de mangler som er påpekt kan skyldes at brukerne har opparbeidet en viss kompetanse i å vurdere de lokale forhold, og at trafikken sannsynligvis er forholdsvis liten.

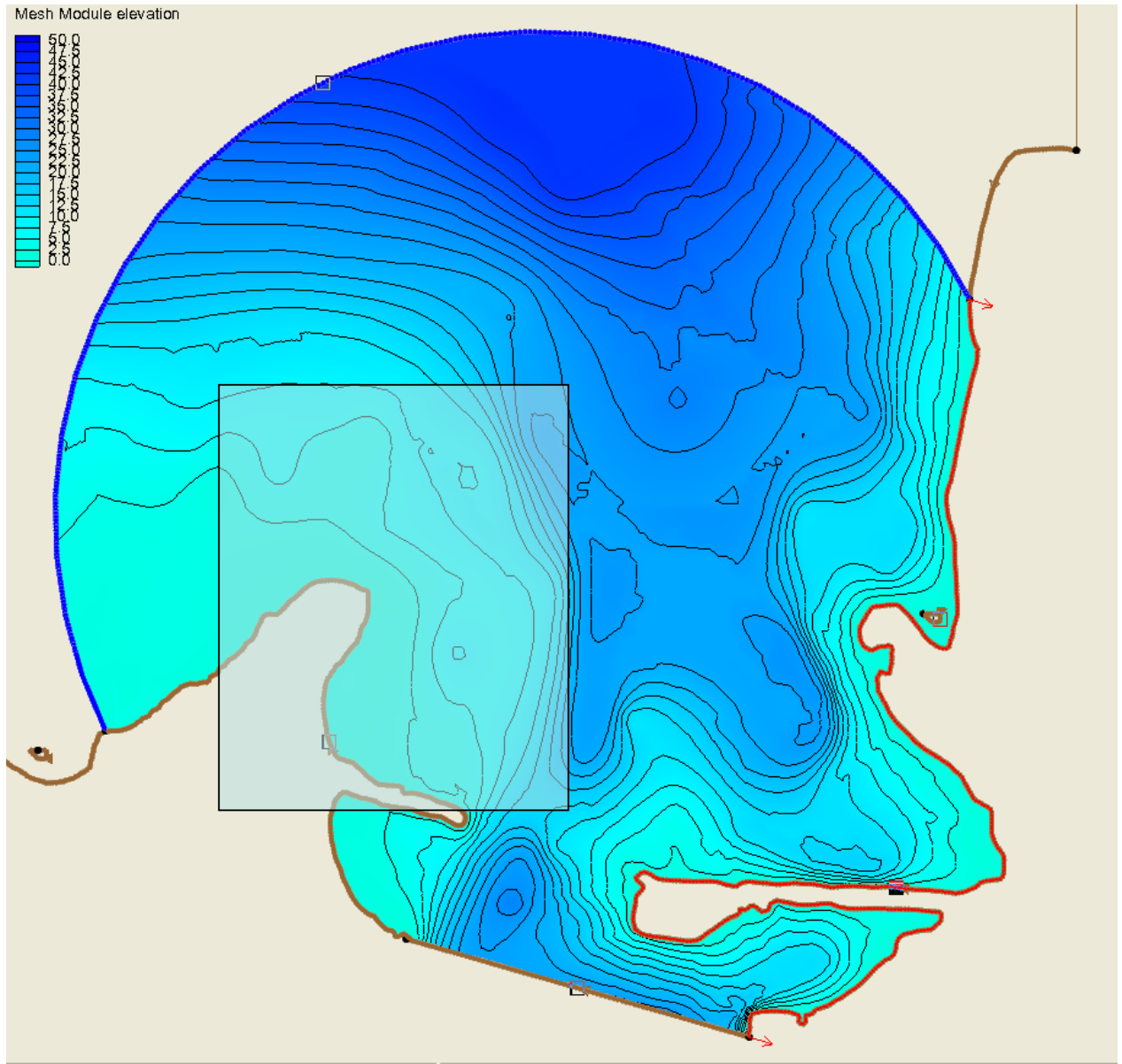
## 7.2 Anbefalinger og tiltak

- A. Konklusjonene fra bølgeanalysen - spesielt den delen som viser svært høye verdier i den vestre del av fyllingen - bør kvalitetsikres ved å gjennomføre en ny og mer detaljert numerisk studie av bølgene. Den nye studien bør konsentreres om et mindre område mellom Staurneset og fyllinga, og den bør være basert på nye og mer detaljert oppmålinger av bunnen på vestsiden av Staursundet.
- B. Nøyaktig status for blokkstørrelser i fyllingene bør fastlegges gjennom en ny oppmåling og sammenligning med byggetegninger. Kontrolloppmålinger bør foretas med avstand ikke mindre enn 100 m mellom hvert snitt.
- C. En undersøkelse blant brukere og Vegvesenets ansatte for å finne ut hvilke områder på fyllingene som oppfattes som problematiske under hvilke forhold, ville vært meget nyttig for å verifisere konklusjonene fra den foreliggende og en eventuell ny bølgeanalyse.
- D. Dersom man kommer til at det vil være nødvendig med tiltak for å hindre bølgeoppskylning på Giske-forbindelsen, er det anbefalte tiltak å søke å dempe bølgeoppskylningen ved å legge ut en ny, lav fylling foran foten av den eksisterende. Det kan gjennomføres uten inngrep i vegbanen og uten å hindre trafikken på fyllinga.

Et eksempel på hvordan en ny og mer detaljert modell kan utformes er vist de etterfølgende Figur 10 og Figur 11.



Figur 10 Forslag til modell for detaljert studie av bølger mot fyllingen. Antall elementer er ca 105,000.



Figur 11 Dybdemodell for detaljert studium. En eventuell modell bør baseres på nye dybde data tatt opp i området nord for fyllinga på Giske-sida. Området der nye oppmålinger bør foretas er markert med et rektangel.

## REFERANSER

1. met.no – Bjerknessenteret – Nansensenteret – Havforskningsinstituttet – NVE: Klima i Norge 2100 Bakgrunnsmateriale til NOU Klimatilpasning, foreløpig utgave 2009
2. Lothe A E m fl: Kystverket - Moloer, håndbok i molobygging, SINTEF rapport STF22 F00203 mars 2000

## **E10 HAMNØY**

**Tilstand for eksisterende vegbane og mulige tiltak for forbedring**



**SINTEF Byggforsk**  
Kyst- og havneteknikk

Postadresse: 7465 Trondheim  
Besøk: Klæbuveien 153  
Telefon: 73 59 30 00  
Telefaks: 73 59 23 76

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

# NOTAT

GJELDER

**E10 – Hamnøy**  
**Tilstand for eksisterende vegbane og mulige tiltak for forbedring**

BEHANDLING

UTTALELSE

ORIENTERING

ETTER AVTALE

GÅR TIL

Gordana Petkovic  
Jann Eliassen

X

X

ARKIVKODE

303003

GRADERING

ELEKTRONISK ARKIVKODE

Notat\_klima.docx

PROSJEKTNR.

3C0537

DATO

2011-02-01

SAKSBEARBEIDER/FORFATTER

Arne E. Lothe

ANTALL SIDER

18

Versjon \_b: 2011-06-01

## Innhold

1	BAKGRUNN .....	1
2	BESKRIVELSE .....	2
3	BØLGEANALYSE .....	6
3.1	Bølger på dypt vann .....	6
3.2	Bølgetransformasjon nær land .....	8
3.3	Resultater av bølgemodellering.....	12
4	VANN-NIVÅ .....	14
5	VURDERING AV TILSTAND.....	16
6	MULIGE TILTAK .....	16
	REFERANSER	18

## 1 BAKGRUNN

Vegdirektoratet har bedt SINTEF om å utføre en vurdering av tilstanden til utvalgte deler av norske veger under hensyn til en mulig endring i klimaet og påfølgende heving av vann-nivåene. Ett av de utvalgte stedene er E10 ved Hamnøy i Lofoten.

SINTEF har samtidig utført en analyse for Statens Vegvesen, Region Nord, av bølgeforhold og belastninger på en fylling i sjøen like øst for Hamnøy (Solbjørneset), der vegen skal legges om slik at den vil delvis gå over en fylling i sjøen.



I tillegg har Statens Vegvesen bedt SINTEF vurdere realismen i å benytte tilgjengelige masser fra annen vegbygging i området (bl a åpne fjellskjæringer) til å legge en fylling i sjøen ved Hamnøy, slik at man på den måten kan dempe bølger og overskylling.

Dette notatet er svar på Vegdirektoratets ønske om en vurdering av Hamnøy i lys av klimaendringer, og vil samtidig gi den etterspurte vurderingen av en eventuell beskyttende fylling.

## 2 BESKRIVELSE

En oversiktskisse over området er vist i Figur 1. Området der det planlegges en ny fylling i sjøen og der hvor tunnel-innslaget kommer, er i bukta rett øst for Lilandsholmen. Området ved Hamnøy som er mest utsatt for bølgeoverskylling er ca 500 m lenger sør, ved Rundkulten. De små buktene som dannes like sør og like nord for Rundkulten regnes som de mest kritiske stedene ved Hamnøy.

De etterfølgende figurer Figur 2 - Figur 4 viser bilder fra stedet med utfyllende kommentarer. Bildene er tatt 09 mai 2014. Figur 5 viser plantegning med lengdesnitt ved Hamnøy. Denne tegningen viser at vegbanens høyde ved den nordre bukta ved Rundkulten er 4.5 m, og ved den søndre bukta 5.0 m (NN1954).



Figur 1 Kartskisse med dybder



Figur 2      Bilde tatt fra Rundkulten i retning nordover. Vegen er her markert som en smal 1-felts veg med en parkeringslomme på østsiden (nærmest kamera). Fyllingen mellom ”fastlandet” og Hamnøya går delvis over fast fjell på holmer og skjær, men her består de nærmeste 10 – 15 m av steinfylling. Vegbanen er støpt betongdekke. Det er satt opp et ordnet brystvern av steinblokker i ca 1.0 m høyde, men på utsiden av brystvernet er fyllingen i til dels svært dårlig forfatning. Det er tynn overdekning til underliggende kjernemasse, de store dekkblokkene mangler (som følge av bølgeangrep eller fordi de ikke har vært lagt ut), fronten er delvis kritisk steil og mye av dekklaget består av mindre stein i størrelse 100 – 200 kg på et sted der en vil forvente dekkblokker i størrelse over 5.0 tonn.

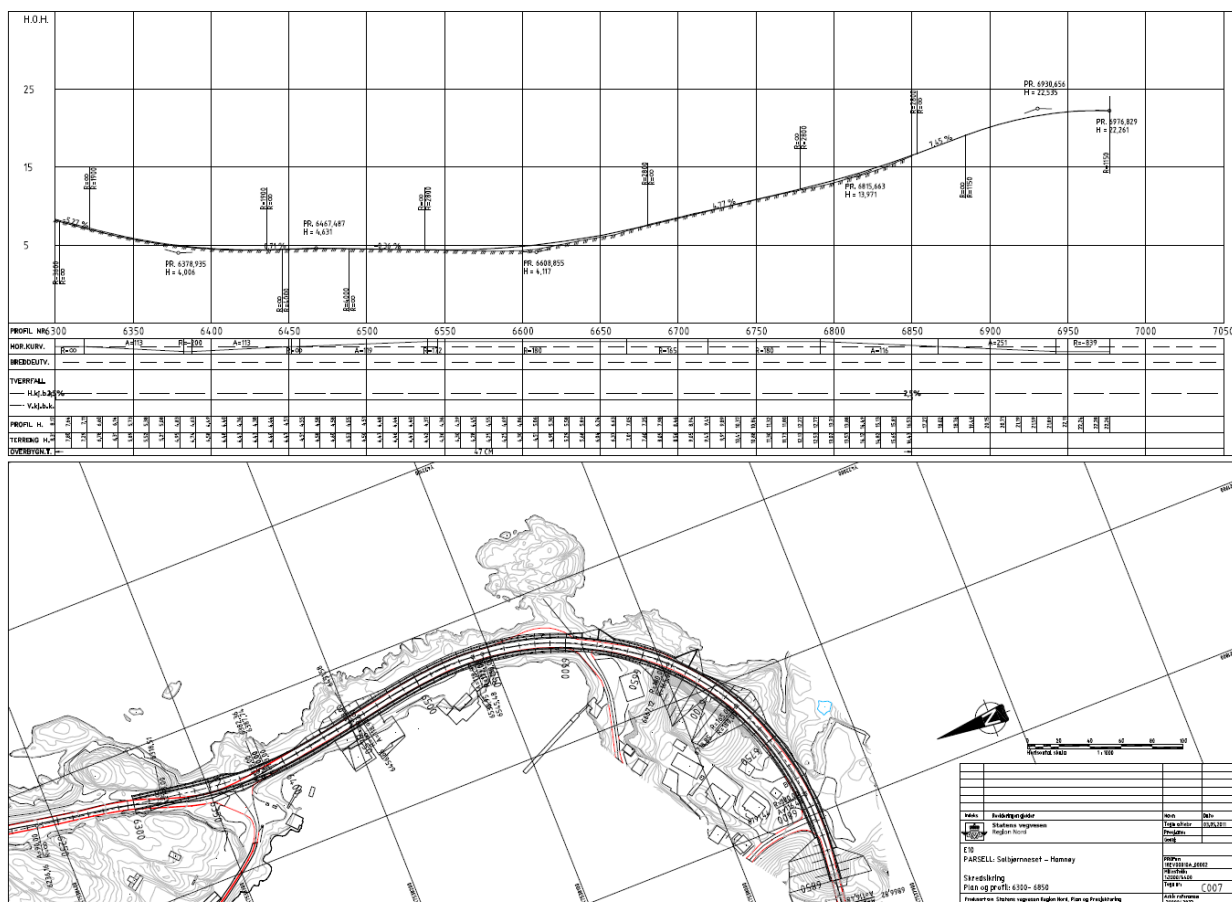


Figur 3      Bilde tatt fra Rundkulten og sørover. Med unntak av holmen Skarven som sees i bakgrunnen er det i denne retningen åpen sektor ut Vestfjorden. Blokkene på dette punktet er noe større enn på foregående bilde, men fyllingens tilstand viser at det er store bevegelser i blokkene. I høyre billedkant skimtes en blokk på anslagsvis 5 – 6 tonn som er blitt plassert oppå betongkanten av bølgene. Betongmuren i forgrunnen synes å ha blitt satt opp for å beskytte mot overskylling.





Figur 4      Bilde tatt fra samme posisjon som det foregående (sør for Rundkulten) i retning sørøst. Betongmuren som beskytter mot overskylling er tydelig. Etter lokale opplysninger skal den nærmeste bygningen ved en anledning ha blitt sterkt skadet av bølger.



Figur 5 Plankart levert av Statens vegvesen, Region Nord, som viser lengdesnitt gjennom strekningen over Hamnøy. Ved det laveste partiet er vegbanen ca 4.5 m over NN1954.

### 3 BØLGEANALYSE

Bølgeanalysen utføres på samme måte som for den tidligere analysen for fyllingen nord for Hamnøy (1), med noen små endringer.

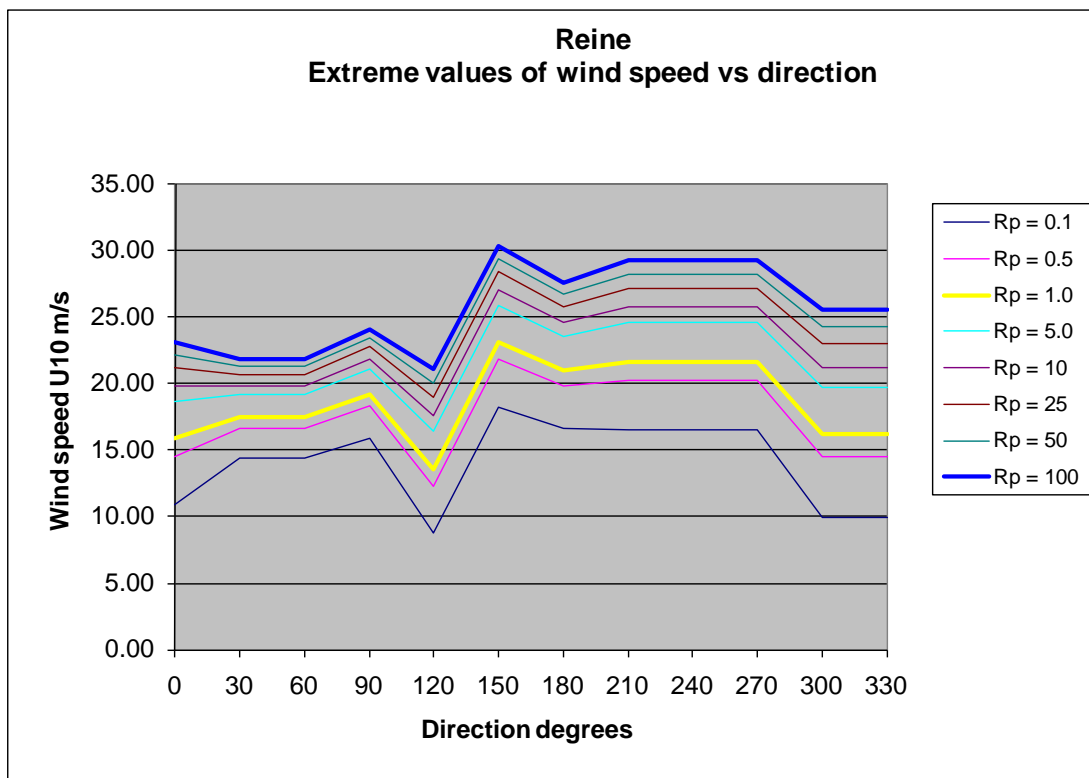
#### 3.1 Bølger på dypt vann

Beregningen av bølger på dypt vann utenfor området baseres på data fra hindcast punkt 1076 (N 67.9°/E 14.5°). Dette punktet ligger imidlertid så langt øst i Vestfjorden at det vil undervurdere bølger fra øst. Vi benytter derfor hindcastdata til å beregne bølger bare fra retningene 180° og 210°. For de øvrige aktuelle retningene (90°, 120° og 150°) benytter vi vind-data fra Skrova Fyr til å beregne bølgehøyden. Denne prosedyren er vist i tidligere rapport (1).

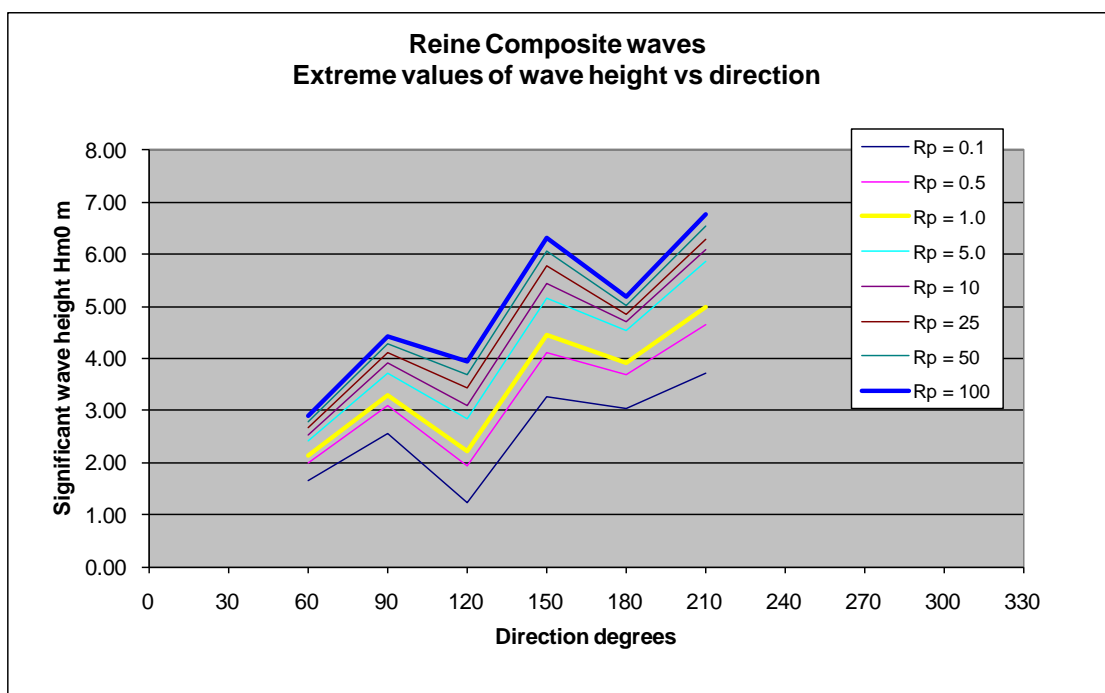
I den tidligere rapporten for fyllingen i sjøen nord for Hamnøy var imidlertid de østlige retningene av mindre betydning fordi holmene utenfor dette punktet uansett vil skjerme mot bølger herfra. Søndre del av Hamnøy er derimot mer utsatt for østlige bølger.

Ved å studere vind-data fra Skrova, ser vi at stedet er dominert av vind fra sørlig og sørvestlig sektor, samt utstrømmingen fra indre del av Vestfjorden og Ofoten. Det er rimelig å tro at østlige vinder får mer styrke lenger ut i Vestfjorden og at retningene vil endre seg, og vi har derfor lagt inn følgende modifikasjoner på Skrova-dataene:

1. Retningen på vinden tillates å endre seg med inntil 30°
  2. For retningene 90°, 120° og 150° er vindhastighetene økt med hhv. 10%, 20% og 10% .
- Dette gir estimater på vindhastigheter og bølgehøyder på dypt vann utenfor Reine/Hamnøy som vist i Figur 6 og Figur 7.



Figur 6 Fordeling av ekstremverdier av 10 min middelvind i Vestfjorden utenfor Reine



Figur 7 Fordeling av ekstremverdier av signifikant bølgehøyde på dypt vann i Vestfjorden utenfor Reine

### 3.2 Bølgetransformasjon nær land

I den tidligere rapporten om bølger mot en fylling ble det benyttet en bølgemodell som modellerer enkeltbølger i detalj inn mot land. Denne modellen er mye benyttet i tilfeller der det er en komplisert geometri med mange holmer og skjær. Modellen tillater et meget fint elementnett, og i dette tilfellet ble det benyttet ned til 8 m elementstørrelse. Elementnettet er vist i Figur 8 og et eksempel på resultat i Figur 9.

Vi ser imidlertid av Figur 1 at området utenfor Rundkulten er brådypt, der helningen på bunnen er ca 1 : 1. Modeller av denne typen kan ofte gi misvisende resultater for områder med så hurtige variasjoner i dybde, og vi har derfor testet ut en spektral type modell som ikke modellerer enkeltbølger, men viser resultat som bølgespektra og signifikant bølgehøyde. Figur 10 viser dekningsområdet for denne nye modellen, og posisjonen til to punkter der vi har beregnet bølgeparameterne. Et eksempel på resultat fra beregningene er vist i Figur 11, der man ser fordeling av signifikant bølgehøyde ved Hamnøy ved innkommende bølgeretning 120°, spektral topp-periode 10 s og signifikant bølgehøyde i åpent hav 4.0 m.

Det er kjørt i alt 12 ulike kombinasjoner av retning og periode, og med konstant signifikant bølgehøyde. Tilfellene er vist i Tabell 1. Utvalget er gjort under hensyn til at bølger som er dannet inne i Vestfjorden fra øst vil ha en lavere periode enn bølger som er dannet i Norskehavet og kommer fra sørvest.

Tabell 1 Tabell som viser oversikt over hvilke kombinasjoner av periode og retning som er undersøkt. Tall i *fet kursiv* angir testnummeret.

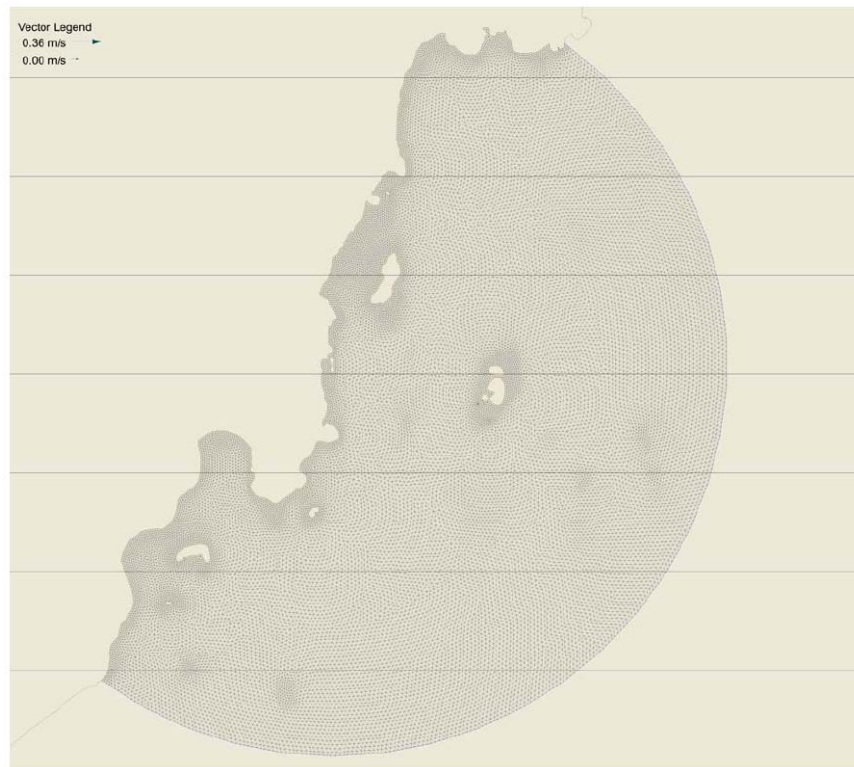
Spektral topp- periode s	Geografisk retning °					
	90	120	150	180	210	240
8	<i>1</i>	<i>7</i>				
10	<i>2</i>	<i>8</i>	<i>14</i>			
12		<i>9</i>	<i>15</i>	<i>21</i>		
14				<i>22</i>	<i>28</i>	
16					<i>29</i>	
18					<i>30</i>	

Resultatene kan gjøres dimensjonsløse ved å normalisere bølgehøyden i Punkt A og B ved hjelp av signifikante bølgehøyde i åpent farvann, og dermed få en bølgehøydekoefisient. Bølgehøydekoefisienten er definert slik:

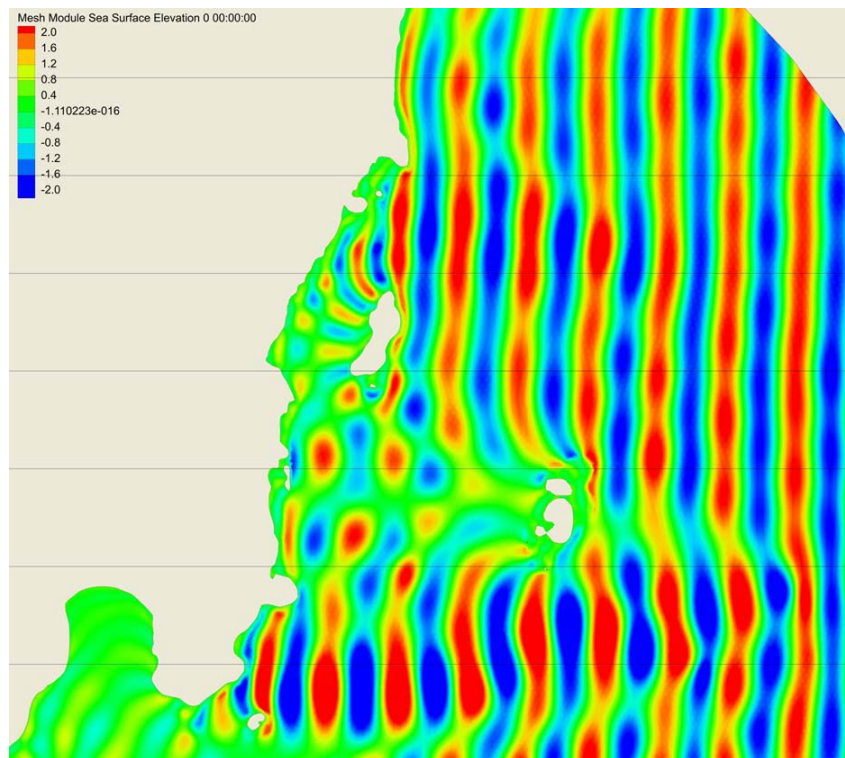
$$C = C(T, \theta) = \frac{H_x}{H_{inn}} ; \text{ der}$$

- T = bølgeperiode
- $\theta$  = bølgeretning
- $H_x$  = bølgehøyden på prosjektstedet
- $H_{inn}$  = bølgehøyde på dypt vann.

Hvis en kan neglisjere brytning i åpen sjø, vil C være uavhengig av bølgehøyden.

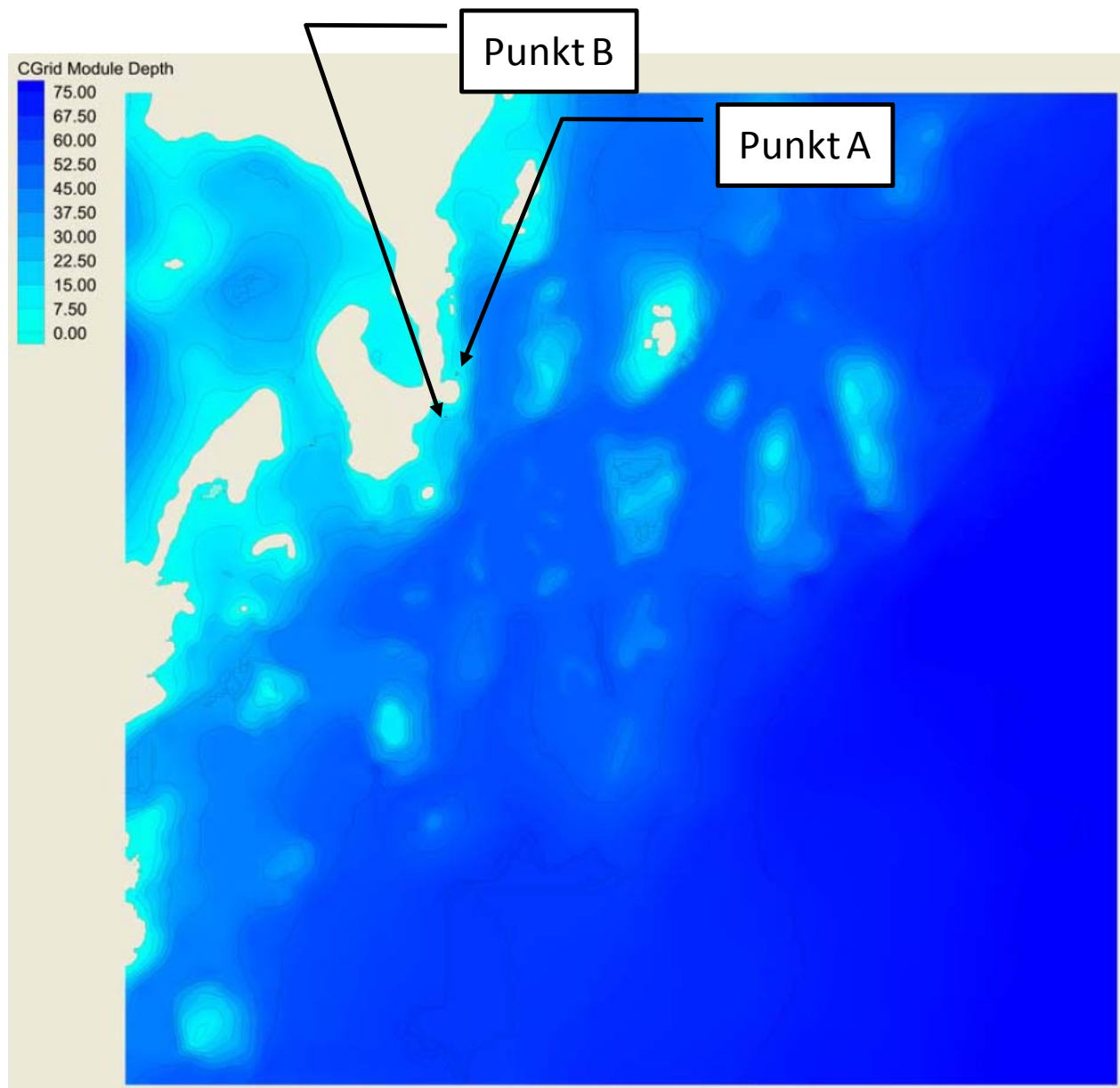


Figur 8 Oversikt over det indre området i modellen. Typisk størrelse for de minste elementene er 8.0 m. Innseilingen til Kjerkfjorden mellom Hamnøya og Toppøya er "stengt", og den indre fjorden er ikke modellert.

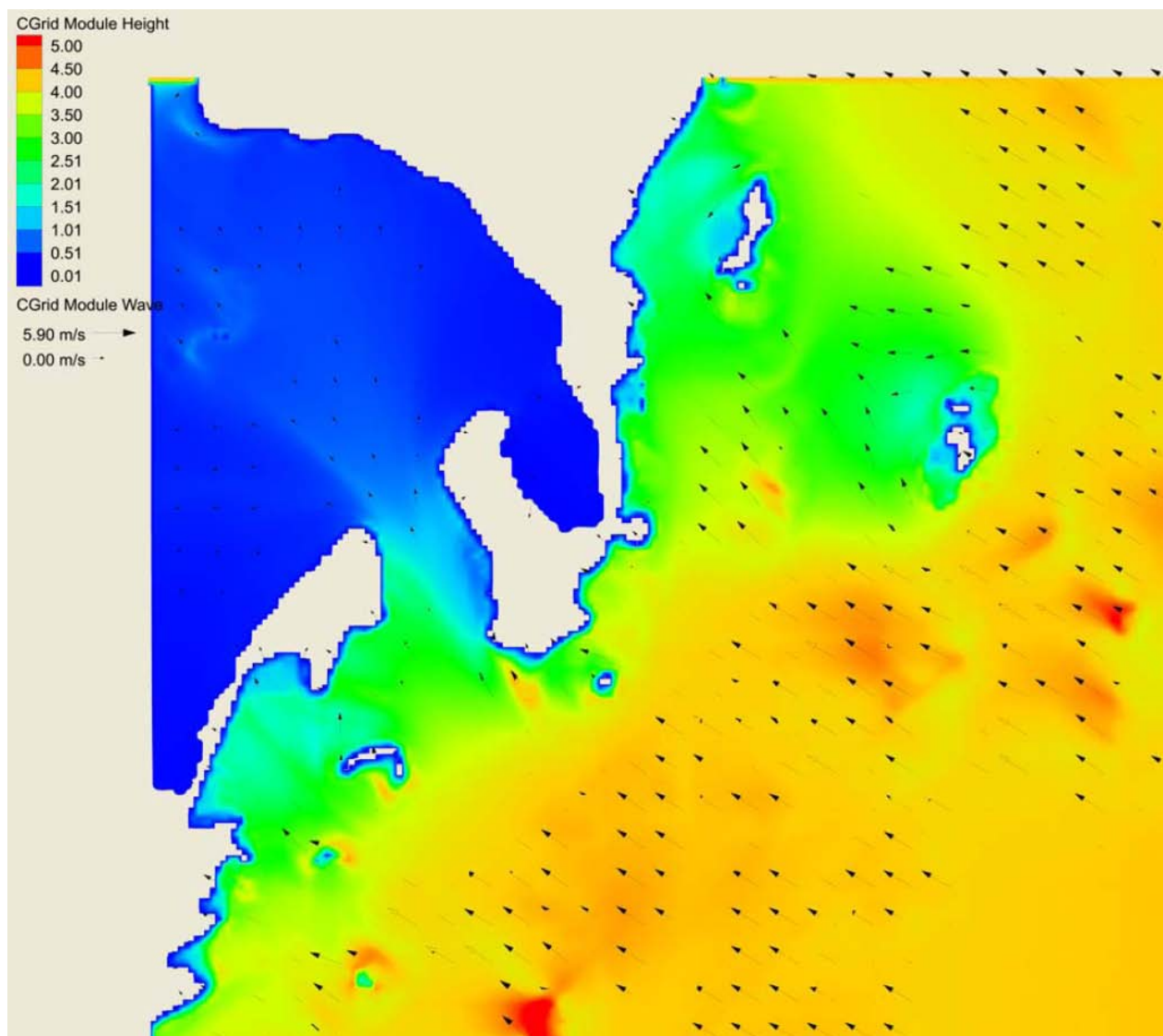


Figur 9 Bølger med periode  $T = 10$  s, retning  $= 90^\circ$ , bølgehøyde  $H = 4.0$  m. Figuren viser vannoverflaten, med bølgekammen vist som rødt og bølgedal som blått.





Figur 10 Bunntopografi for spektral bølgemodell. Beregningspunktene A og B er vist.

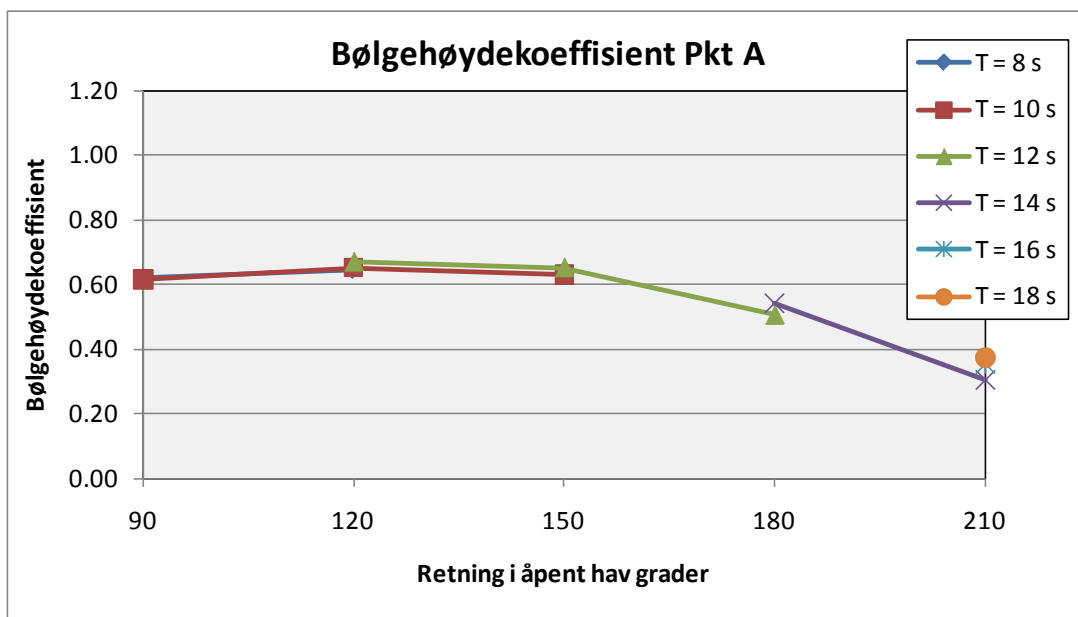


Figur 11 Fordeling av signifikant bølgehøyde ved Hamnøy ved innkommende bølgeretning 120°, spektral topp-periode 10 s og signifikant bølgehøyde i åpent hav 4.0 m.

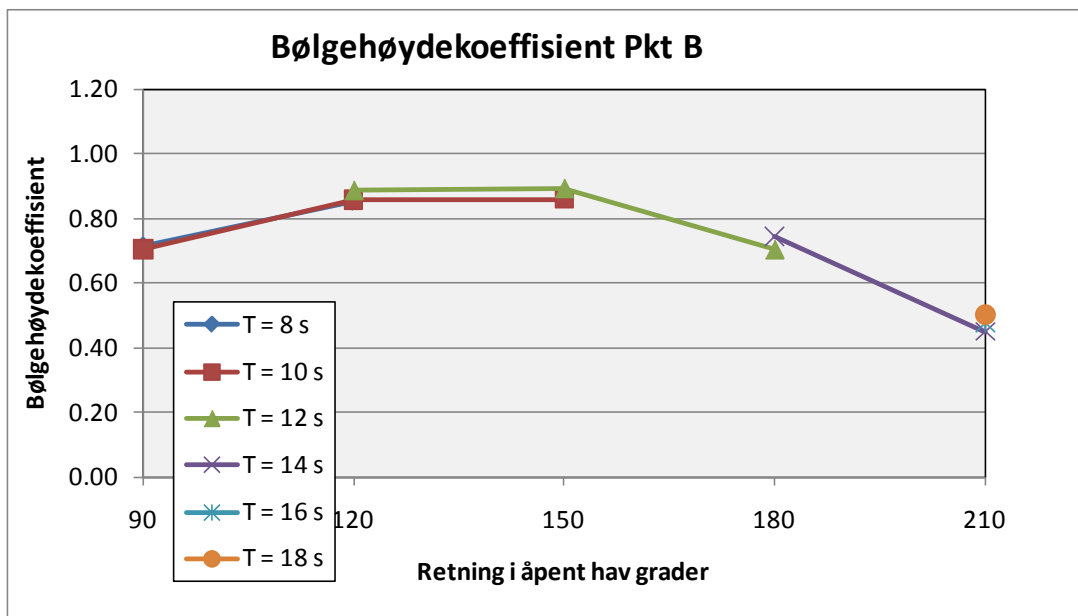
### 3.3 Resultater av bølgemodellering

Bølgehøydekoefisienten for hhv Punkt A og Punkt B er beregnet for hvert tilfelle, og resultatene er vist i Figur 12 og Figur 13. Disse kurvene viser at det er liten variasjon med periode, og at retningen er den viktigste parameteren som styrer bølgedempingen.

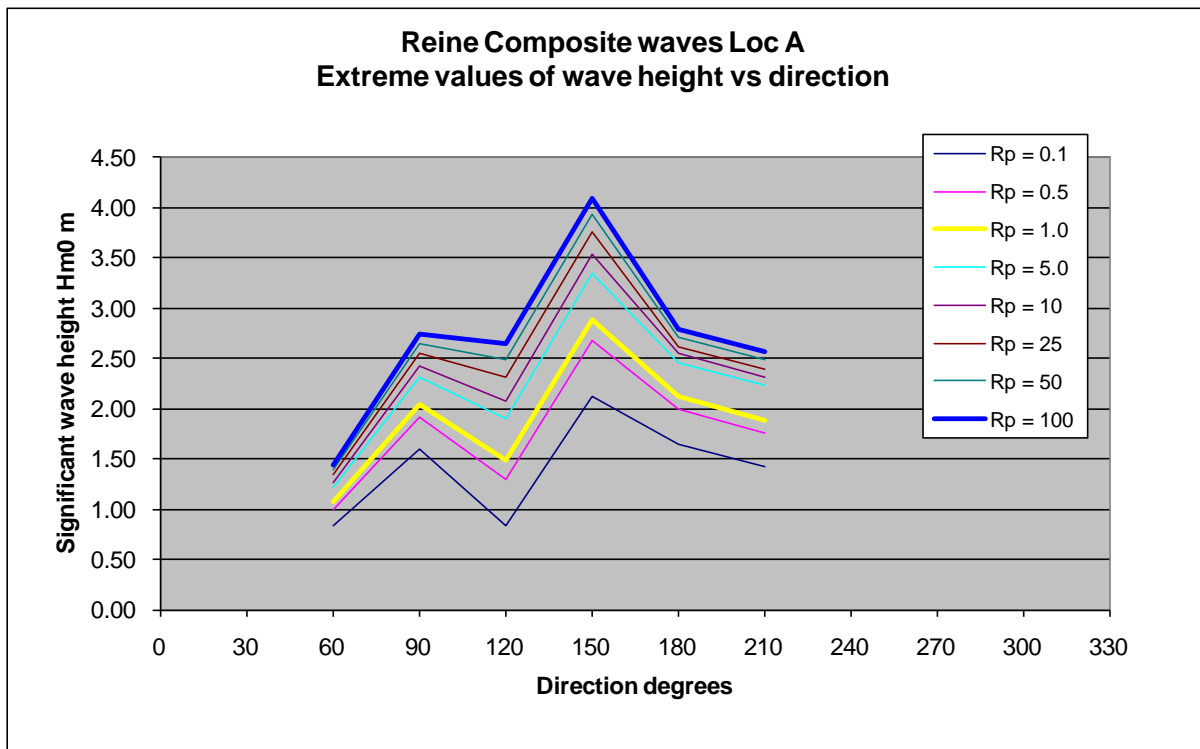
Ved å kombinere verdiene i Figur 7 med bølgehøydekoefisientene i Figur 12 og Figur 13, kan vi nå få et estimat på bølgehøydene i hhv Punkt A og Punkt B. Det endelige resultat er vist i Figur 14 og Figur 15.



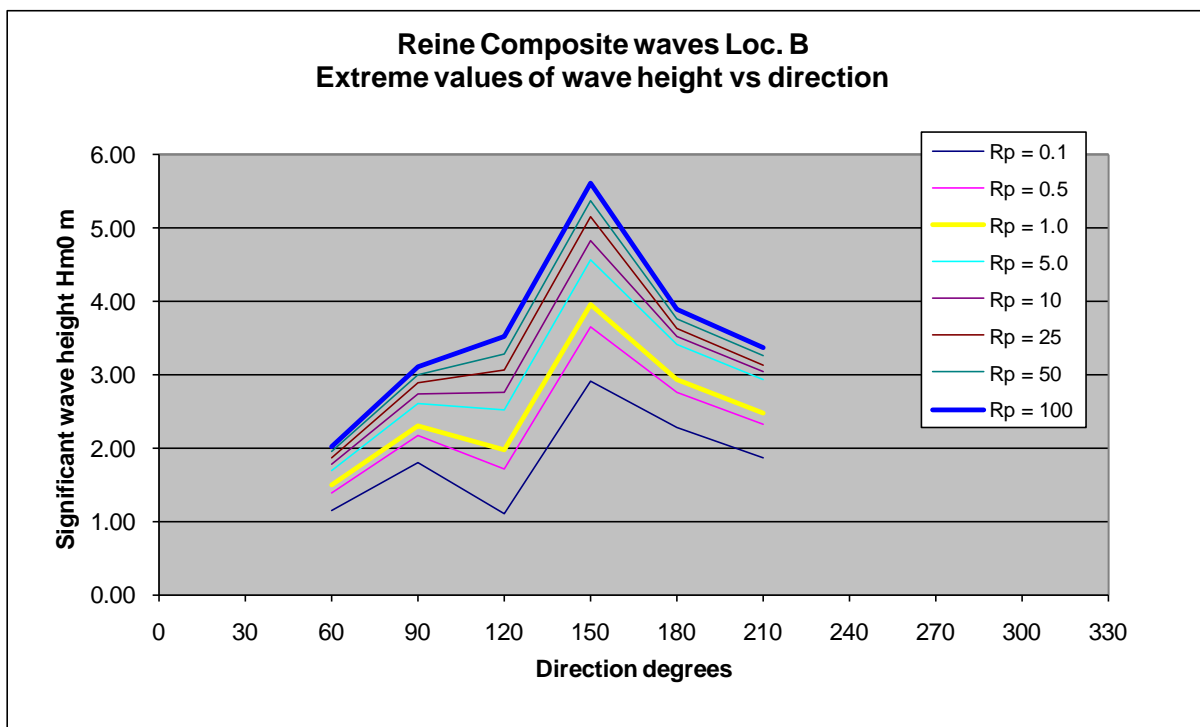
Figur 12 Bølgehøydekoefisient Punkt A



Figur 13 Bølgehøydekoefisient Punkt B



Figur 14 Fordeling av ekstremverdier av signifikant bølgehøyde, Punkt A



Figur 15 Fordeling av ekstremverdier av signifikant bølgehøyde, Punkt B

#### 4 VANN-NIVÅ

Den nærmeste standardhavnen i Sjøkartverkets målenett er Kabelvåg.

Ekstremverdier av vann-nivå i Kabelvåg gjeldende for 2010 er vist i Tabell 2 og Figur 16.

Kabelvåg mangler referanse til NN1954, men i Bodø ligger middelvann 14 cm under NN1954, og vi anslår på det grunnlaget at NN1954 ligger 10 cm under NN1954 i Kabelvåg, dvs ca 181 cm over LAT.

Tabell 2 Vannstandsdata for Kabelvåg. Middelvann ligger 171 cm over LAT.

Returperiode år	Vann-nivå, cm over sjøkartnull (LAT = Laveste Astronomiske Tidevann)
1	380
5	399
10	407
20	416
25	419
50	427
100	436
200	446
Middelvann	171
Høyeste reg.	422

I hht rapporten Klima i Norge (2) kan klimaendringer føre til at middelvannstanden langs kysten stiger. For Reine er det beregnet en sannsynlig nettostigning på 20 cm fram til 2050, og ytterligere stigning på 47 cm fram til 2100.

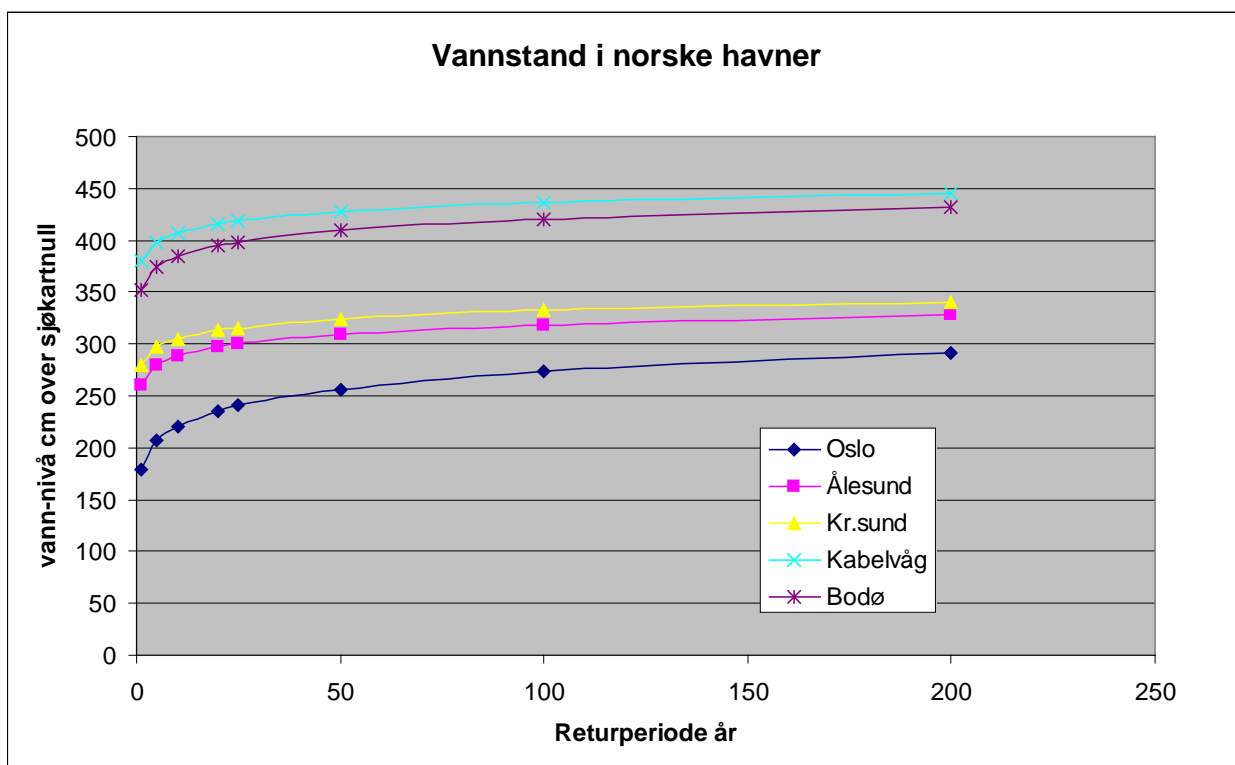
Nettostigningen av middelvann-nivået er et uttrykk for at havnivået kan stige samtidig som vi vet at landet hever seg samtidig som følge av avlastingen av isvekta etter siste istid.

I denne sammenheng skal det bemerkes at levetiden for prosjektet styres av hvor mange år fram i tid man ønsker at prosjektet skal holde seg innenfor de dimensjonerende verdier, i dette tilfellet enten fram til 2050 eller til 2100.

Hvilken returperiode eller gjentakintervall man velger styrer hvor stor sikkerhet man har for at de dimensjonerende verdier ikke skal overskrides innenfor levetiden.

*Vårt forslag er å legge til grunn en returperiode på 100 år og en levetid fram til 2050.* I praksis betyr det at man i 2050 kan komme i den situasjon at man ser at i perioden fra 2050 til 2100 vil mangle 47 cm på at en sikkerhet tilsvarende 100 års returperiode skal være oppfylt i 2100.

Fra en praktisk og økonomisk synsvinkel vil det være beste å ta beslutningen om en eventuell heving av vegbanen med 47 cm i 2050, fordi man på det tidspunktet uansett vil måtte gjennomføre en viss oppgradering av vegen, og fordi man da vil ha et bedre grunnlag for å vite hvor mye vegen må heves. Anslagene for havnivåheving mellom 2050 og 2100 er beheftet med stor grad av usikkerhet, og kan bli både større og mindre.



Figur 16 Vann-nivåer i noen norske havner. Høyder er angitt i cm over sjøkartnull.

De foreslåtte høydene for veglinjen ved Reine blir da som vist i Tabell 3. Her er det lagt til et skjønsmessig tillegg på 10 cm for "vind-effekter". Årsaken til dette tillegget er formen på Vestfjorden. Vind fra SV sektor vil presse vann nordover langs Helgelandskysten inntil det stoppes av Lofoten-øyene. Man kan derfor risikere at en liten endring i vindhastigheter eller vindretninger kan forårsake en relativt stor endring i den delen av vann-nivået som skyldes vindoppstuvning, og vi velger derfor å legge inn en ekstra sikkerhet mot dette.

Hvis anbefalingen i Tabell 3 følges, vil det tilsvare at man starter med en returperiode for middelvannstand i Reine på ca 600 år, som vil gradvis synke ned mot 100 år i 2050.

Tabell 3 Foreslått dimensjonerende stille vannnivå for Reine med returperiode 100 år fram til 2050

	Høyder i cm		
	Sjøkartnull	middelvann	NN1954
Vann-nivå Kabelvåg, returperiode 100 år	436	265	255
Tillegg for havnivå til 2050	20	20	20
Tillegg for vind-effekter	10	10	10
<b>Sum</b>	<b>466</b>	<b>295</b>	<b>285</b>
<b>Høyde, vegbane Punkt A</b>			<b>450</b>
<b>Høyde, vegbane Punkt B</b>			<b>500</b>

## 5 VURDERING AV TILSTAND

Med den irregulære formen som avslutningen mot sjøen har ved Hamnøy, er det ikke mulig å lage en teoretisk beregning av hvor høyt opp bølgene vil skylle under en storm. Fronten mot sjøen er her preget av varierende materiale (delvis fylling og delvis fast fjell), varierende dybde og bunnhelning, og sterkt varierende vinkel mellom kystlinje og bølger.

Vi kan imidlertid slå fast at vegbanen ligger betydelig under det nivå som må til for å sikre at vegen kan trafikkeres til enhver tid, og sannsynligvis også under det nivå som er nødvendig for å sikre vegfyllingen mot ødeleggelser og skader under større stormer.

Eksempelvis vil ett års vann-nivå nå opp til 209 cm over NN1954. En storm med ett års returperiode vil ha en signifikant bølgehøyde på ca 4.0 m (150°) i Punkt B (sør for Rundkulten), hvilket betyr at ca 16 % av bølgene er høyere enn 4.0 m, og den høyeste bølgen i stormen er nesten 8 m. På dette punktet er vegbanen på ca 5.0 m over NN1954 og brystvernet ca 6.0 m over NN1954. Fribordet fra stille vannsnivå til toppen av brystvernet er da 600 cm – 209 cm = 391 cm.

Vi ser altså at selv i en moderat situasjon som ett-års vann-nivå kombinert med ett-års storm vil vi få overskylling også før vi tar hensyn til at den vertikale oppskyllingshøyden på en ru flate normalt er 2 – 3 x signifikant bølgehøyde.

Vi ser imidlertid også at vegbanen ligger godt over det nivå som havet kan stige til i en ekstrem-situasjon både i dag og i overskuelig framtid (Tabell 3), slik at den kritiske faktor ved Hamnøy er bølger. Situasjonen ved Hamnøy kan derfor oppsummeres i fire punkter:

1. Vegbanen ved Hamnøy ligger høyt nok til å unngå direkte oversvømmelse i overskuelig framtid (også under hensyn til mulige klimaendringer)
2. Selv ved moderate stormer (eksempelvis ett års returperiode) må man regne med overskylling inn på vegbanen ved Hamnøy
3. Overskyllingen i en dimensjonerende situasjon er for kompleks til å kunne beregnes teoretisk, men vannmengdene vil være så store at det vil være forbundet med stor fare å bruke vegen eller å oppholde seg der.
4. Tilstanden for de mindre fyllingene som i dag utgjør fronten mot øst og sørøst er så dårlig på grunn av slitasje og skader at situasjonen må regnes som kritisk. Det er stor fare for at en større storm vil kunne føre til skader som forplanter seg inn på vegbanen og gir et større brudd.

## 6 MULIGE TILTAK

Teoretisk sett kan man sette opp følgende tiltak for å få kontroll over situasjonen:

- A. Heve vegbanen til sikker høyde
- B. Øke brystvernet til sikker høyde
- C. Foreta tiltak for å redusere bølgehøyden.

Vi antar at tiltak av typen A og B er lite aktuelle av estetiske grunner. Sikker høyde i dette tilfellet vil tilsvare en fyllingshøyde på minimum 10 – 12 m over NN1954, og vi antar at dette er lite forenlig med stedets karakter og dets funksjon som turistmål. Skulle denne høyde oppnås ved hjelp av en tradisjonell steinfylling, så ville det også betinge en betydelig ekspansjon i bredden.

Vi mener derfor at det mest effektive og mest attraktive tiltak er å søke å redusere de lokale bølgehøydene ved å foreta utfyllinger i sjøen på de mest utsatt punktene. En inspeksjon av kartene

(Figur 1) viser at det er områder utenfor begge sider av Rundkulten og ved starten av fyllingen i nord der vanddybden er mindre enn 10 m som vil egne seg godt til dette formålet.

For å unngå store og skjemmende fyllinger kan det fylles grov sprengstein i sjøen opp til et nivå som ligger like under stillevannsnivå, slik at fyllingen normalt ikke skal være synlig fra land. En slik undervannsmolo vil dempe bølgene både ved å gi økt friksjon og ved å indusere bølgebryting i et punkt før bølgen treffer vegfyllingen.

Samtidig bør man oppgradere vegfyllingen ved å supplere med stor blokk der dette tydelig mangler og fornye brystvernet der dette har huller eller er glidd ut.

Det vil være mulig å gi teoretiske estimater på volum av fyllingene og nødvendige størrelser av blokkene, men farvannet er så komplekst og samspillet mellom bølger, brytning mot land og overskyllingen inn på vegbanen er så uoversiktlig at det må regnes som helt nødvendig å verifisere eventuelle løsninger ved hjelp av modellforsøk i laboratorium.



**REFERANSER**

1. Lothe, A E: Beregning av dimensjonerende krefter på støttemur E10 ved Hamnøy, Vest-Lofoten, SINTEF rapport datert 2010-06-22 (foreløpig utgave)
2. met.no – Bjerknessenteret – Nansensenteret – Havforskningsinstituttet – NVE: Klima i Norge 2100 Bakgrunnsmateriale til NOU Klimatilpasning, foreløpig utgave 2009



**LEPSØYREVET**

**Bølger og stormflo mot ny fylling**

**SINTEF Byggforsk**

Postadresse:  
Postboks 4760 Sluppen  
7465 Trondheim

Sentralbord: 73593000  
Telefaks: 73592376

byggforsk@sintef.no  
<http://www.sintef.no/Byggforsk/>  
Foretaksregister:  
NO 948007029 MVA

# Prosjektnotat

## Lepsøyrevet

Bølger og stormflo mot ny fylling

**VERSJON**

1

**DATO**

2012-06-01

**FORFATTER(E)**

Arne Erling Lothe

**OPPDRAGSGIVER(E)**

Vegdirektoratet

**OPPDRAGSGIVERS REF.**

Gordana Petkovic/2009059405

**PROSJEKTNR**

3C0512

**ANTALL SIDER OG VEDLEGG:**

19

**SAMMENDRAG****UTARBEIDET AV**

Arne E Lothe

**GODKJENT AV**

Arnstein Watn

**PROSJEKTNOTAT NR**

3C0512-1

for *Erik Tonum*  
SIGNATUR

SIGNATUR

*Arnstein Watn*

GRADERING

Fortrolig

# Historikk

VERSJON	DATO	VERSJONSBEKRIVELSE
1	2012-06-01	Notat med vurdering av bølger og stormflo mot ny fylling

# Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>Innledning</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Kart og datagrunnlag</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Data-analyse</b> .....	<b>6</b>
3.1	Dønning og havsjø.....	6
3.2	Vind og vindsjø.....	12
3.3	Samlet resultat, bølger.....	14
3.4	Stormflo.....	16
<b>4</b>	<b>Resultater</b> .....	<b>18</b>
<b>5</b>	<b>Konklusjon</b> .....	<b>19</b>

## BILAG/VEDLEGG

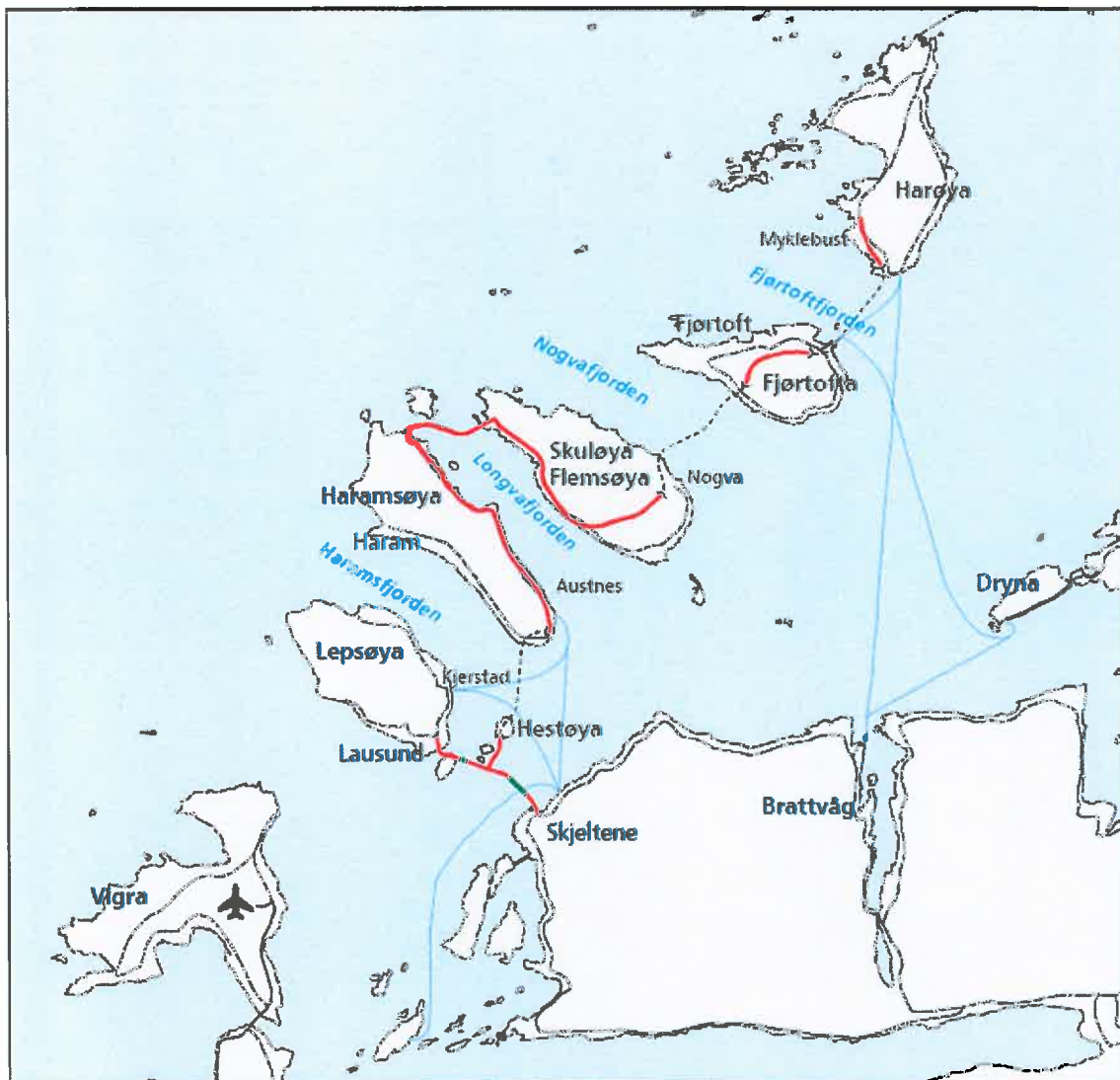
[Skriv inn ønsket bilag/vedlegg]

## 1 Innledning

Vegdirektoratet gjennomfører en undersøkelse av norske vegers sårbarhet overfor klimaendringer. Som del av dette prosjektet skal det vurderes hvor sårbare konstruksjoner i kystsonen (spesielt vegfyllinger) er for bølger og høy vannstand i framtiden. For å illustrere problemstillingen er det valgt ut 5 lokaliteter der kombinasjonen stormflo og høye bølger skal vurderes spesielt. Som en del av dette prosjektet har SINTEF tidligere laget studier av:

1. Festningstunnelen i Oslo
2. E10 ved Hammøy i Lofoten
3. Vegfylling Valderøy – Giske

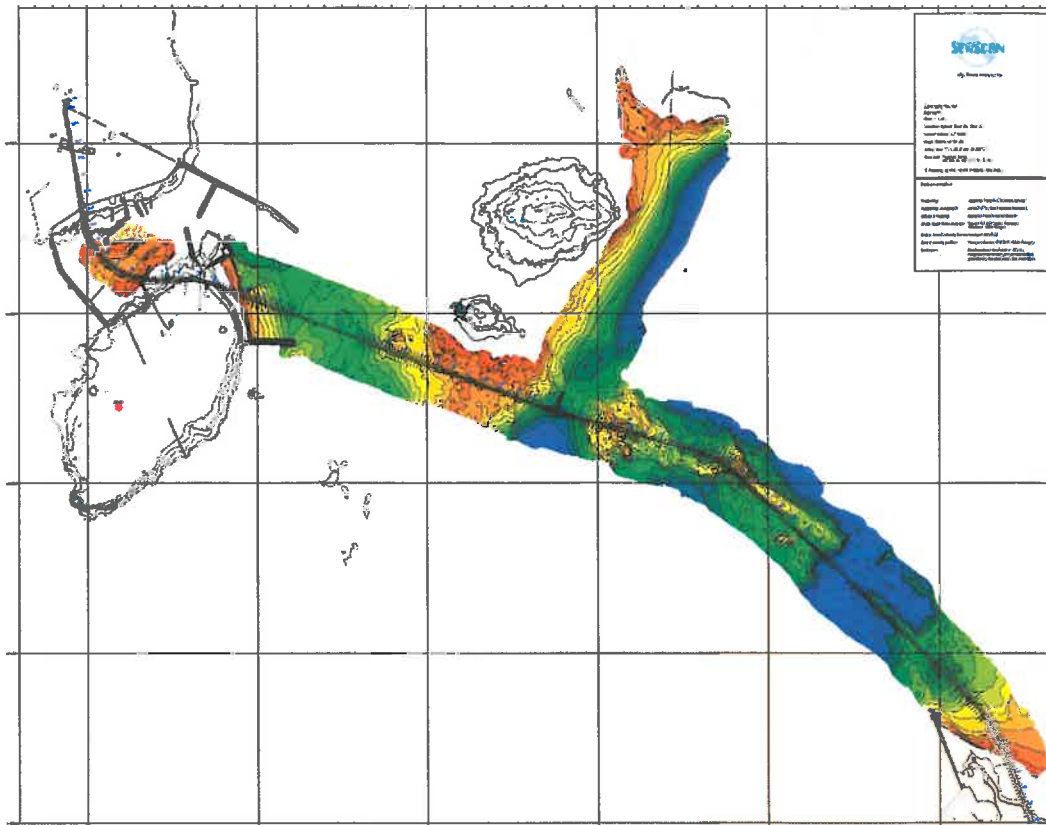
I dette notatet ser vi på en planlagt vegfylling/bru over Lepsøyrevet, Møre og Romsdal, se Figur 1.



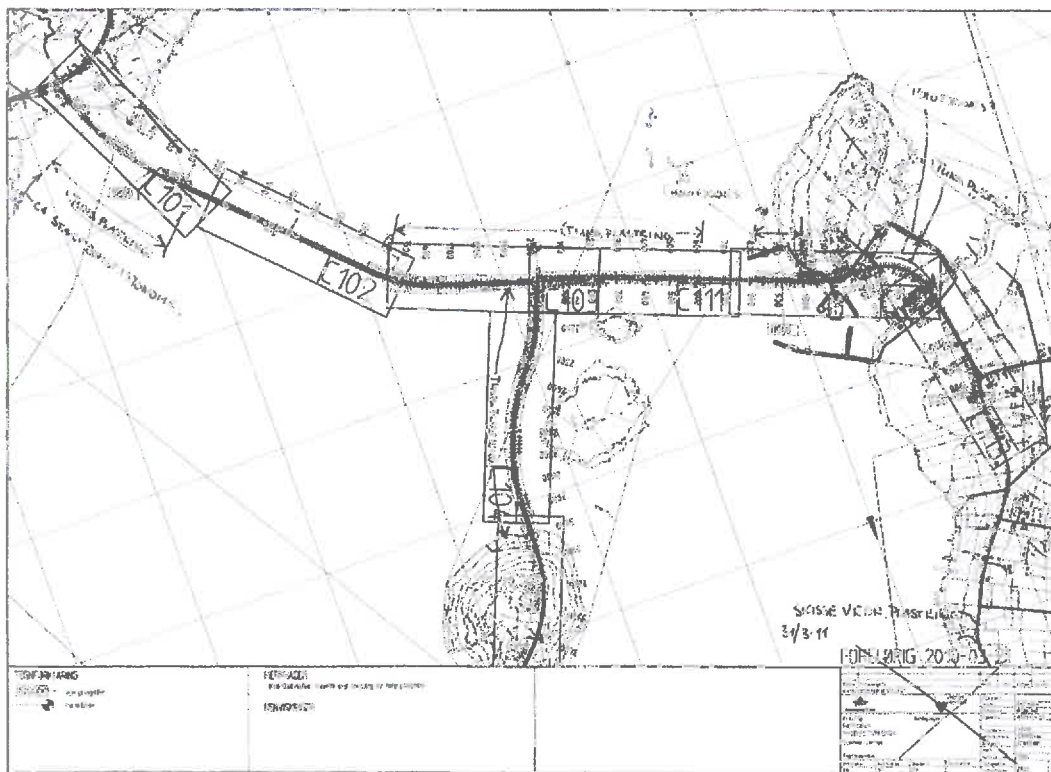
Figur 1 Oversiktskart over planlagt fylling fra Skjeltene til Lepsøya ved Lausund (Statens Vegvesen). Planlagte bruspenner er markert med grønt.

## 2 Kart og datagrunnlag

Kart og beskrivelse av prosjektet er levert av Vegvesenet.



Figur 2 Dybdedata for fyllingstrasé (Statens Vegvesen)



Figur 3 Foreløpig plastringsplan (Statens Vegvesen)



### 3 Data-analyse

#### 3.1 Dønning og havsjø

Kryssingsstedet ligger skjernet for direkte angrep fra bølger fra havet i vest, men havbølger kan fortsatt nå fram via sundet mellom Vigra og Lepsøya (Vigra fjorden) og via Haramsfjorden. I tillegg kan det komme bidrag fra lokal vindsjø både fra nordøst og sørvest.

For å kunne modellere denne bølgeinntrengingen av havsjø, er det benyttet en modell kalt STWAVE som også ble benyttet til beregningen av data for E10 i Hamnøy og Valderøy-Giske. STWAVE er en spektral modell, som beregner hvordan et spektrum av bølger beveger seg over en bunn med varierende og endelig vanddyb. Modellen tar hensyn til refraksjon, diffraksjon og friksjon.

Det modellerte området er vist i Figur 4. Størrelsen av modellområdet er 23.0 x 20.0 km<sup>2</sup>. Figur 4 viser også plassering av 6 punkter A –D, N og S, som representerer hhv 4 punkter i veg/fyllingstraséen og ett punkt for bølger i Haramsfjorden og ett punkt for bølger i Vigrafjorden.



Figur 4 Dybdatamodell. Punktene A – D, S og N markerer hvor det er beregnet detaljerte data

Hensikten med denne bølgestudien er å etablere en koeffisientmatrise som viser forholdet mellom bølgehøyden i et gitt punkt X og bølgehøyden i åpent hav. På den måten kan vi lage en statistikk for bølgene i vegtraséen. Bølgehøydekoefisienten C for punkt X er gitt ved:

$$C_X(T_p, \theta) = H_X(T_p, \theta) / H_0(T_p, \theta); \text{ der}$$

$H_0$  = signifikant bølgehøyde i åpent hav

$H_X$  = signifikant bølgehøyde i punkt X

$(T_p, \theta)$  = spektral topp-periode og middel bølgeretning i åpent hav.

En kan merke seg at koeffisienten C er tilnærmet uavhengig av bølgehøyden.

Ved beregningen av bølger tar vi utgangspunkt i følgende situasjon i åpent hav:

Bølgeretning:	270°, 300°, 330°, 360°
Spektral topp-periode:	12 s, 14 s, 16 s
Vann-nivå:	+2.0 m over LAT
Retningsspredning:	30°
Sign. bølgehøyde	5.0 m
Jonswap $\gamma$ -parameter:	2.5.

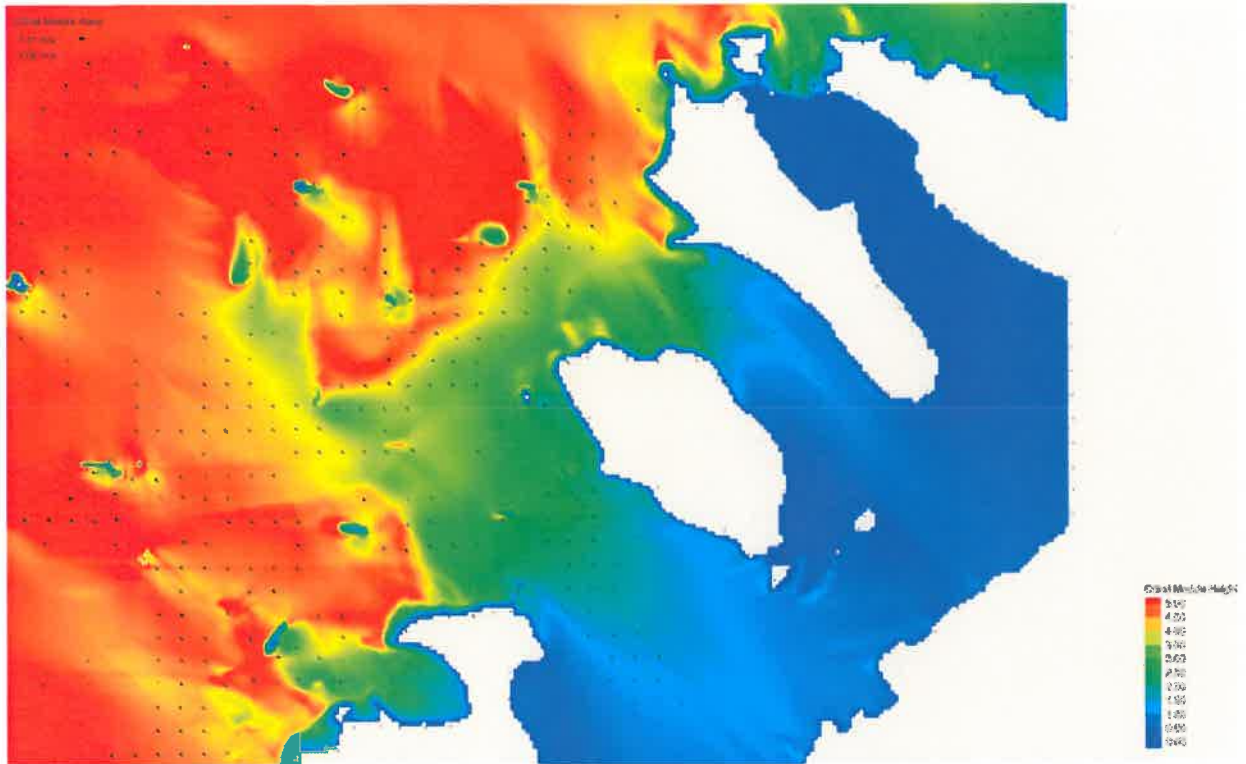
Det er undersøkt i alt 12 kombinasjoner av periode og retning. Et eksempel på resultat fra bølgeanalysen er vist i Figur 5. Denne figuren viser dønning fra retning 300°.

Ved å hente ut data fra de ulike punktene for alle slike kjøringar kan vi danne oss et bilde av hvordan bølgedempingen varierer med retning og periode. Dette er vist i Figur 9 - Figur 14. Vi benytter nå den statistiske fordelingen av beregnede verdier av signifikant bølgehøyde i Punkt 1318 for perioden 1980 – 2008. Dette punktet ligger i posisjon N63.1° / Ø4.1°, og kan regnes som representativt for åpent hav utenfor Ålesund. Ved å kombinere tallene fra denne figurene med koeffisientverdiene fra i Figur 9 - Figur 14 kan vi finne estimater for ekstremverdier i Punktene A – D, N og S.

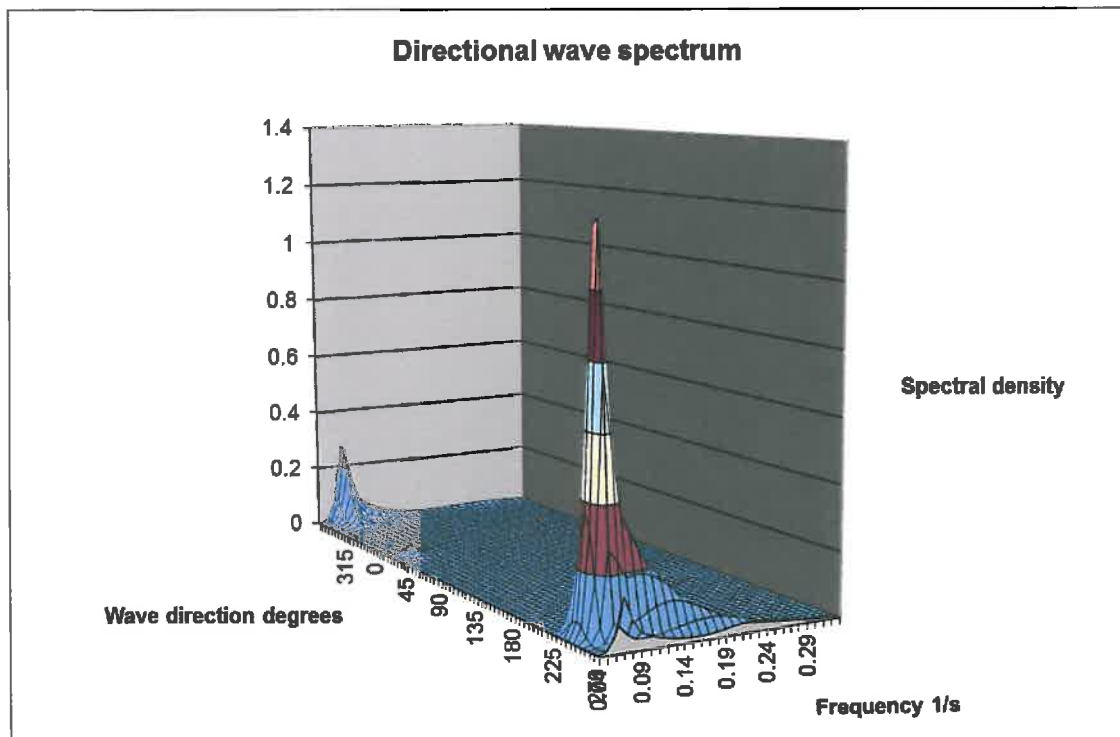
Vi ser av Figur 5 at mesteparten av energien kommer inn gjennom Vigrafjorden, og at kun en liten del kommer inn gjennom Haramsfjorden. Dette skyldes at det er et stort grunnområde like utenfor Haramsfjorden som sørger for spredning av bølge-energien, mens det finnes en smal djupål som fører fram til Vigrafjorden.

Forskjellen mellom bidragene fra de to fjordene kan sees av Figur 6 - Figur 8 som viser hhv 3-dimensjonalt spektrum, frekvens-spektrum og retnings-spektrum for Punkt C med samme bølgesituasjon som i Figur 5.

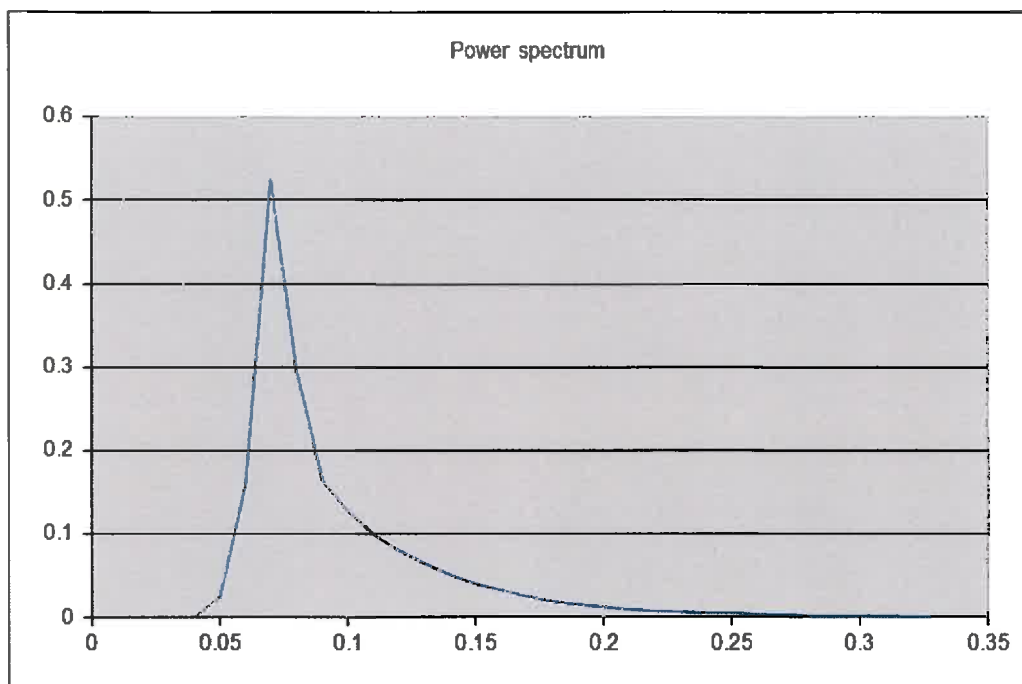
Forskjellen på bølger i Vigrafjorden og Haramsfjorden kan også sees av Figur 13 og Figur 14, som viser at bølgehøydekoefisienten for Vigrafjorden er over dobbelt så høy som for Haramsfjorden.



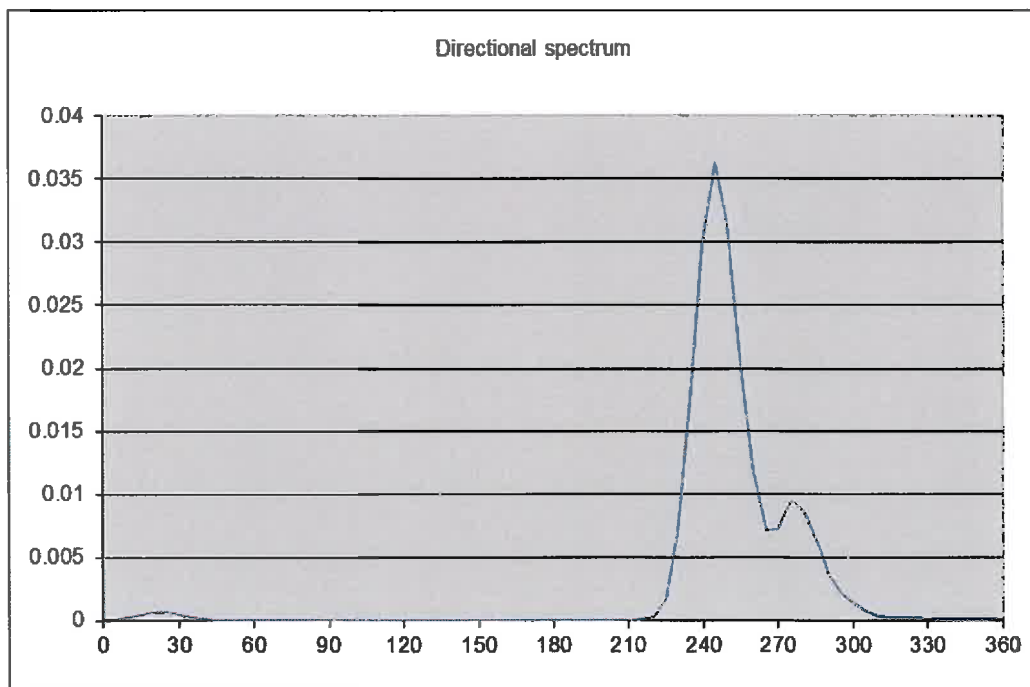
Figur 5 Signifikant bølgehøyde ved innkommende havsjø fra retning 300°, med spektral toppperiode 14 s og signifikant bølgehøyde 5.0 m i åpent hav.



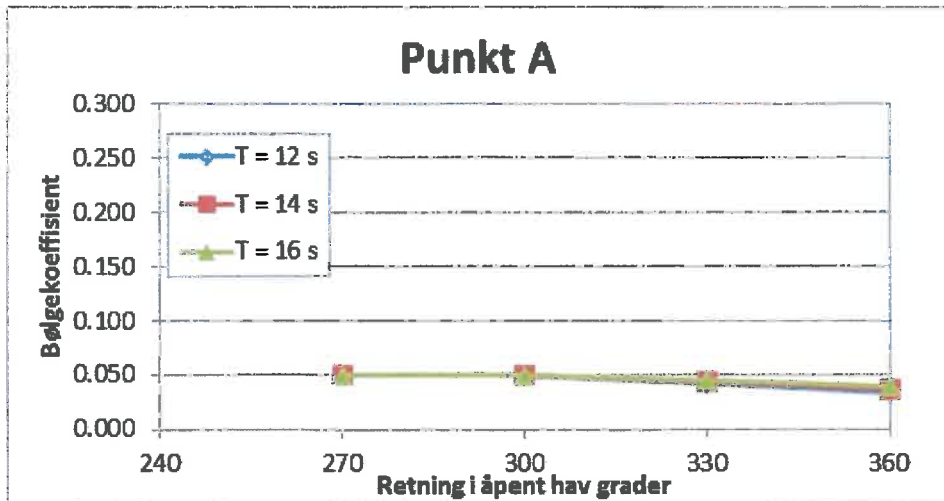
Figur 6 Punkt C: 3-dimensjonalt spektrum for bølger fra retning 300°, med spektral toppperiode 14 s og signifikant bølgehøyde 5.0 m i åpent hav. Toppen av energispekteret ligger på retning 250°, dvs fra Vigrafjorden



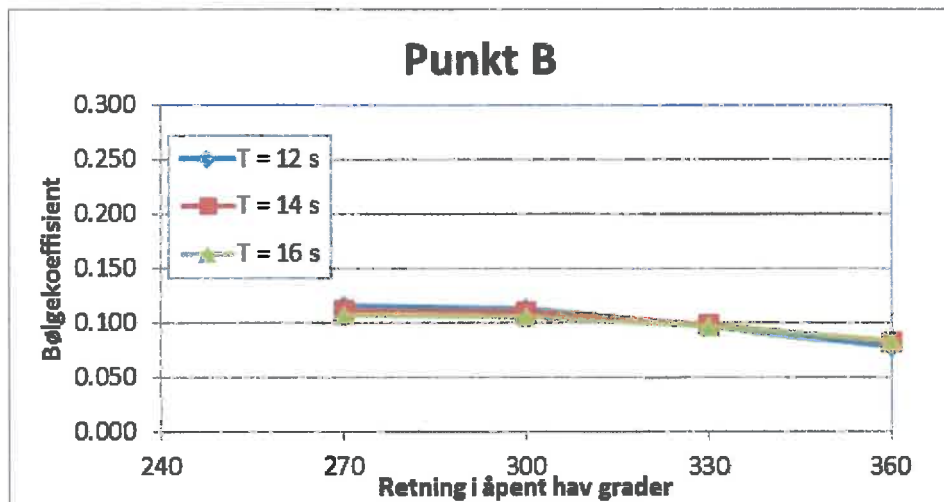
Figur 7 Frekvens-spektrum fra samme situasjon som Figur 6. Bølge-energien har beholdt sin opprinnelige frekvens på  $1/14.0 \text{ s} = 0.07 \text{ Hz}$ .



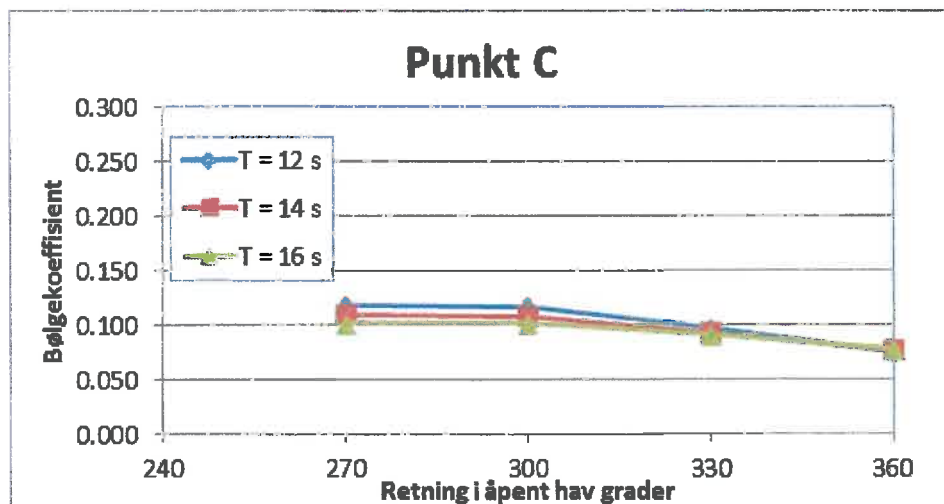
Figur 8 Retnings-spektrum fra samme situasjon som Figur 6. Bølge-energien har en topp for bølger som kommer fra retning  $250^\circ$  (Vigra fjorden), og en mindre topp for bølger som kommer fra  $280^\circ$  (Haramsfjorden).



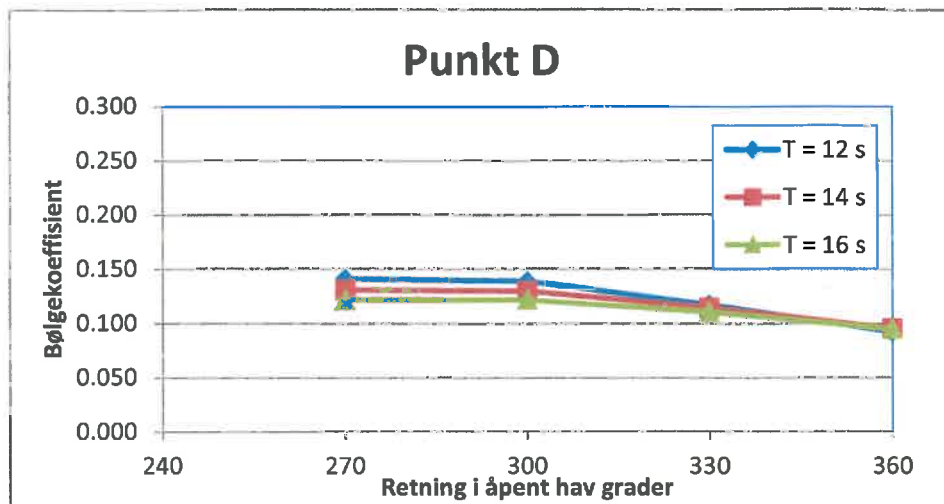
Figur 9 Punkt A: Bølgehøydekoefisient



Figur 10 Punkt B: Bølgehøydekoefisient

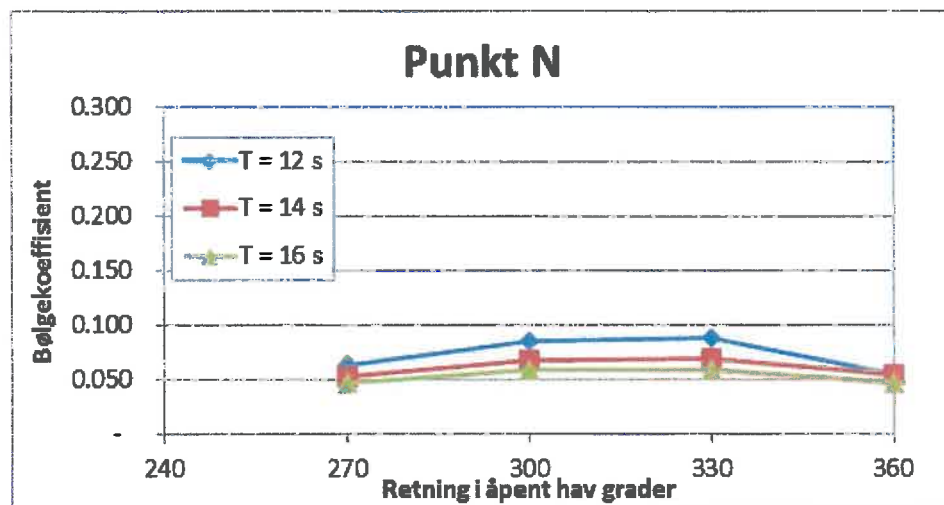


Figur 11 Punkt C: Bølgehøydekoefisient



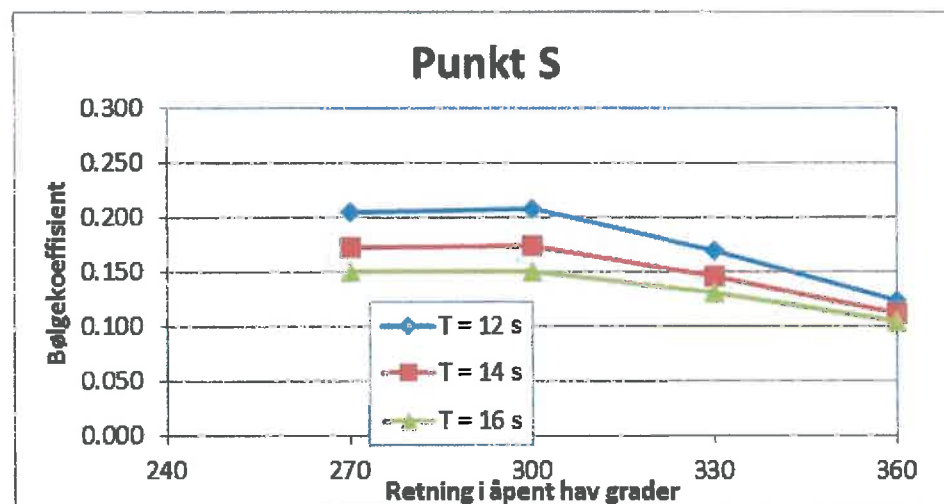
Figur 12

Punkt D: Bølgehøydekoefisient



Figur 13

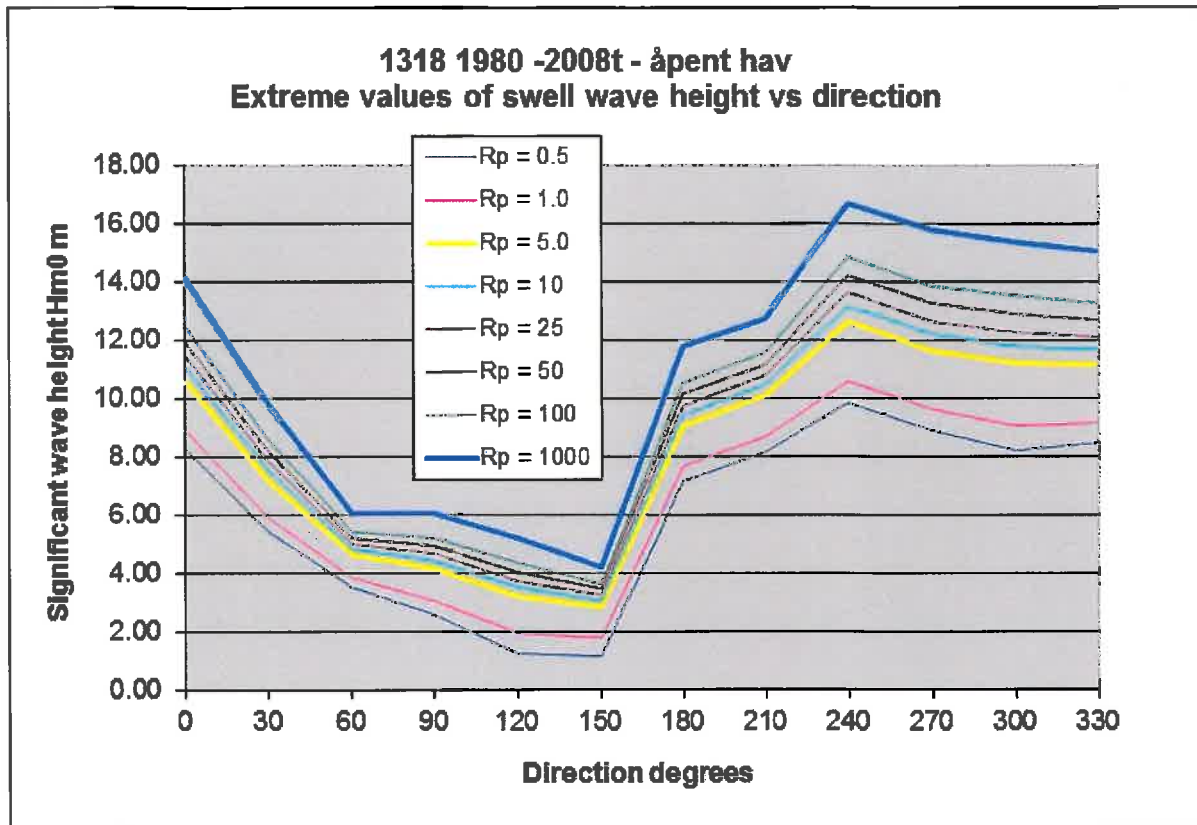
Punkt N: Bølgehøydekoefisient



Figur 14

Punkt S: Bølgehøydekoefisient

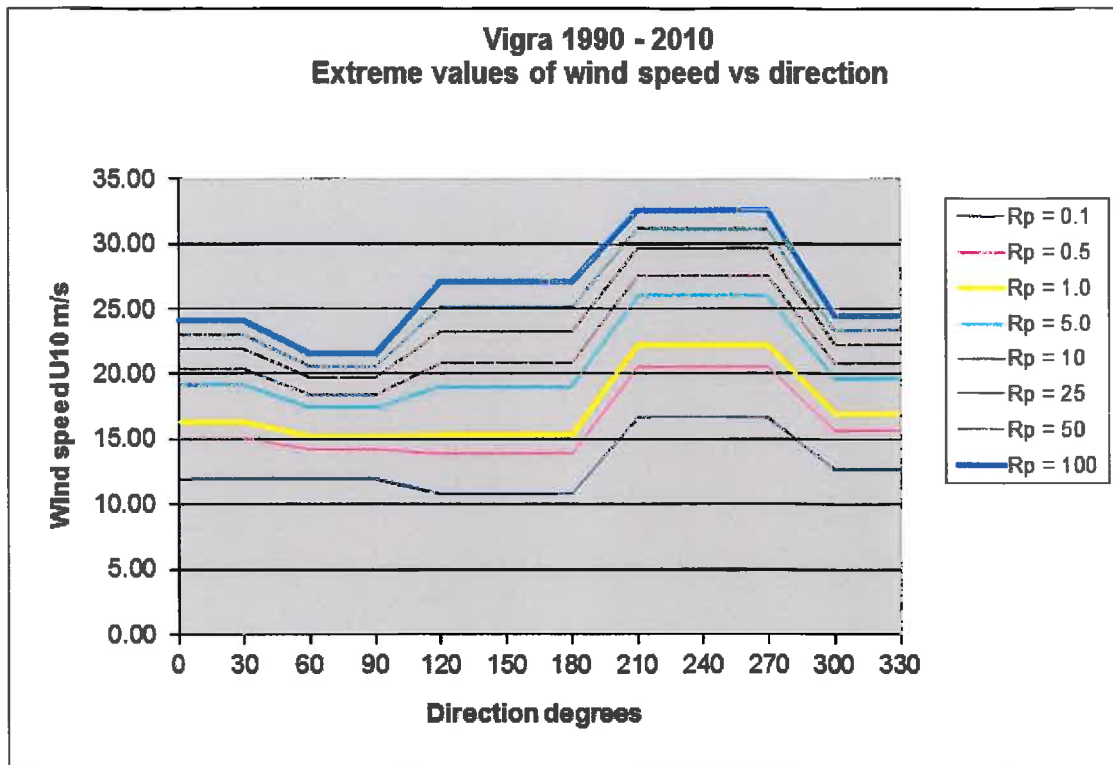




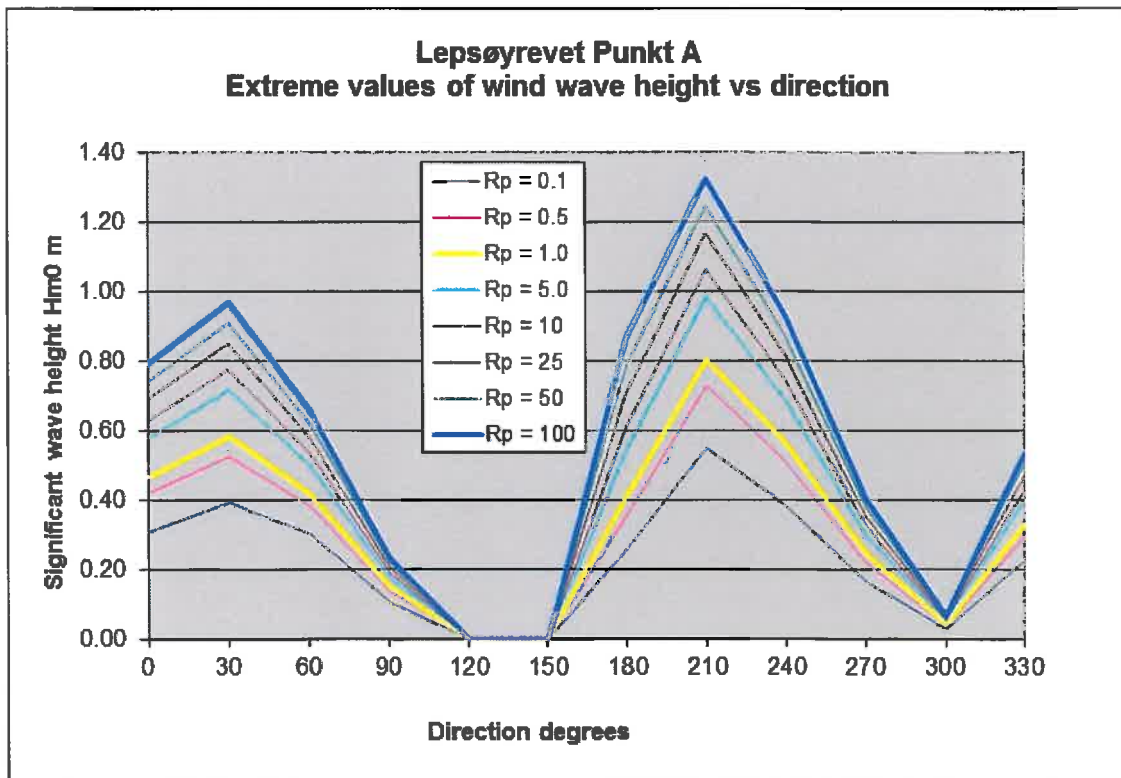
Figur 15 Ekstremverdier av signifikant bølgehøyde i Punkt 1318/åpent hav utenfor Mørekysten.

### 3.2 Vind og vindsjø

Vindbølgene som kommer inn fra hhv nordøst og sørvest er modellert ved å benytte vind-data fra Vigra 1990 – 2011 sammen med innmålte lengder av fri sjøoverflate inn mot veggen. Bølgene er beregnet med SINTEFs program HSCOMP. Resultat av vind-data-analysen er vist i Figur 16. Hvor høye bølger som kan komme inn mot vegtraséen er forskjellig for hvert punkt. Nedenfor er vist resultatet fra Punkt A og Punkt D.

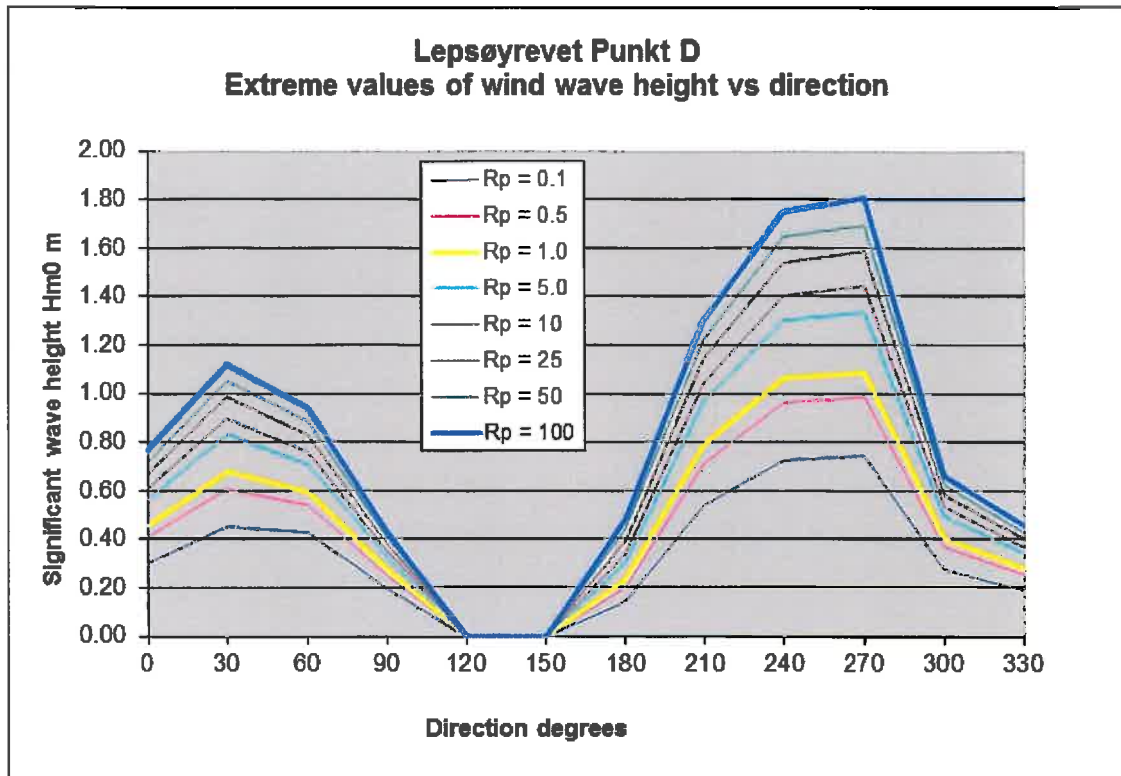


Figur 16 Analyse av ekstremvind fra Vigra 1990 – 2010. Det er antatt at vinden kan dreie inntil 30° i ugunstig retning. Alle observasjoner under 5 m/s er fjernet.



Figur 17 Fordeling av ekstremverdier av signifikante bølgehøyder, Punkt A





Figur 18 Fordeling av ekstremverdier av signifikante bølgehøyder, Punkt D

### 3.3 Samlet resultat, bølger

For å gi et samlet resultat av bølgene mot en fyllingstrasé må vi skille mellom bølger fra sør og bølger fra nord. Sørsida av fyllingen vil være utsatt for havsjø fra Vigrafjorden (ca 250°) og lokal vindsjø fra retningen 150° - 270°, og nordsida vil være utsatt for havsjø fra Haramsfjorden (280° - 300°) og lokal vindsjø fra retningen 0° - 120°.

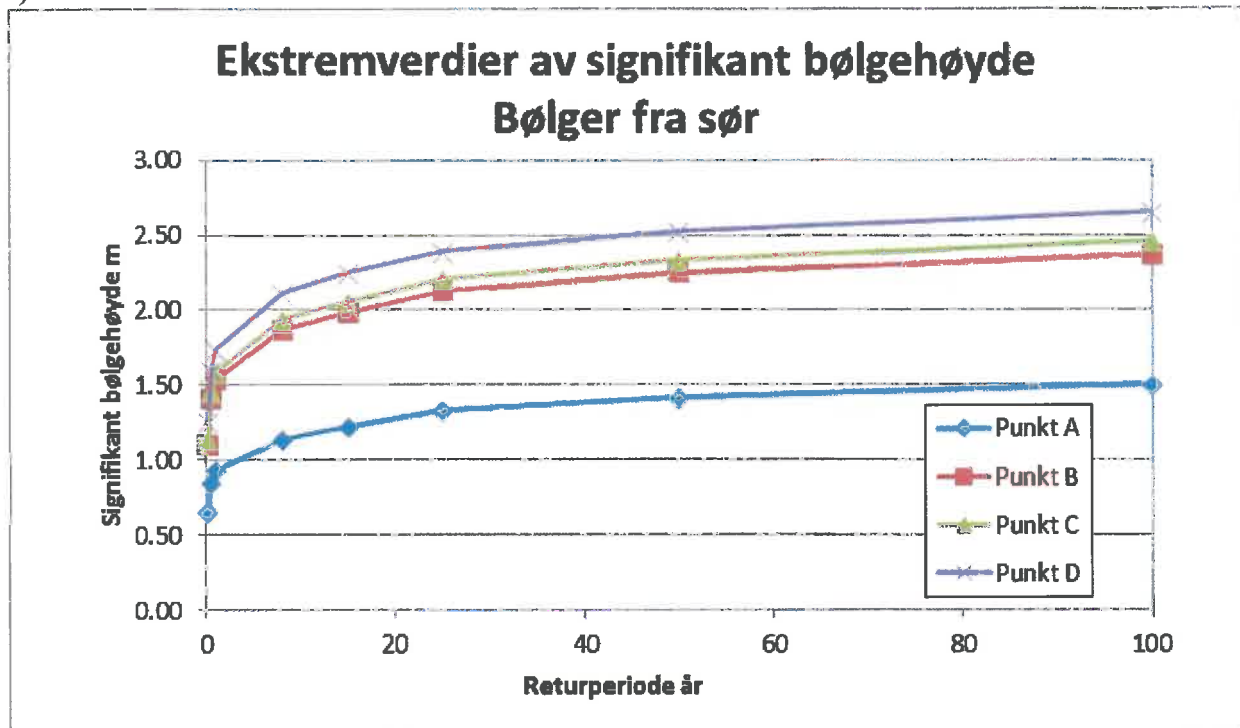
For å skille mellom disse to ulike sjøtilstandene har vi kombinert lokal vindsjø fra de aktuelle retningene med dønning på følgende måte:

- Bølger fra nord: lokal vindsjø fra retningen 0° - 120° + 50 % av bølgehøyden av dønning fra havet
- Bølger fra sør: lokal vindsjø fra retningen 0° - 120° + 100 % av bølgehøyden av dønning fra havet.

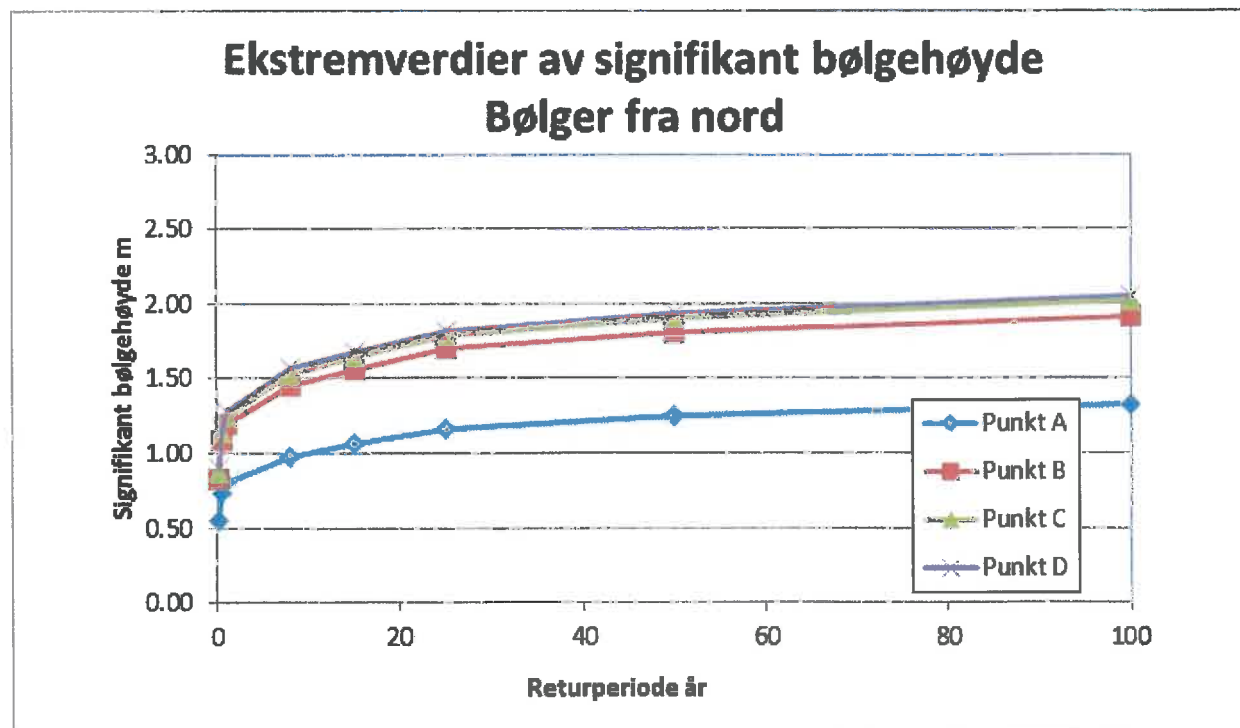
Teoretisk sett skulle vi nå ha gjort et fradrag i dønningen fra sør for å ta hensyn til av noe av denne dønningen faktisk kommer fra nordsiden, men Figur 8 viser at den andelen dønning som kommer fra nord er svært liten. (I eksempelet i Figur 6 og Figur 8 er fordelingen av dønning 0.26 m fra nord og 0.47 m fra sør. Den totale bølgehøyden er 0.54 m.) Vi gjør derfor det konservative valg å neglisjere dette fradraget, likeledes som det er et konservativt valg å anta at dønningbølgehøyden fra nord er så høy som 50 % av den totale bølgehøyden i Punkt A - D.

Retningen som er vist i de ovenstående figurene er hhv vindretningen og bølgeretningen i åpent hav, men ved fyllingstraséen er det tilstrekkelig å inndele bølgene i hovedretningene fra sør (sørlig sektor, 240° - 270°) og fra nord (nordlig sektor 0° - 60°).

Resultatet av disse operasjonene er vist i Figur 19 og Figur 20. Her ser vi at bølgehøydene er vesentlig høyere på sørsida enn på nordsida, og det skyldes et høyere innslag av dønning fra sør. En ytterligere forskjell er at mens sjøtilstanden på sørsida i alle punkter bortsett fra Punkt A er dominert av dønning og altså av en høy periode (12 – 16 s), er sjøtilstanden på nordsida dominert av kortere vindbølger (opp til ca 6.0 s)



Figur 19 Ekstremverdier av signifikant bølgehøyde fra sektor sør



Figur 20 Ekstremverdier av signifikant bølgehøyde fra sektor nord

### 3.4 Stormflo

Nødvendig høyde av en vegfylling avgjøres av hvor høyt opp bølgene under en storm vil komme. I Norge er det gode empiriske data som indikerer at det er en sammenheng mellom kraftige stormer og høy vannstand. Eksempelvis ble det under stormen "Berit" vinteren 2011/2012 notert 5 nye observasjoner av "høyeste registrerte vannstand" ved Sjøkartverkets målestasjoner.

Vi må derfor legge til grunn av sammentreff av f eks 100 års bølgehøyde og 100 års vannstand har en returperiode som vil ligge i nærheten av 100 år, og ikke 10,000 år som man ellers ville fått dersom de to hendelsene var fullstendig uavhengige.

Sjøkartverket har en målestasjon i Ålesund. Fra denne stasjonen kan vi hente ekstremverdier for stormflo i Ålesund. Stormflo er her definert som den samlede virkning av alle effekter som bidrar til et høyt vann-nivå på stedet. Ekstremverdiene er basert på at dagens tilstand er stabil mhp middelvann-nivå og effekten av stormer (primært bølger, vind og luft-trykk).

Det er i tillegg observert at middelvannstand i havet er globalt er stigende. Årsakene til dette er mange og kompliserte, og er ikke tema for denne undersøkelsen. Rapporten "Klima i Norge" utgitt av Miljøverndepartementet med bidrag fra flere ledende norske institusjoner gir estimater på den globale havstigningen og på netto stigning i norske kystkommuner. Årsaken til at stigningen ikke er lik over hele landet er at landet også stiger som er resultat av nedpressingen under siste istid (isostatisk stigning). Landhevingen er størst der hvor isdekket var tykkest, og hevingen er derfor mindre ved den ytterste kystlinjen. I store deler av landet er landhevingen stor nok til å overstige havnivåhevingen innenfor de neste 40 – 60 år, og estimater som tilsier at stormflonivåene vil øke i f eks 2050 er et resultat av at man legger inn en skjønnsmessig økning som antas å komme av økt stormaktivitet.

De undersøkelser som er gjort i enkelt-tilfeller (bl a undersøkelsen i dette prosjektet for Oslo) viser at det ikke kan påvises noen slik effekt av økt stormaktivitet, og vi velger derfor å inkludere bare netto effekten av havnivåstigningen i denne beregningen. Resultatet av beregningen er vist i Tabell 1.

Tabell 1 Ekstremverdier av stormflonivå i Ålesund basert på dagens data (2010), og framskriving av samme parameter til hhv 2050 og 2100 under forutsetning av at stormaktiviteten er den samme som i dag.

Retur- periode år	Høyde av stormflo, Ålesund cm over NN1954		
	2010	2050	2100
1	137	159	208
5	156	178	227
10	164	186	235
20	173	195	244
25	176	198	247
50	185	207	256
100	194	216	265
200	204	226	275

Vi skal også se på begrepene levetid og returperiode. Returperioden er et uttrykk for hvilken sikkerhet man har for at verdien (nivået) som tilsvarer returperioden ikke skal overskrides. Levetiden er den perioden som dimensjoneringsforutsetningene er gyldige for. I vårt tilfelle kan man eksempelvis velge returperiode 100 år,

og levetid 40 år, som tilsvarer levetid fram til 2050, og et nivå på 216 cm over NN1954. Det betyr at man ved starten av perioden (i 2010) vil ha en returperiode 470 år, som gradvis vil synke fram til 2050 da returperioden vil være 100 år.

## 4 Resultater

Resultatet av beregninger av bølger og stormflo er vist i Tabell 2. Et estimat på sikker høyde (dvs den høyde som vurderes som sikker mot overskylling) forutsetter at man har gitt verdier til følgende parametere:

- Returperiode
- Levetid
- Akseptert overskyllingsrate i dimensjonerende tilfelle.

Vi kan anbefale følgende verdier, men det står oppdragsgiver fritt å velge andre verdier:

1. Returperiode: 100 år – 50 er vanlig benyttet ved konstruksjoner på land, mens det er vanlig å benytte 100 år for konstruksjoner i sjøen;
2. Levetid: 40 år fram til 2050. 40 års levetid betyr ikke at konstruksjonen ikke kan leve lenger enn 40 år, men i dette tilfellet betyr det at i år 2050 må en vurdere om den estimerte havnivåstigningen er nådd, og om estimatet for 2100 opprettholdes. Observert havnivåstigning i 2050 og estimert videre stigning 2050 – 2100 kan bli både større og mindre enn estimatene i dag tyder på, og det betyr at man senest i 2050 må gjøre nye vurderinger. Dersom man i 2050 finner at estimatene fra 2010 fortsatt holder, så vil man altså mangle ca 50 cm på den påkrevde høyden. Det vil i så fall være enkelt å oppgradere vegfyllingen med den manglende høyden. Vi anbefaler likevel at brukar og konstruksjoner som ikke er oppgraderbare gies en høyde som er holdbar også for 2100-scenariet.
3. Overskyllingsrate: Overskyllingsrate angir andelen av bølger (angitt i %) som i det dimensjonerende tilfellet har en oppskyllingshøyde som er større enn angitt nivå. Dammer og kraftverksmagasiner har et krav på 1 eller 2% tillatt overskylling, som regnes som meget strengt. 10 % kan tillates på konstruksjoner der virksomheten kan innstilles ved behov. For vegger brukes man ofte 5 %, som indikerer at trafikken kan innstilles ved behov (eller at den stopper etter trafikantenes egen vurdering), men indikerer også at vann i vegbanen er farlig, samtidig som det kan være vanskelig å oppdage.

Med disse tre parametervalgene får vi anbefalte høyder av fylling/vegbane som vist i Tabell 2. Det er i tabellen skilt mellom bølger fra sør og bølger fra nord, og for byggingen av fyllingen betyr det at det er ulike krav til høyde på fyllingen på sørsida og nordsida, og i slike tilfeller blir selvsagt det høyeste kravet gjeldende.

Tabell 2 Tabell som viser oppskyllingshøyder, forventede ekstremverdier av stormflo og anbefalt høyde av vegbane/vegfylling. Se teksten for forutsetninger.

Retning	Returperiode år	Bølgeoppskylling m over stille vann				Stormflo cm over NN1954		Bølgeoppskylling m over NN1954 100 års returperiode i 2050			
		Punkt A	Punkt B	Punkt C	Punkt D	2050	2100	Punkt A	Punkt B	Punkt C	Punkt D
fra sør	50	4.00	5.76	5.94	6.30	207	256	6.07	7.83	8.01	8.37
	100	4.20	6.00	6.20	6.57	216	265	6.36	8.16	8.36	8.73
	200	4.38	6.24	6.45	6.82	226	275	6.64	8.50	8.71	9.08
fra nord	50	2.35	3.16	3.28	3.34	207	256	4.42	5.23	5.35	5.41
	100	2.47	3.31	3.44	3.48	216	265	4.63	5.47	5.60	5.64
	200	2.59	3.46	3.60	3.64	226	275	4.85	5.72	5.86	5.90

## 5 Konklusjon

En ny fylling over Lepsøyrevet må dimensjoneres for både lokal vindsjø og for dønning fra både nord og sør. Fyllingen er mest påkjent på sørsiden. Fyllingen er mest påkjent i østre ende på sørsiden.

Det anbefales å dimensjonere fyllingen for 100 års returperiode, tillatt overskyllingsrate 5 % av bølgene under dimensjonerende storm, og levetid fram til 2050.

I 2050 må det vurderes om den observerte utviklingen av middelvannstand i havet tilsier at fyllingen må heves med ytterligere 0.5 m.

## Vedlegg 1



### **Delprosjekt 3 Sikring mot flom og erosjon**

Delprosjektet omfatter utredning av behov og muligheter for tilpasning til endret klima, både gjennom dimensjonering av drenering, erosjonssikring eller vegen og ved endringer i kriterier for valg av løsninger. Målet er å formulere forslag til endringer i retningslinjer for prosjektering, tilstandsvurdering og vedlikehold. Et titalls pilotprosjekter brukes til utprøving og demonstrasjon.

#### **Delprosjektet er organisert i følgende aktiviteter:**

- 3-1 Drenering
- 3-2 Erosjonssikring mot strømmende vann
- 3-3 Sikring mot bølgeerosjon
- 3-4 Miljøeffekt av endret klima
- 3-5 Overvann: fordrøyning, drenering og vanngjennomløp (2010)

#### **Drenering** ser på følgende tema:

- metoder og datagrunnlag for beregning av nødvendig dreneringskapasitet,
- for nye veger: bedre verktøy for prosjektering og valg av drensløsninger for vegkroppen og omgivelsene
- for drift/vedlikehold og eventuell oppgradering av eksisterende veger: tilstandsvurdering, tilstandsdata til bruk i kontrakter

**Erosjonssikring mot strømmende vann** ser på utfordringer knyttet til prosjektering og sikring av brufundamenter samt beskyttelse av vegens omgivelser og sikring av vegskråninger.

**Sikring mot bølgeerosjon** ser på utfordringer knyttet til veger, ferjekaier, tilløpsfyllinger for bruer og deres sikring mot bølgeerosjon og overskylling.

**Miljøeffekt av endret klima** har som mål å utvikle et bedre og klimatilpasset grunnlag for valg og prosjektering av renseløsninger for avrenningsvann fra veg.

**Overvann: fordrøyning, drenering og vanngjennomløp** er en koordinerende aktivitet i 2010 som har som mål å utvikle grunnlag for en håndbok med vannhåndtering som tema.

**Delprosjektleder:** Frode Oset, Vegdirektoratet.

**Fagsekretær for delprosjektet:** Kristine Flesjø, Vegdirektoratet



## Vedlegg 2



### Prosjektrapporter fra 'Klima og transport'

Rapportnr.	Tittel	Utarbeidet av
2519	Klimapåvirkning av vegbyggingsmaterialer State of the art studie	Bjørn Ove Lurfald og Inge Hoff, SINTEF Byggforsk
2520	Vurdering av EDB-system for beregning av nedbrytning av veg	Ragnar Evensen, ViaNova Plan og Trafikk AS
2542	Status og problemstillinger for grusvegnettet ved endret klima	Per Otto Aursand og Joralf Aurstad, Statens vegvesen og Ivar Horvli, ViaNova Plan og Trafikk AS
2566	Pilotprosjekt på stikkrenner E 136 Dombås - Ålesund	Kristine Flesjø og Hilde Hestangen, Statens vegvesen og Than Ngan Nguyen, NTNU student
2573	Rensing av overvann fra vei i fremtidens klima, 2071-2100	Thorkild Hvitved-Jacobsen, Jes Vollertsen og Svein Åstebøl, COWI
2582	Modellforsøk med flomskred mot bruer Virkning av bruåpning og ledevoller	Priska Heller og Lars Jenssen Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU
2586	Utvikling og uttesting av skredrisikomodel for vegnettet i Norge	Heidi Bjordal og Martin Weme Nilsen, Statens vegvesen
2560	Erosjonsskader ved Middøla bru: årsak og tiltak	Lars Jenssen, NTNU, Erik Holmqvist og Kari Svelle Reistad, NVE
2599	Klimaets påvirkning på tilstandsutvikling for vegdekker – E136	Ragnar Evensen, ViaNova Plan og Trafikk AS
2600	Risikovurdering av steinsprangfare på Oppdølsstranda Samling av bakgrunnsmateriale	Heidi Bjordal, Statens vegvesen
2609	RV362 Bitu bru, Vinje kommune, Telemark, Pilotprosjekt erosjonssikring	Øyvind Armand Høydal,NGI
2610	Veger og drivsnø Håndbok om planlegging og drift av veger i drivsnøområder - Høringsutgave	Harald Norem og Espen Thøring, Statens vegvesen, Skuli Thordarson, Vegsýn
VD 4	Ny prioriteringsmodell for rassikringsplanene	Viggo Aronsen, Statens vegvesen m.fl.
VD 5	Skred og flom på veg Statistiske betraktninger	Heidi Bjordal og Tonje Eide Helle, Statens vegvesen
VD 17	Pilotprosjekt på stikkrenner Casestudier Bulken, Sagelva og Neveråa	Jon Erling Einarsen, ViaNova Plan og Trafikk AS, Lena Tøfte, SINTEF, Øyvind Simonsen og Eivind Hesselberg, COWI AS
VD 18	Pilotprosjekt på stikkrenner Kapasitetsberegning E136 Dombås - Ålesund	Espen Arntzen, Egil Andersen, Multiconsult AS
VD 19	Databehov ved trinnvis varsling av snøskredfare Erfaringer fra lokal og regional varsling i Møre og Romsdal mars 2010	Tore Humstad, Statens vegvesen



VD 20	NVDB som grunnlag for klimatilpasning Vurdering av datamodeller og data	Knut Jetlund, Statens vegvesen
VD 21	Samordning av vær- og klimadata Hvordan oppnå bedre utnyttelse av data fra statens værstasjoner?	Tore Humstad, Statens vegvesen m.fl.
VD 22	Kartportal FørVar Oppsummering ved prosjektets slutt	Tore Humstad, Statens vegvesen
VD 23	ROS-analyser av bruer mht værrelaterte hendelser	Arne Gussiås, Hans Olav Hagen, Statens vegvesen
VD 24	ROS-analyser av stikkrenner mht værrelaterte hendelser	Skuli Thordarson, Vegsýn, Steinar Myrabø, Jernbaneverket og Øystein Myhre, Statens vegvesen
VD 25	ROS-analyser av vegoverbygning mht værrelaterte hendelser	Ivar Horvli, ViaNova Plan og trafikk AS /Statens vegvesen
VD 26	Tilstandsutvikling på vegnettet Virkninger av endret klima på sporutvikling på veger med bituminøst dekke	Ragnar Evensen, ViaNova Plan og trafikk AS
VD 27	Veger og snøskred Håndbok om sikring mot snøskred - Høringsutgaven	Harald Norem, Statens vegvesen
VD 28	Beredskapsplan for driftskontraktene Forslag til plan for uvær og naturfarer	Tore Humstad, Solveig Kosberg, Statens vegvesen
VD 29	Risiko- og sårbarhetsanalyser mht værrelaterte hendelser	Arne Gussiås, Statens vegvesen Region midt
VD 30	Miljøeffekt av endret klima Oversikt over mulige problemstillinger	Ola Nordal, Asplan Viak AS
VD 32	Sikring av veger mot steinskred – Grunnlag for veiledning	Svein Helge Frækaland og Heidi Bjordal, Statens vegvesen, m.fl.
VD 49	Drenering, fordrøyning og vanngjennomløp	Sammenstilt av Tor Erik Frydenlund, Geo Con og Kristine Flesjø, Statens vegvesen
VD 55	Flomrisiko og konsekvensanalyse – Pilotprosjekt E18 ved Hoffsbekken	Linmei Nie, SINTEF Byggforsk
VD 56	Regional skredvarsling Resultater fra testvarsling i Romsdalen – Trollheimen (2010-2011)	Tore Humstad, Solveig Kosberg, Knut Inge Orset, Statens vegvesen
SVV 69	Skredrisikomodel - videreutvikling	Heidi Bjordal, Statens vegvesen
SVV 70	Erosjonssikring av bruer i Telemark - Ruså, Stavså, Tanså og Vinje	Arvid Olaus Straumsnes, Multiconsult AS
SVV 71	Veger utsatte for stigende havnivå og stormflo	Arne Lothe, SINTEF, m.fl.
SVV 73	Flom- og sørpeskred – Forslag til håndbok	Harald Norem, Statens vegvesen
SVV 74	Vinterdrift i endret klima	Skuli Thordarson, Vegsýn, m.fl.



Statens vegvesen

Statens vegvesen  
Vegdirektoratet  
Publikasjonsekspedisjonen  
Postboks 8142 Dep  
0033 OSLO  
Tlf: (+47 915) 02030  
[publvd@vegvesen.no](mailto:publvd@vegvesen.no)

ISSN: 1893-1162