

I. Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avslutningsarbeid til erfaringsbasert master i retning veg ved NTNU.

Å skrive masteroppgaven har vært spennende pga. at det ga meg anledning til å fordype meg i en problemstilling som jeg synes er interessant, og som førte meg til masse ny kunnskap.

Skriveprosessen har krevd støtte fra flere. Jeg vil da takke først og fremst Statens vegvesen for muligheten jeg har fått i forbindelse med hele masterstudiet. Takk rettes også til min veileder Helge Mork for å inspirere tilnæringsmåter og for å vise engasjement. Jeg takker også kolleger i vegvesenet som tok seg tid til å være med i diskusjoner og for at de ordnet et verdigfult prosjektdatamateriale.

Sist men ikke minst takker jeg familien min for all hjelp, forståelse og støtte.

II. Sammendrag

En betydelig andel av lavtrafikkerte fylkesveger i Nord-Norge mangler tilfredsstillende standard på grunn av opptredende skader. Skadene som oppstår registreres og bearbeides for å komme frem til restlevetid på vegene via systemet PMS. Ved behov kan disse resultatene suppleres med informasjon om bæreevne fra falloddsforsøk. Men SVV har registreringer fra en betydelig antall strekninger hvor resultat fra falloddsforsøk ikke stemmer overens med resultat fra PMS. Oppgaven sikter på å undersøke hva som er årsaken til uoverensstemmelsen mellom bæreevne fra fallodd og registrert levetidsfaktor fra PMS. Videre er det prøvd å utvikle gjeldende bæreevneformelen ved å innarbeide forslag til endringer som tar hensyn til andre informasjon fra falloddsregistrering.

For å gjøre dette er det valgt ut 19 teststrekninger. Tilgjengelige data og registreringer fra PMS-registret, falloddsforsøk, georadarmåling, NVDB og oppgravingsprøver er gjennomgått og analysert. Det ble først tatt enkeltvis vurdering av de faktorene i bæreevneformelen for så å justere dem til en ny faktor som fører til en bedre samsvarende bæreevne verdi. Det er da forsøkt å utvikle formelen slik at resultatene en får fra falloddsforsøk stemmer bedre overens med det en observerer fra tilstandsdata. Dette gjøres ved å ta i bruk de justerte faktorene og ved å introdusere en korreksjonsfaktor som tar hensyn til respons fra underliggendelag.

Basert på analysen og resultatene av denne oppgaven kan det sies at det fins et behov for justering av bæreevneformelen. Først og fremst mangler bæreevneformelen en faktor som representerer lagene i lavere del av en vegkropp. Svakheter som ikke avdekkes av dagens bæreevne måling kan bl.a. være svakhet pga. telefarlig undergrunnmaterial. I tillegg har parameterne som inngår i bæreevneformelen vist seg til å være lite følsomme for endring, derfor bruk av andre parameterer/konstanter som f.eks. total 10-tonn aksellast bør vurderes. I bedømmelse av levetidsfaktoren og bæreevnen inngår heller ikke andre medvirkende faktorer som f.eks. asfaltens sammensetning og utførelseskvaliteten. Det ble da konstatert at det er nødvendig å supplere de funnene som en får fra fallodd og PMS med informasjon fra tilleggsprøver, befaring av strekningen og/eller tilgjengelige vegbilder.

III. Summary

A significant proportion of low-traffic county roads in Northern Norway lack satisfactory standards due to damages. The damage that occurs is recorded and processed to arrive at residual road-life by using the system PMS. When it becomes necessary, these results can be supplemented with information from falling weight deflectometer tests. However, the Norwegian road administration has registrations from a significant number of stretches where the result from falling weight load tests does not match to the result from PMS. The aim of this assignment is to investigate the reason for the discrepancy between bearing capacity from FWD and registered remaining lifetime from PMS. Furthermore, it has been attempted to develop the current bearing capacity formula by incorporating proposals for changes that take into account other information from FWD registration.

To do this, 19 test road-sections have been selected. Available data and records from the PMS registry, FWD tests, georadar measurements, NVDB and excavation tests have been reviewed and analysed. It was first done an individual evaluation of the factors in the current bearing-capacity formula and then it was tried to adjust these factors/constants to a new factor that leads to a better matching bearing capacity value. It is then attempted to develop the bearing capacity formula so that the results obtained from FWD are more in accordance with what one observes from the PMS data by adopting the adjusted factors and by introducing a correction factor that takes into account response from the underlying layers.

Based on the analysis and the results of this thesis, it can be said that there is a need for adjustment of the bearing capacity formula. First and foremost, the bearing capacity formula lacks a factor that represents the layers in the lower part of a road structure. Weaknesses such as damage due to telephonic underground material are not revealed by the current bearing capacity measurement. In addition, the current parameters used in the formula have been shown to lack sensible responsiveness to change in data. Therefore, use of other parameters / constants such as total number of 10-ton axle load instead of AADT is worth considering.

In assessing the lifetime factor and the bearing capacity, other contributing factors such as asphalt composition and quality of work are not included. It is believed that it is necessary to supplement the findings obtained from FWD and PMS with information from additional tests, site inspection of the road and/or available road pictures

IV. Begreper og forkortelser

AADT	<i>Annual Average Daily Traffic</i>
AASHO	American Association of State Highway Officials
B- bæreevne	Målt bæreevne med fallodd
BCI	<i>Base Curvature Index</i>
Dx	Måltdeformasjon x cm fra lastsentret
E-dim	Dimensjonerende elastisitetmodul
E-korr	Korrigert dimensjonerende elastisitetmodul
E-modul	Elastisitetmodul
Ev	Europaveg
ERAPAVE	<i>Elastic response Analysis of flexible PAVements</i>
Fallodd	Et utstyret som ikke er påtrengende, og det brukes for å evaluere strukturelle kapasitet av en vegkonstruksjon ved å beregne bæreevne.
f- levetidsfaktor	Forholdstallet mellom funksjonell og normert dekkelevetid
Funksjonell Dekkelevetid	Tidsrommet i år/måneder/dager mellom forrige og siste vedlikeholdstiltak, evt. etter siste tiltak
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
Georadar	Måleutstyr som tar i bruk elektromagnetiske impulser for å kartlegge undergrunn.
HB	Håndbok
Hp	Hoved parsell
IRI	International Roughness Index
N	Total trafikkbelastning
Normert dekkelevetid	Forventede dekkelevetid som er beregnet ut ifra historiske registreringer og tidligere erfaring
NTP	Nasjonal Transport Plan
NVDB	Nasjonal vegdatabank
PMS	Pavement management system

SCI	<i>Surface Curvature Index</i>
SVV	Statens vegvesen
ViaPPS	Via Pavement Profile Scanner
ÅDT	Årsdøgntrafikk
ÅDT-T	Tungt andel av årsdøgntrafikk

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	1
1.1	Introduksjon.....	1
1.2	Faglig bakgrunn for valg av tema.....	1
1.3	Presentasjon av problemstilling.....	1
1.4	Målsetting for arbeidet	2
1.5	Oppgavens oppbygging.....	2
2	Teori	3
2.1	Bakgrunn	3
2.2	Skadetype på norske veger	3
2.3	Planlegging av vegvedlikehold- og rehabilitering basert på dekkelevetid	4
2.3.1	PMS	4
2.3.2	Innhenting av data: målebil ViaPPS.....	4
2.3.3	Levetidsfaktor.....	8
2.4	Andre relevante data i vedlikeholdsarbeidet	9
2.5	Tilleggsundersøkelser.....	9
2.6	Fallodd, FWD (Falling Weight Deflectometer)	10
2.6.1	Historisk utvikling av FWD	10
2.6.2	Dagens FWD	10
2.7	Beregning av bæreevne	11
2.8	E-modul	13
2.9	Målinger fra nedbøyningsbasseng og deres tolkning	15
2.9.1	Registreringer nær lastsentret	15
2.9.2	Registreringer lenger unna lastsentret	16
2.10	Oppgravingsprøver	17
2.11	Georadarmåling.....	18
2.12	Visuelle vurderinger	19
3	Metode.....	21

4	Analyse og resultater	23
4.1	Introduksjon.....	23
4.2	Sammenheng mellom f og B	23
4.2.1	Korrelasjon	23
4.3	Vurdering av variabler i bæreevneformelen	24
4.3.1	ÅDT-T	25
4.3.2	Justering av konstanten 11 i bæreevneformelen ved bruk av N	26
4.3.3	Forsøk å justere eksponenten 0,072 i bæreevneformelen	28
4.4	Vurdering av bruk av nedbøyingsmålinger i bæreevneformelen	28
4.4.1	Vurdering av vegstrekninger med lav f (< 0,8) og høy B fra fallodd	29
4.5	Gjennomgang av tilleggsundersøkelser.....	29
4.6	Etterregning av E-modul ved bruk av falloddsdata	37
4.7	Analyse av bilder.....	39
4.8	Beregning av ny korreksjon som inkluderer en BCI- og en undergrunnsfaktor.....	40
4.8.1	Prøve- og feilemetoden.....	40
4.8.2	Beregning av korreksjonsfaktor	40
4.8.3	Testing av de nye verdiene	41
4.8.4	Vurdering av alternativene og endelig justering.....	42
5	Avslutning	45
6	Referanseliste	47

1 Innledning

1.1 Introduksjon

Blant de hoved skadetyperne som en ser på veger i Norge stiller spor og ujevnheter først på lista. Registrert og bearbeidet spor og jevnhetsmåling- IRI fra feltspormåleutstyr bruker man for å komme frem til spordybde og levetidsfaktor. Ved behov suppleres disse resultatene med bæreevne måling fra fallodd. Denne oppgaven forsøker å undersøke egnetheten av bæreevneformelen fra fallodd, og relasjon mellom levetidsfaktor og bæreevneresultat fra fallodd.

1.2 Faglig bakgrunn for valg av tema

Det er rapportert at bare 43,4% av fylkesveger i Nord –Norge har tilfredsstillende standard (Statens vegvesen, 2016). En god del av disse vegene er lav-trafikkerte veger som har lav levetidsfaktor og/ eller lav bæreevne. Men det hadde blitt lagt merke til at disse to verdiene stemmer ikke alltid overens med hverandre. Veger som viste seg å ha lav levetidsfaktor basert på spormålinger ofte har tilsynelatende god bæreevne (>10 tonn) målt med fallodd og ingen spesielle svakheter i lagene som ligger under, dvs. bære- eller forsterkningslag. Det er observert at beregnet bæreevne ved bruk av gjeldende bæreevneformel samsvarer lite med observert og registrert tilstand på vegen. Da menes det at bæreevneformelen tar ikke nok hensyn til tilstandsutvikling og at informasjon fra tilstandsutviklingsregistrering bør innarbeides inni formelen for å få den faktiske bæreevnen. I tillegg er det andre faktorer som en bør ta hensyn til men som ikke er inkludert i formelen eller som har blitt gitt for lite tyngde i formelverket. F.eks. har variabelen $\dot{A}DT_T$ i bæreevneformelen for lite virkning for å gi noe betydelig utslag på beregnet bæreevne.

1.3 Presentasjon av problemstilling

Uoverensstemmelse mellom levetidsfaktor og målt bæreevne fra fallodd kan muligens skyldes bl.a. innvirkning av klima, målingstidspunkt (teletøsning kontra sommer), innflytelse av brukt parametere (f.eks. $\dot{A}DT-T$) og manglende faktorer i formelen osv. Denne oppgaven skal begrenses til siste to nevnte faktorer, og ut ifra det defineres problemstillingen til denne oppgaven som følgende:

«Kan faktorer i bæreevneformelen justeres slik at den samsvarer bedre med levetidsfaktoren for spordybde?»

På bakgrunn av denne problemstillingen vil det også være interessant å se på følgende:

- Kan det gjøres endringer i formelen slik at den tar bedre hensyn til svakheter som ligger dypere i konstruksjonen og andel tungtrafikk?
- Bør det gjøres andre korrigeringer/tillegg i forhold til parameterne som er brukt i bæreevneformelen?
- Er det andre faktorer vi bør se når valg av rehabiliteringsmetode gjennomføres?

1.4 Målsetting for arbeidet

Målet med denne oppgaven er å komme frem til en bæreevneformel med innarbeidet forslag til endringer. Endringene tar hensyn til informasjon fra tilstandsutviklingsregistrering og andre faktorer bl.a. svakheter som ligger dypt i konstruksjonen/grunnen og andel tungtrafikk med justert eksponent for å få bedre utslag. Det skal også vurderes om ÅDT-T er en variabel som er å foretrekke.

1.5 Oppgavens oppbygging

Denne bacheloroppgaven inneholder 6 hovedkapitler. Dette kapitlet er det første og introduserende del av oppgaven. Kapitlet som følger gir innføring i teori og bakgrunnsinformasjon som er relevant for oppgaven. Metode som ble valgt og fulgt er omtalt under kapittel 3. Data fra aktuelle strekninger som oppgaven baserer seg på er presentert under kapittel 4. Her tas det opp analyse av innsamlede data, diskusjoner og resultater. Avslutningen er presentert i kapittel 5. De siste kapitlet gir oversikt over referanser som ble brukt i forbindelse med denne oppgaven.

2 Teori

Innføring i teori og bakgrunnsinformasjon som er relevant for problemstillingen er gitt i dette kapittelet.

2.1 Bakgrunn

Nasjonal hovedveger i urban-Norge generelt kan sies å være i tilfredsstillende tilstand, men mindre trafikkerte hovedveger har led økonomisk forsømt (Saarenketo et al., 2002). Dette kan enkelt bekreftes ved det betydelige etterslepet på disse vegene (Meld.St.33 (2016-2017)). Det er rapportert at bare 43,4% av fylkesveger og 72,1% av riksvegene i Nord –Norge har tilfredsstillende standard (Statens vegvesen, 2016).

2.2 Skadetype på norske veger

De følgende er de mest opptredende skadetyper på norske veger (Aksnes, 1993);

- Spordannelse, ujevnheter, sprekker, krakelering, kantskade, steinslep, bløding og slag hull.
- Spordannelse: Spordannelse kan skilles i tre hovedtyper; slitasjespor, spor pga. konsolidering og etterkompaktering og spor pga. plastiske deformasjoner. De to siste type spor har direkte med deformasjon og stabilitet av vegkroppen å gjøre. Mulig årsak kan være bl.a.: underdimensjonering, brattsideskråning, dårlig drenering, tilstedeværelse av vannømfintlige granulære materialer, og liten veg- og skulderbredde.
- Ujevnheter: Her er det snakk om både tversgående og langsgående ujevnheter. Mulige årsaker kan være bl.a. ujevnt telehiv, differensielt setning som følge av ujevne grunnforhold, underdimensjonering osv.
- Sprekker: Sprekketyper kan deles i tre hoveddeler; langsgående sprekker, tversgående sprekker, og telesprekker. Sprekkene kan forårsakes av bl.a. utmatting, temperatursvingninger og ekstremt lave temperaturer, for stiv dekke, ujevne telehiv, dårlig drenering, telefarlig materiale nær dekk, aldring osv.
- Krakelering: Denne type skade karakteriseres ved krokodilleskinnmønster. Langsgående sprekker utvikler etter hvert til slike skadetyper. Mulige årsaker er bl.a. tyntdekk, dårlig drenering, og deformasjoner i underliggende lag osv.

- **Kantskade:** Dette karakteriseres når langsgående sprekker oppstår parallelt med vegkanten. Belastning i skråning fra trafikklast og egenlast, samt oppbløting er kritiske påkjenninger. Mulige årsaker for slike skadetype er bl.a. liten vegbredde, uegnet sideskråning, dårlig drenering og kompaktering osv.
- **Steinslep:** Dette forårsakes av dårlig bindemiddelkvalitet, for lite bindemiddel, dårlig kvalitet på steinmateriale, værforhold ved utførelse, dårlig komprimering og aldring.
- **Bløding:** Blødning på dekkeoverflaten fører til reduksjon i friksjon. Denne problematikken oppstår pga. høyt bindemiddelinnhold, mykt bindemiddel, separasjon av bindemiddel og steinmateriale, og uegnet værforhold ved utførelsen.
- **Slaghull:** Denne type skaden kan oppstå som følge av skadene krakelering eller steinslep. I tillegg kan skader fra veghøvel, frostsprengning, dårlig heft med underliggendelag og dårlig utførelse være årsaket til en slik skade.

Av disse skadetyperne de 2 første kan sammenkobles til deformasjon og stabilitet av vegkroppen. Og det er disse to variablene som fremkommer i tilstandsregistrering i PMS systemet. Etter SVV sin håndbok N200 skal forsterkningsbehov av en veg bestemmes ut ifra data fra tilstandsregistreringer, og dette i førsteomgang er koblet til dekkelevetid.

2.3 Planlegging av vegvedlikehold- og rehabilitering basert på dekkelevetid

2.3.1 PMS

PMS, som er forkortelse for *Pavement Management System*, er det verktøyet Statens- vegvesen bruker for å planlegge dekkevedlikeholdsarbeid. Programmet benytter data om både spor, jevnhet og tverfall, samt vegbilder og kart (Aurstad et al., 2016).

2.3.2 Innhenting av data: målebil ViaPPS

Dette Norsk utviklet utstyr har blitt tatt i bruk siden 2009. Utstyret har en registreringskapasitet på 1 000 000 målepunkt og evne til 200 omdreininger pr. sekund som gir 8 cm tverprofilavstand ved registreringshastighet av 60km/t. Ved hvert tverrprofil registreres det 1300 punkter. Den roterende laserskanner som måleutstyret har tillater instrumentet 360-grader måling (Aurstad et al., 2016).

Data som spordybder, tverrfall, vegmerkelingslinjer, jevnhetsmålinger i form av IRI (International Roughness Index), ruhet, enkelte skader, som sprekker- registreres ved bruk av ovennevnte måleutstyret ViaPPS (*Pavement Profile Scanner*). Registrerte rådata beregnes og bearbeides i ViaPPS program, ViaTech, for så å vise resultatene i rapport og grafisk fremstillingsformater. Disse tilgjengeliggjøres i PMS.

Presentasjon av data i PMS skjer for hver PMS- parsell. En homogen vegstrekning som anses til å ha tilnærmet lignende tilstandsutvikling kalles for en PMS-parsell. Følgende figur viser fremstilling av data om spor, tverrfall, og jevnhet i PMS v.5.3. Strekningen er en av de utvalgte strekningene i denne oppgaven.

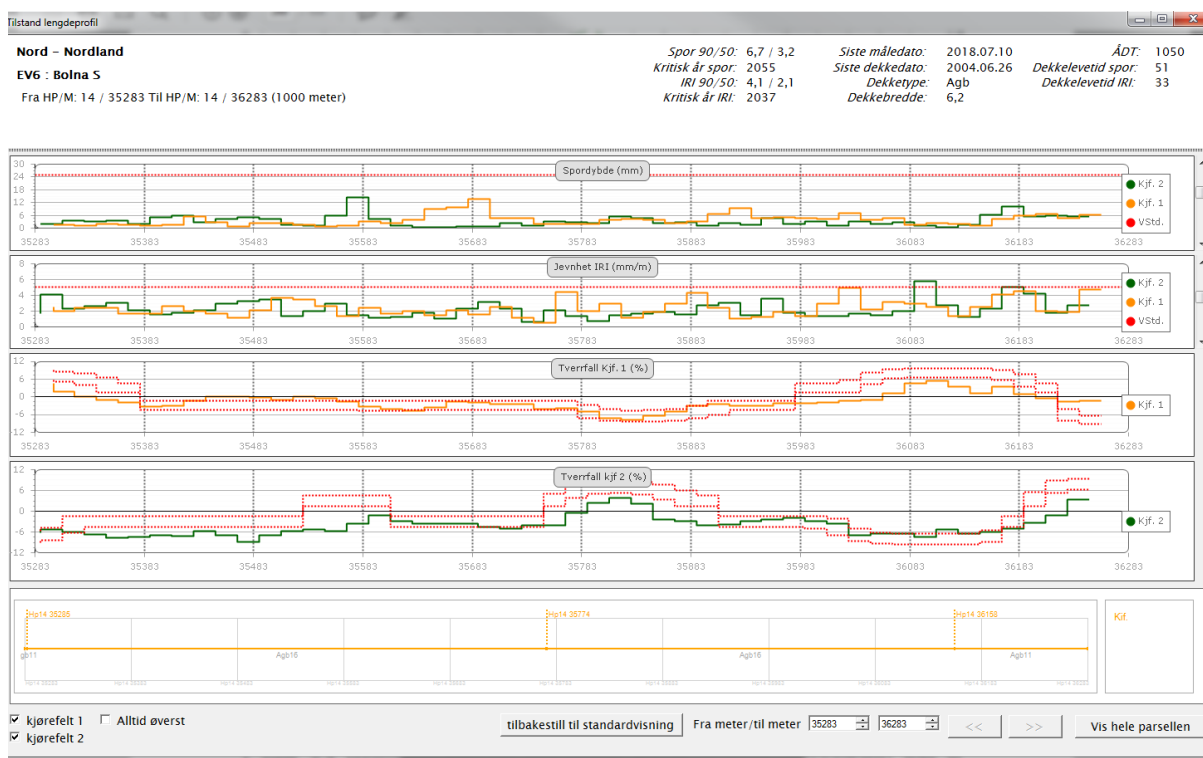


Fig 1: Tilstand i lengdeprofil: spordybde i mm, jevnhet IRI i mm/m og tverrfall pr kjørefelt i % (kilde: PMS v. 5.3)

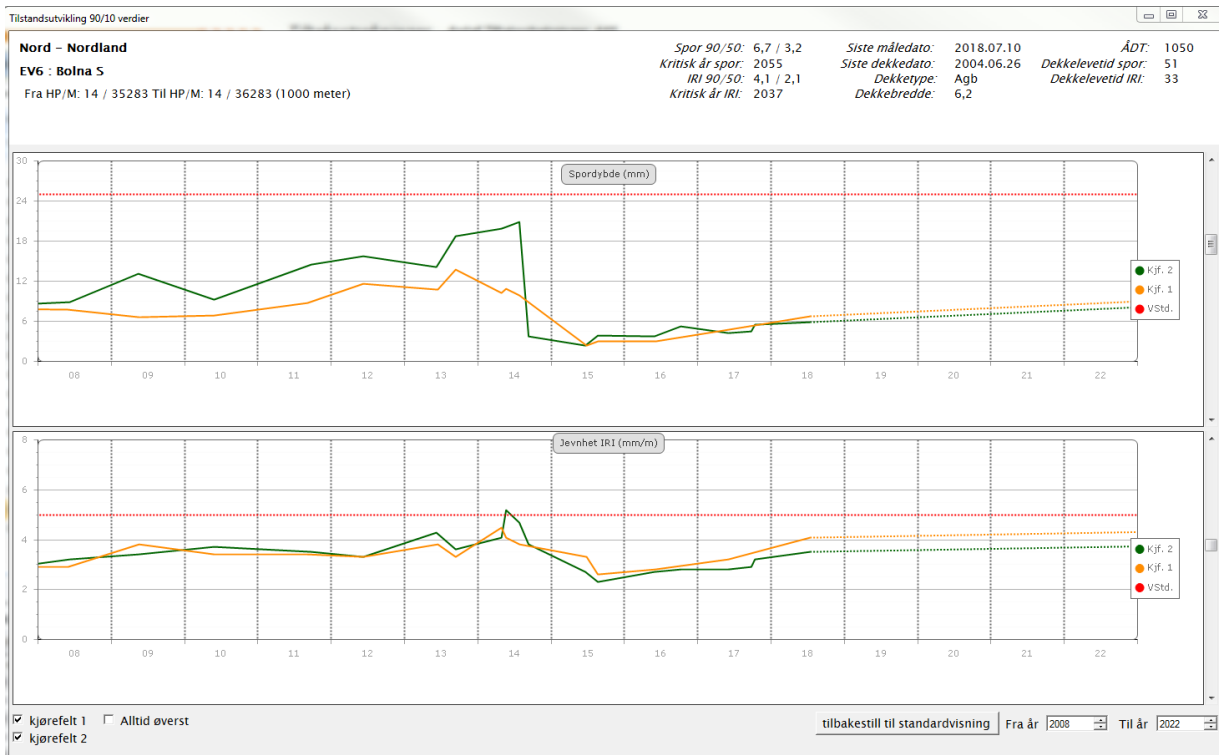


Fig 2: Tilstand i lengdeprofil: spordybde i mm, jevnhet IRI i mm/m (kilde: PMS v. 5.3)

I disse grafiske fremstillinger vises det informasjon ang. strekningens beliggenhet og resultat fra siste måling som:

- Jevnhet/ IRI
- Spordybde
- Dato for siste dekkelegging
- Dekketype og dekkebredde
- ÅDT
- Prognose på dekkelevetid, med tanke på kritisk år spor og kritisk år IRI, basert på lignende historiske målinger.

Kurvene i den grafiske fremstillingen angir spor og jevnhetsmålinger fra valgt startpunkt til siste målingstidspunkt. Tidspunkt for ny dekkelegging indikeres ved knekkepunkt i kurvene. Når det gjelder tverrfall vises det 2 stiplede linjer som angir maksimum og minimumstøleranse på tverrfall. Den stiplede linje indikerer tiltaksgrense som angitt i tabellene nedenfor.

Kjørefelt/sykkelfelt: Ujevnhet på langs/IRI

IRI (mm/m) beregnet som 90 %-verdi av 20 meters verdier for parsell med 1000 meters lengde skal være mindre enn angitt i tabellen under.

ÅDT	Ujevnhet på langs/IRI 90 %-verdi IRI (mm/m)	
	Vegdekkeklasse 1 (skal benyttes for riksveger)	Vegdekkeklasse 2
0 – 300	5,0	7,0
301 – 1500	5,0	6,0
1501 – 5000	4,5	5,0
5001 – 10000	4,0	4,5
> 10000	3,5	4,0

Tabell 1: Krav på ujevnhet på langs/ IRI (kilde: håndbok R610)

Kjørefelt/sykkelfelt: Ujevnhet på tvers/spordybde

Spordybde (mm) beregnet som 90 %-verdi av 20 meters verdier for parsell med 1000 meters lengde skal være mindre enn angitt i tabellen under.

ÅDT	Ujevnhet på tvers/spordybde 90 %-verdi spordybde (mm)
0 – 5000	25
5001 –	20

Ingen 20-meter verdi på parsellen skal være større enn 40 mm.

Tabell 2: Krav på Ujevnhet på tvers/ spordybde (kilde: håndbok R610)

I denne oppgaven funksjonell dekkelevetiden ble beregnet ut ifra tiden som påløpt mellom forrige og siste vedlikeholdstiltak (alternativ etter siste tiltak) i PMS registret. Det bør allikevel legges merke til at dekkeleggingen skjer ikke alltid like før utløsende vedlikeholdsstandard overtres. En kan se dette enkelt ved å sjekke etterslepet som fins på veger i Norge. Manglende bevilgning til drift og vedlikehold oppgaver, bl.a., skyldes for dette etterslepet (Aursand, 2005).

Normert dekkelevetid fins oppgitt i Statens vegvesen håndbok. Disse tallene er forventede dekkelevetid som er beregnet ut ifra historiske registreringer og tidligere erfaring.

Tabell 594.1 Normerte dekkelevetider (år) for ulike dekketyper og ADT

NORMERTE DEKKELEVETIDER ¹⁾ FOR ULIKE DEKKETYPER (år)							
Dekketype	ÅDT						
	≤300	301-1500	1501-3000	3001-5000	5001-10 000	10 001-20 000	>20 000
Ska				13	8	5	4
Ab			15	12	7	5	4
Agb		15	14	11			
Ma, Egt	16	13	12				
Eo	14	12					

¹⁾ Normale utslag i dekkelevetiden vil være ± 2 år, avhengig av klima og andre lokale forhold.

Tabell 3: Forventede dekkelevetid (kilde: håndbok N200)

Endring/justering av normert dekkelevetid: Faktorer som mengde nedbør, lengde frost perioder, bindemiddelkomponenter (tilstedeværelse av PMB) påvirker disse talene. Disse faktorer kan utløse behov for justering av den normerte dekkelevetiden som er angitt i tabellen ovenfor (Statens vegvesen, 2018).

2.3.3 Levetidsfaktor

Levetidsfaktor, f , er et uttrykk brukt for vurdering av forsterkningsbehov ut ifra sammenligning av opptredende dekkelevetid mot den forventede verdien (Statens vegvesen, 2018). De verdiene som ble hentet fra det PMS systemet og håndboka regnes om for å få faktoren som het levetidsfaktor.

Levetidsfaktor, $f = \frac{\text{funksjonell dekkelevetid}}{\text{Normert dekkelevetid}}$

➤ f -verdiene som man får tilsier noe om forsterkningsbehovet. (N200)

a. Levetidsfaktor, $f < 0,5$

Slike betydelig lave verdier indikerer fundamentale mangler i vegkonstruksjonen. Mangler som kan nevnes er bl.a. dårlig materialkvalitet i ett eller flere lag og for lite lagtykkelse. I slike tilfeller hvor en får betydelige lave f verdier, oppstår behov for flere undersøkelser for å få presis forsterkningsbehovsfastsettelse. Disse undersøkelser kan være bl.a. visuell vurdering av dekkeskader og drenering, utførelse av oppgravingsprøver i svake punkter, falloddmålinger, og georadarmåling (Aurstad et al., 2016).

b. Levetidsfaktor, $0,5 < f < 0,7$

Når det ikke blir lett å tolke levetidsfaktoren til en vegstrekning er det nødvendig å supplere med tilleggsinformasjon. Informasjon fra oppgravingsprøver, visuell vurdering av dekkeskader og drenering o.l. kan brukes for å bestemme forsterkningsbehovet. Disse og lignende undersøkelser kan vise frem skjulte svakheter som kan utbedres samtidig (Aurstad et al., 2016).

c. Levetidsfaktor, $f > 0,7$

I slike tilfeller er det vanligvis nok med den rutinemessige dekkefornyelse. Med f verdier nærmere 0,7 er det en fordel å velge dekke typer som har i tillegg styrkemessig egenskaper (Aurstad et al., 2016).

2.4 Andre relevante data i vedlikeholdsarbeidet

Det er ikke alltid spor og ujevnheter langs vegen som er de parameterne som utløser vedlikeholdsbehovet. Andre parameterer, f.eks. slitasje, som kan føre til vedlikeholdsbehov kan ikke identifiseres fra IRI- og spordybde målinger. Og da blir analysing av andre registrerte data, som vegbilder, en viktig del av vurderingsarbeidet når det gjelder vedlikeholdsbehovet til en vegstrekning. Det har blitt tatt stillbilder av det norske vegnettet og sideområdet siden 1990 (Aurstad et al., 2016). Tilgang til bilder fra flere år tilbake gir mulighet for å studere utviklingshistorikken til en veg. Dreneringstilstanden langs vegen kan vurderes ved å studere sidebilder.

Det er verdt å legge merke til at bildene som en får fra slike registreringer har begrensninger pga. bildeoppløsningskvalitet. Det er ofte utfordrende å kartlegge plassering og omfang av skadedannelse fra disse bildene. Da er det nødvendig å supplere disse bildene med visuell undersøkelse fra befarings for å få med seg detaljert tilstandsinformasjon (Aurstad et al., 2016).

2.5 Tilleggsundersøkelser

I følge gjeldende håndbok N200, tar forsterkningsbehov utgangspunkt i den registrerte dekkelevetiden. Dekkelevetidsverdien som bestemmes ut ifra resultat fra beregning av levetidsfaktoren kan føre til behov for andre undersøkelser. Disse er bl.a. fallodds måling, visuelle vurderinger, oppgravingsprøver, georadarmåling osv. I Statens vegvesen er nedbøyning målinger ved bruk av fallodd en av det første som gjøres.

2.6 Fallodd, FWD (Falling Weight Deflectometer)

2.6.1 Historisk utvikling av FWD

Anvendelse av FWD til bæreevne målinger var undersøkt for første gang i 1964 i Danmark som en del av avslutningsarbeid til en masteroppgave. Den første FWD var ikke lett å operere. Personen som opererte utstyret holdt metret stødig i mens lasten passerte ved den persons hode. De første lett-manøvrerbare FWD var produsert i 1968-1969 (Bohn, 2007)

2.6.2 Dagens FWD

Fallodd testingsmetode er en ikke-destruktiv metode og utstyret er ikke-påtrengende enhet. Utstyret brukes for å evaluere strukturelle kapasitet av en vegkonstruksjon ved å beregne bæreevne.

Generelt bør FWD- utstyret bestå av følgende komponenter (Mork, 2014).

- Vekt puls
- Belastningsplate
- 6-9 stk. geofonsensorer
- Vekt celle
- Termometer

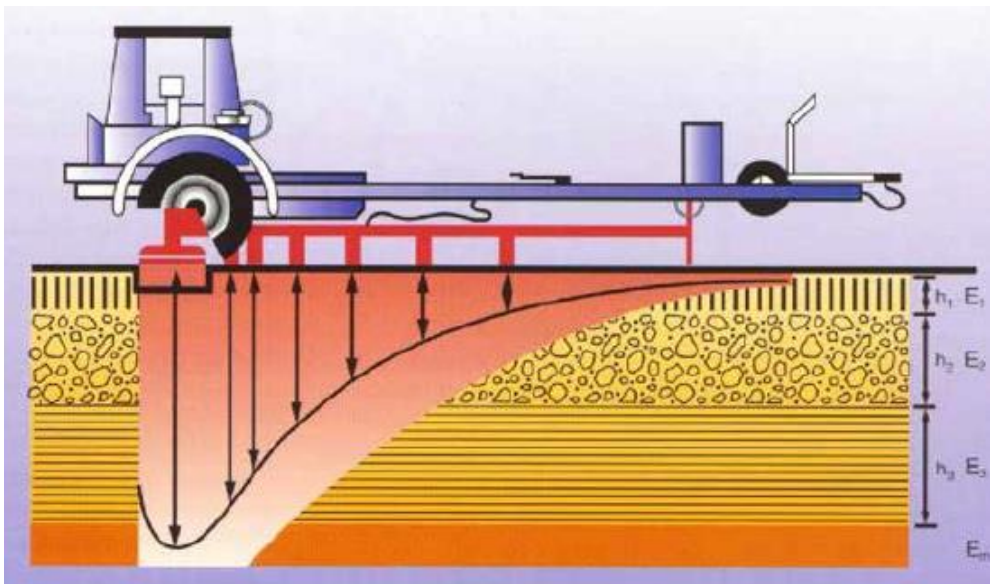


Fig 3: Nedbøyningsbasseng registrert ved geofonplasseringer (Kilde: Road Infrastructure Management Support)

FWD anvender dynamiske belastninger til en belterflate, og simulerer størrelsen og varigheten til et enkelt tungt bevegelige hjullast. FWD lastesystemet gir en forbigående impulsbelastning til vegdekket. Dette gjøres ved plassering av en 5 tonns (50 kN) hjullast som simulerer nedbøyninger i virkeligheten. Vegdekkets elastisk respons i vegkonstruksjonen, i form av vertikal deformasjon eller avbøyning i mikrometer, i forskjellige avstander fra lastsentrum måles ved en serie geofonsensorer (Statens vegvesen, 2018).

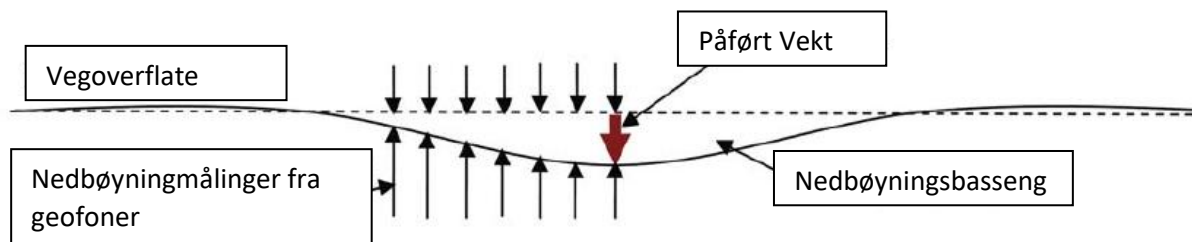


Fig 4. FWD belastning- og nedbøyningsmåling (Kilde: Lærebok vegteknologi)

2.7 Beregning av bæreevne

Basert på nedbøyningsmålingene beregnes det punktbæreevne ved bruk av de følgende empiriske formler:

$$\text{Bæreevne på grusveg: } B_{\text{grus}} = 11 \cdot \left(\frac{225 \cdot p}{d_0 \cdot 150} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{50}{\text{ÅDT}_T} \right)^{0,072}$$

$$\text{Bæreevne på asfaltert veg: } B_{\text{asfalt}} = 11 \cdot \left(\frac{E_{\text{dim}}}{200} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{50}{\text{ÅDT}_T} \right)^{0,072}$$

hvor $E_{\text{dim}} = \frac{110 \cdot p}{\sqrt{d_0 \cdot (d_0 - d_{20})}}$ (MPa) (gjelder for platediameter 30 cm) og p er flatetrykk (MPa)

Fig 5: Bæreevne formelverk (Kilde: Lærebok vegteknologi)

Formlene her er avhengig av faktorene; ÅDT-T, forholdet mellom belastningstrykk og registrerte deformasjoner (d_0 og d_{20}), og dekketype. Formelen er en ren erfaringsbasert formel, der den generelle formelen var utviklet på basis av resultatene fra AASHO forsøksveg. Resultat fra andre studier viser at parameterne som inngår i forskjellige bæreevne

formellere gir bæreevneresultater som er noe usikre. Dette pga. for lite effekt i bæreevne fra endring av disse parameterne (Myre, 1985).

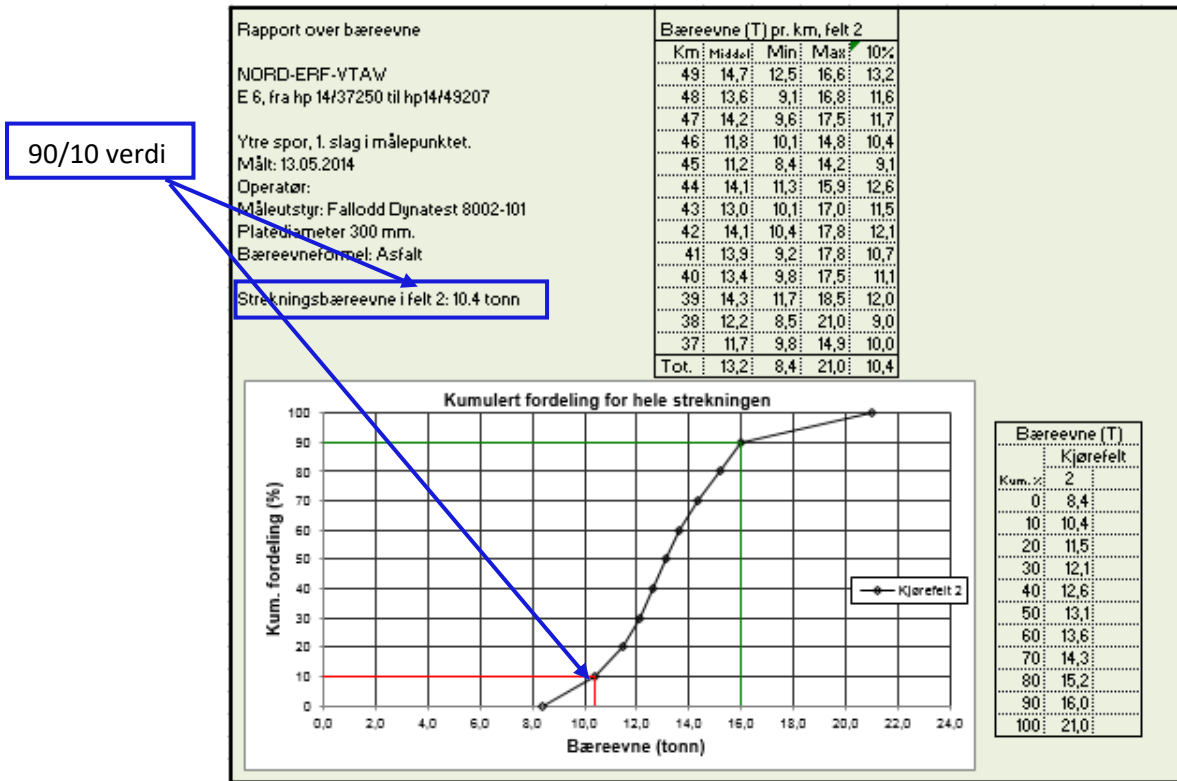


Fig 6: Eksempel på bæreevnerapport fra falloddsmålinger: test strekning EV6 Hp 14

90/10 verdi defineres som bæreevneverdien som 90 % av strekningen oppfyller. Dvs. at resten, 10%, av strekningen har bæreevne mindre enn denne verdien og dette godtas.

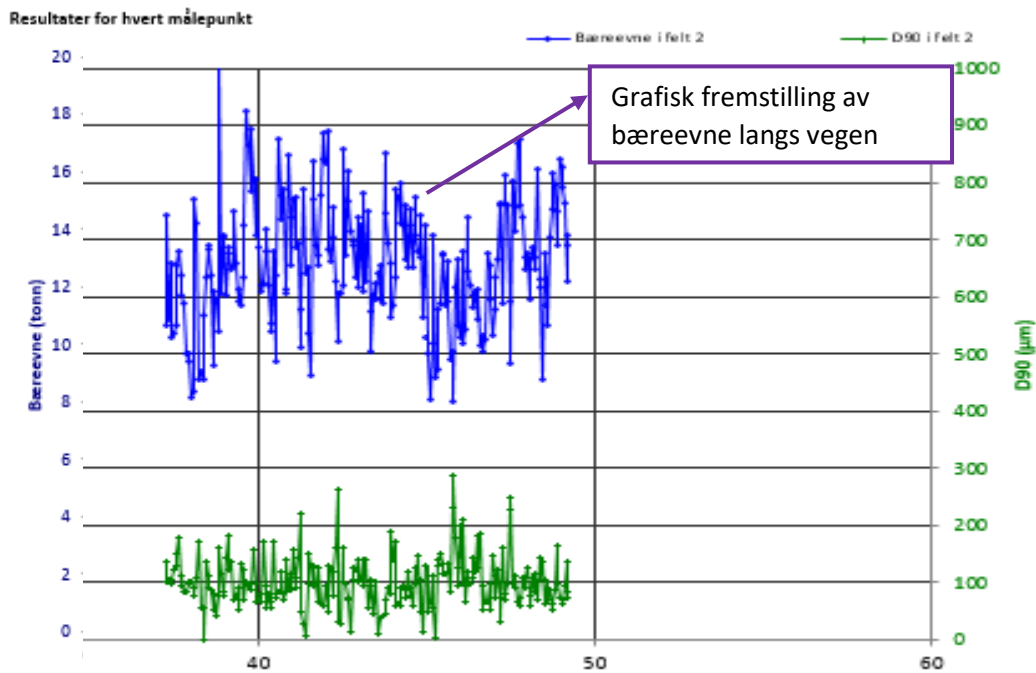


Fig 7: Eksempel på bæreevnerapport langs strekning fra falloddsmålinger: test strekning EV6 Hp 14

FWD brukes til evaluering av vegkonstruksjonen for å bestemme totalstyrke samt individuell lagstivhet. Disse informasjonene kan brukes, bl.a., for å lokalisere hvor i konstruksjonene svakheten ligger og hvor langs vegen de svakeste punktene befinner seg. Det er da mulig å bruke disse informasjonene for å avklare nærmere forsterkningsbehovet.

2.8 E-modul

Forholdet mellom påført belastning og elastisk deformasjon kalles for E-modul. E-verdier for de forskjellige lagene i vegkroppen kan fås frem fra falloddsforsøket ved bruk av etterregning. Det fins en del programvarer som en kan ta i bruk for å utføre etterregningen. I denne oppgaven er det brukt en program som het Erapave som er utviklet av *Swedish Road and Transport Institute, VTI*. Erfaring viser at de kritiske situasjonene i asfalt vegkonstruksjon er den horisontale strekkspenning i underkant øverste laget og den vertikale spenning på toppen av undergrunn. (Research & development division, 2009). Disse verdiene kan brukes for å bestemme design levetid ved bruk av ligningene fra asfalt institutt, AI. Men i dette prosjektet skal det kun tas i bruk elastisitetsmodulusverdien for å se nærmere på materialstyrke av de forskjellige lagene til en utvalgt vegstrekning, f.eks. i MPa.

Typisk E-modul verdier som brukes i iterasjonsprosessen er gitt i de to følgende tabeller.

Materialtype	E-modul, MPa
Asfaltert grus (Ag)	3000
Sementstabilisert grus (Cg)	2000
Asfaltert pukk (Ap)	1000
Penetrert pukk (Pp)	375
Knust fjell (Fk)	250
Knust grus (Gk)	200
Kult, pukk	150
Forsterkningsgrus	110

Fig 8: tabell som viser probabel E-modul verdi av forskjellige veg-materialer (Kilde: Lærebok Vegteknologi)

Undergrunn	Bæreevne-gruppe	E-modul MPa
Fjellskjæring, steinfylling > 2 m, T1	1	110
Grus, $C_u \geq 15$, T1	2	110
Grus, $C_u < 15$, T1	3	75
Fjellskjæring, steinfylling, T2	3	75
Sand, $C_u \geq 15$, T1	3	75
Sand, $C_u < 15$, T1	4	50
Grus, sand, morene, T2	4	50
Grus, sand, morene, T3	5	30
Leire, silt, T4	6	20

Fig 9: tabell som viser probabel E-modul verdi av forskjellige undergrunntyper (kilde: Lærebok Vegteknologi)

2.9 Målinger fra nedbøyningsbasseng og deres tolkning

Verdiene en får fra nedbøyingmålinger gir informasjon som indikerer tilstanden på veien.

2.9.1 Registreringer nær lastsentret

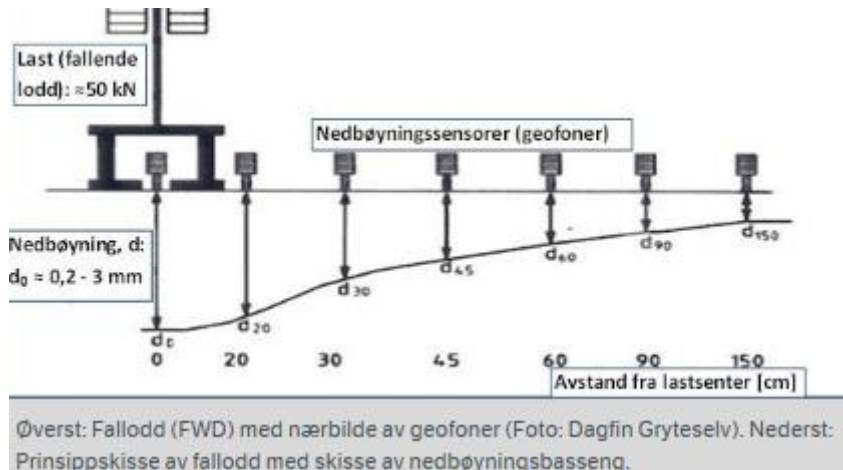


Fig 10: FWD med nærbilde av geofoner (Kilde: lærebok vegteknologi)

Krumningsverdi av deformasjonen under lastsentret, D0-D20 tilsier noe om tilstanden av materialer i øverst del av vegkonstruksjonen. Store verdier indikerer svakheten ligger potensielt i denne delen av vegkroppen. Denne verdi også kalles for SCI- *Surface Curvature Index*. Denne krumningsverdien brukes videre for å få et bilde av bærelaget for asfalterte veier. Følgende gruppering brukes for å klassifisere type bærelag (Aurstad et al., 2016):

- Verdi mindre enn 200 indikerer et god bærelag
- Verdi som ligger noe mellom 200 og 250 indikerer mulig problematisk bærelag
- 250-400: dårlig
- Verdi større enn 400: ekstremt dårlig

For å spesifisere nærmere hvor i øverst delen av vegkonstruksjonen svakheten ligger, bruker en forholdstallet mellom maksimal deformasjon registrert i lastsentret, D0, og krumningen av deformasjon under lastsentret, D0-D20 (Aurstad et al., 2016).

Hvis dette forholdstallet blir større enn 5, betyr det at svakheten ligger i undergrunn eller forsterkningslaget. Hvis det blir mindre enn 3, ligger svakheten sannsynligvis i dekke eller bærelaget. Verdi mellom 3 og 5 tyder på svakhet i forsterkningslag eller bærelag. En kombinasjon av resultat hvor $D0-D20 > 300$ og $D0/(D0-D20) < 3$ indikerer at uegnet dekke og bærelag er å skyelde når det gjelder opptredende svakhet i vegkroppen (Aurstad et al., 2016).

2.9.2 Registreringer lenger unna lastsentret

Nedbøyningsmåling 120cm unna lastsentret kan brukes for å evaluere undergrunns jordarttype.

Nedbøyningsverdien som en får under punkt 120cm fra lastsentret tolkes som følger:

Nedbøyning v/D120 i μm	Type undergrunn
<10	Fjell
200-400	Leire
300-700	Torv
100-200	Silt
10-100	Sand/grus

Fig 11: tolkning av nedbøyning v/ D120 (antatt vegkropp tykkelse: 0,6-1,2 m)

Krumningsverdiene lenger unna lastsentret kan også brukes for å få indikasjon av undergrunntilstanden. D90-D120, også het *Base Curvature Index*- BCI kan brukes for dette formålet. Ved store BCI verdier kan en anslå tilstedeværelse av svake materialer i undergrunn. For å spesifisere type undergrunn nærmere brukes det følgende klassifiseringsforslag:

- BCI verdi mindre enn 40: God undergrunn
- BCI verdi mellom 40-60: mulig problematisk undergrunn
- BCI verdi mellom 60-100: dårlig undergrunn
- BCI verdi større enn 100: ekstremt dårlig undergrunn

Måling fra D90 deformasjon gir indikasjon om type undergrunn. Tall større enn 300 indikerer svak undergrunn (Aurstad et al., 2016).

Det kan man legge merke til at målingene lengere unna fra lastsentret inngår ikke i beregning av bæreevnen ved bruk av bæreevneformelen i falloddsforsøket. Områdene som de forskjellige geofoner måler er vist under.

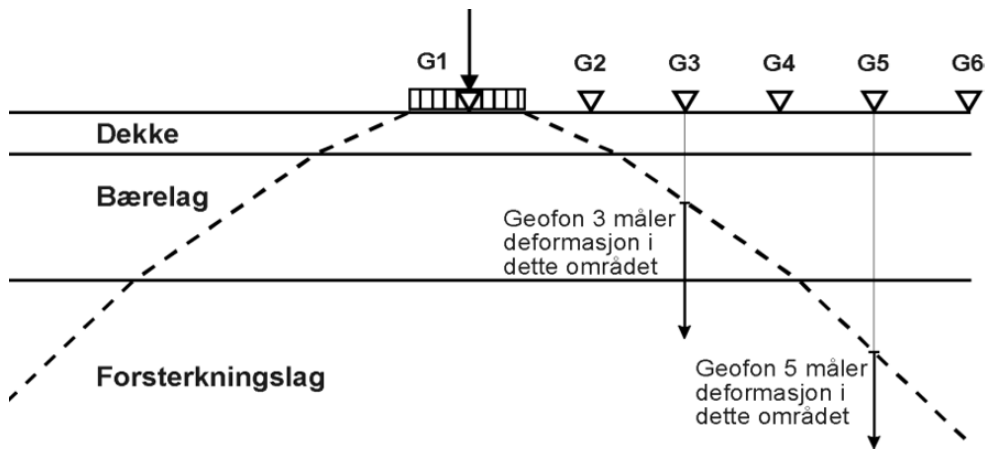
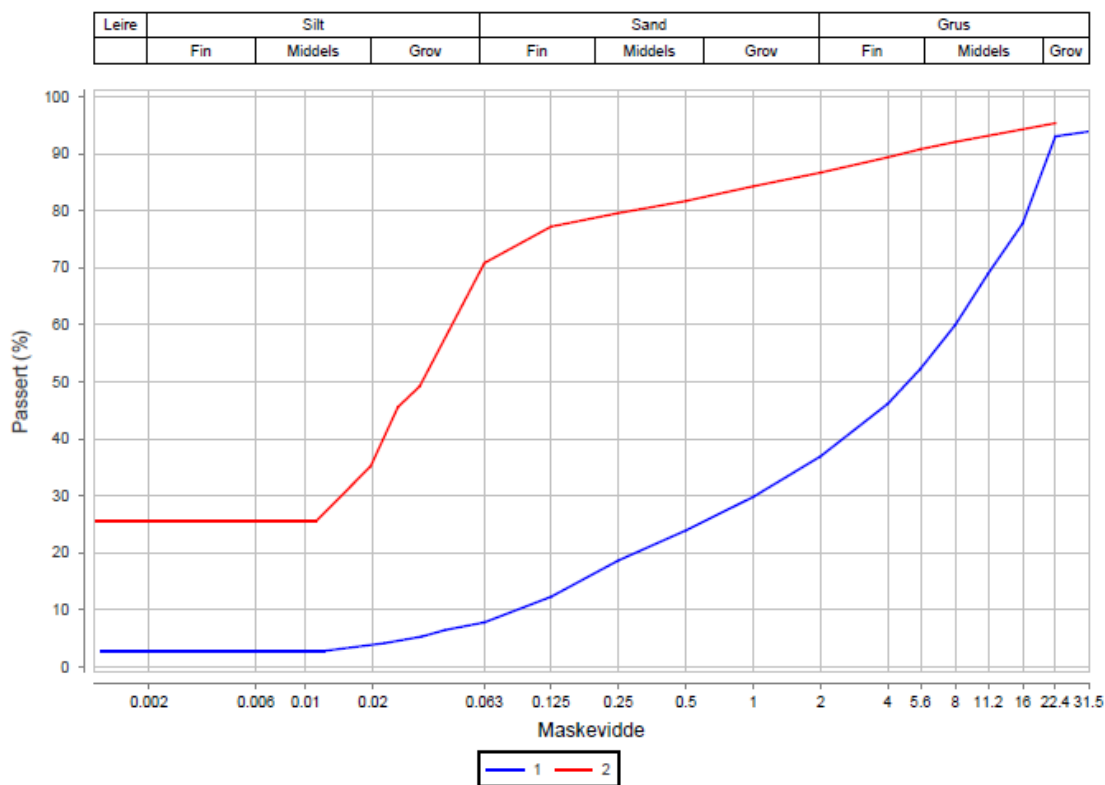


Fig 12: geofonplasseringer og deres tilsvarende målingsområde

2.10 Oppgravingsprøver

Levetidsfaktoren som en får fra spor og jevnhetsanalyse tilsier noe om behov for oppgravingsprøver. Prøven gjennomføres for å få ytterligere tilleggsinformasjon angående underliggende lag. Hvor problemet ligger kan normalt identifiseres gjennom slike prøver (Aurstad et al., 2016). Oppgravingsprøver tas i svake punkter av en vegstrekning. Viktige informasjon som lagtykkelse, korngradering, jordart og telefarlighetsklasse fås fra slike prøver. Følgende figur viser resultat fra en slik prøve.



Prøvenr.	Vegnr	Dybde	Jordart	Cu	TG
1	FV6	20.0 - 20.8	Sandig grus	90.8	T2
2	FV6	150.0 - 200.0	Siltig leire	0.0	T4

Fig 13: eksempel på resultat fra oppgravingsmåling av en av teststrekningene i denne oppgaven

2.11 Georadarmåling

Utstyret fungerer ved at radaren sender ut elektromagnetiske impulser fra 2 antenner. Signalene fra disse antenner bearbejdes til resultater som er tolkbare. Resultatene fra denne målingen kan gi et godt bilde av vegkroppen (overbygning/grunnforhold) langs en vegstrekning. En av fordelene med dette utstyret er lite tidsforbruket som trengs for å gjøre arbeidet. Måling fra georadar kan brukes som alternativ eller supplerendeinformasjon til resultat fra oppgravingsprøve. Ved bruk av dette utstyret produseres det et kontinuerlig profil som kan avdekke lagtykkelse, variasjon i materialtype, frostdybde og dybde til fast fjell. I vurderingsarbeidet er det godt å ha på plass oppgravingsprøveresultater for kalibrering av resultatene. Det er viktig å notere at vurdering av resultatene må gjøres av kompetente fagpersoner (Solbakk, 2013).

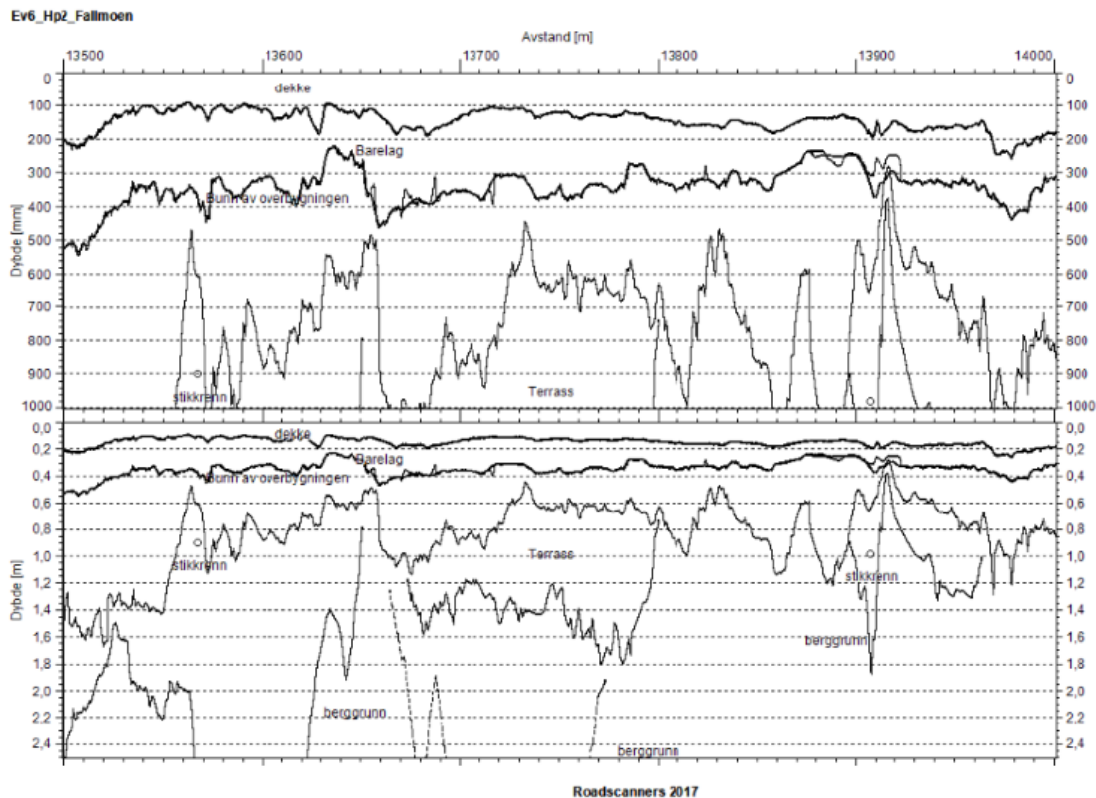


Fig 14: eksempel på resultat fra georadarmåling av en av teststrekningene i denne oppgaven

2.12 Visuelle vurderinger

Visuelle vurdering av dekkeskader og dreneringssituasjonen er blant de tilleggsundersøkelsene som gjøres i forkant fastsettelse av forsterkningsmetode. Manglende drenering, uegnet geometri og bredde kan avsløres ved slike vurderinger.

Registrering i NVDB viser at noen strekninger med lav dekkelevetid har manglende drenering som er medvirkende årsak (Statens vegvesen, 2018). Ved slike vurderinger kan f.eks. skadetyper som smårutet krakelering og/eller slaghull sammenkobles til vannømfintlig bærelag eller dårlig heft til underliggende lag, og kantskade kan kobles mot uegnet skråning. Slike funn kan brukes som supplerende informasjon i bestemmelse av forsterkningsmetode. Følger eksempel på uegnet sideterreng som kan avsløres ved å ta en befarings.



Fig 15: Kantskade pga. mulig uegnet skråning, fv. 515 Nordland

3 Metode

Oppgaven har til hensikt å besvare spørsmålene i problemstillingen hovedsakelig ved å analysere tilgjengelige data og registreringer. Det er benyttet falloddsmålinger som er gjort i Nord-Norge de siste 10 årene. Det er i tillegg brukt opplysninger fra PMS registret. De nødvendige data, hovedsakelig f og B, var innhentet fra systemet PMS og datainnsamlingen til Statens vegvesen region nord.

Interne dokumenter og Statens vegvesen sine håndbøker var viktige datakilder. Videre er det undersøkt litteraturer om temaet. Det har også vært Skype og/ eller e-post kommunikasjon med hovedveileder, intern-veileder og andre medarbeidere i Statens vegvesen.

Det er utført analyser på de innsamlede data og så er det gjort en test av den utviklede formelen.

Dagens gjeldende formel er utviklet basert på empirisk teknikk (Woods et al. (1962), og det å utvikle en erfaringsbasert empirisk formel er utfordrende. Å prøve å introdusere hovedjustering i nåværende formel uten å legge opp til et større feltforsøk var ikke aktuelt. Da var det valgt isteden å prøve å utvikle formelen slik at resultatene en får fra falloddsforsøk stemmer bedre overens med det en observerer fra tilstandsdata. Som en enkel sjekkesystem ble det estimert sammenheng mellom f og B ved bruk av korrelasjonsmetodikken i regnearkprogrammet Excel.

Denne oppgaven baseres seg på 19 teststrekninger. Utvalgte strekninger var delt i 3 grupper: 1. gruppe- som har høy f og høy B verdier, 2. gruppe- som har lav f og høy B verdier, og 3. gruppe- som har høy f og lav B verdier.

Det ble først gjort en følsomhetsanalyse av ÅDT-T, og så ble det gjort en vurdering av bruk av N istedenfor ÅDT-T. Og så ble N brukt i formelen sammen med antakelsen at bæreevne er lik tillatt aksellast for veger som har høy f verdier. Denne tilnærmingen ble brukt for å justere faktoren 11 som fins i dagens B-formel.

En av de målene til denne oppgaven var å introdusere en korreksjonsfaktor som tar hensyn til respons fra underliggendelag. Det ble forsøkt å komme frem til en slik korreksjonsfaktor ved å inkludere nedbøyningmålinger lengere bort fra lastsentret i falloddsmåling. Det ble valgt å bruke en relativ korreksjonsfaktor enn en absolutt faktor som endrer med nedbøyningsmålinger fra forskjellige geofoner. For å komme frem til en ligning som fører til 'riktig' korreksjonsfaktor var det brukt prøve- og feilemetode. Forfatteren har valgt å ikke

introdusere temperaturkorreksjon pga. for mange variabler som fører til tidskrevende regresjonsanalyse.

Den nye utviklede formelen var prøvd på de test strekningene for å sjekke og justere den. Til slutt validertes endelig ligning for strekninger som ikke har inngått i grunnlaget for utvikle den.

4 Analyse og resultater

4.1 Introduksjon

I dette kapitlet skal det gjøres en vurdering av bæreevne som en får fra fallodd mot registrert levetidsfaktor. Det skal først ses hvilken sammenheng disse to variablene har. Og så skal det tas en vurdering av variabler som inngår i bæreevneformelen for så å justere dem for å få en bæreevne som tilsvarer bedre overens med gjeldende levetidsfaktor.

Dette gjøres ved å gjøre enkeltvis gjennomgang av variablene. Deretter skal det foreslås justerte verdier av variablene. Og så testes de nye justerte faktorene/konstantene på teststrekningene som er valgt til denne oppgaven.

Det skal også gjøres en vurdering av nedbøyningsmålingene fra fallodd for å prøve å justere formelen ytterligere. Det skal i tillegg tas et eksempel blant teststrekningene hvor det er enda mer utfordrende å identifisere det svakeste laget. Her skal det foretas etterregning av E-modul og vurdering av vegbilder for å avdekke hvor svakheten egentlig ligger.

4.2 Sammenheng mellom f og B

4.2.1 Korrelasjon

Korrelasjon signaliserer på det gjensidige forholdet mellom to målbare størrelser. Allikevel trengs ikke å bety at en variabel er årsak til den andre variabelen (Frøslie, 2018). To variabler x og y (i dette tilfellet f og B) har korrelasjon lik;

$$\rho(f, B) = (\text{cov}(f, B)) / (\delta f * \delta B)$$

δf = standard avvik av variabel f

δB = standard avvik av variabel B

Verdien ρ kan ligge mellom -1 og 1. Absoluttverdien til ρ sier hvor sterk linear sammenheng det er mellom f og B. Hvis det ikke er linear sammenheng mellom f og B vil ρ være nær 0, da sier vi variablene å være ukorrelerte. Hvis ρ er positiv betyr det at en stor verdi av den ene variabelen sannsynligvis ledsages av en stor verdi på den andre. Hvis ρ er negativ betyr det at en stor verdi av den ene variabelen sannsynligvis ledsages av en liten verdi på den andre. Jo større absoluttverdi, jo sterkere sammenheng (Løvås, 2004).

I denne oppgaven korrelasjonsanalyse mellom f og B i Excel viser den følgende:

Nr.	Strekning	L	F	f	Strekning B fra fallodd	Korrelasjon
1	Ev 6 hp 14-(35-37)	15	13	0,87	10,6	0,59
2	Ev 6 hp 14-(44-45)	15	12	0,80	10,4	
3	EV 6 Hp 28	15	12	0,80	10,2	
4	EV 6 Hp 30	15	14	0,93	10,9	
5	EV 6 Hp35	15	13	0,87	10,5	
6	EV 6 Hp37	15	12	0,80	10,1	
7	EV 6 Hp38	14	13	0,93	11,1	
8	Ev 10 hp 8	14	12	0,86	12	
9	EV 12 Hp 2	15	12	0,80	9,4	
10	EV 12 Hp 3	15	13	0,87	10,5	

Tabell 4.1: korrelasjonssjekk mellom f og B

Det vises at disse faktorene korrelerer positive. Det vil si at en stor verdi av f sannsynligvis ledsages av en stor verdi på B, og omvendt.

4.3 Vurdering av variabler i bæreevneformelen

På 60-tallet var det utviklet en formel for beregning av bæreevne på basis av resultat fra AASHO, dagens AASHTO, forsøksveg i USA i 1958-61. Denne formelen er en ren erfaringsbasert formel. Det var da i 60- tallet det ble aktuelt å ta i bruk nedbøyningsmålingene her til lands. Når FWD kom inn i bildet i 1990, var resultatene fra 60-tallet videreført i nåværende formelen (Aurstad et al., 2016).

Følger bæreevneformelen og betydning av de brukte variabler i den.

Bæreevne formel : Fallodd	
$B = 11 * (Edim / 200)^{0,6} * (50 / \Delta DTt)^{0,072}$	
B= bæreevne	
Edim= dimensjonerende overflatemodule (mpa)	
ΔDTt = årsgjennsnitt trafikk tunge kjøretøy	
$Edim = 110 * p / ((\delta 0 * \delta 0 - \delta 200))^{0,5}$	
p= kontaktrykk (Mpa=MN/m ²) i fallodd tilsvarer 50KN	
$\delta 0$ =neddbøying i lastsenteret(mm)	
$\delta 200$ =neddbøying 200mm fra lastsenteret(mm)	
P (MPa)	1,4

Tabell 4.2: bæreevneformel- fallodd

4.3.1 ÅDT-T

Tunge kjøretøyene som ble brukt i AASHO-forsøket var nok helt forskjellige enn dagens tunge kjøretøyer. I tillegg er nedbryting av en veg en summert effekt av alle aksler som passerer, ikke bare utelukkende tunge kjøretøy. En variabel som kan uttrykke belastning på veg er antall aksellast. N , total ekvivalente antall aksler, gir en total belastning mellom to tidspunkter, i mens $\dot{A}DT-T$ gir bare en øyeblikksvariabel. Det blir ikke representativt av den virkelige situasjonen om en bruker $\dot{A}DT-T$ ved et tidspunkt, når i realiteten $\dot{A}DT-T$ er faktisk et varierende tall ilt. vegens levetid.

Det kan argumenteres at en summert $\dot{A}DT-T$ i løpet av en gitt periode kanskje kunne gitt et bedre inntrykk av belastningen men, som sagt, det er ikke kjøretøyene i seg selv som er problemet. Det som betyr mest er akselplasseringene og deres last. I tillegg er det skilnad både på tal og vekt av akslene på kjøretøyene. Fra dette konstateres det at å se bare på antall kjøretøy gir et usikkert bilde. Dette baseres på en diskusjonsrunde forfatteren hadde med veilederen til denne oppgaven.

I tillegg vises det seg at formelen er lite følsom til endring i $\dot{A}DT-T$. Her er det forsøkt å danne et bilde som viser situasjonen. Det er brukt data fra 10 av de teststrekningene i denne oppgaven, og så er det beregnet 2 forskjellige B-verdier ved bruk av $\dot{A}DT-t$ og $4*\dot{A}DT-T$.

Strekning	ÅDT	% L. kjt.	Edim, gjennomsnitt	B (beregnet) med $\dot{A}DT_T$	B (beregnet) med $4*\dot{A}DT_T$	Ending i B(%)
Ev 6 hp 14-(35-37)	1050	0,29	285	11,9	10,8	9,50
Ev 6 hp 14-(44-45)	1050	0,29	299,1	12,3	11,1	9,50
EV 6 Hp 28	800	0,2	356,9	14,3	13,0	9,50
EV 6 Hp 30	1119	0,22	296,9	12,4	11,2	9,50
EV 6 Hp35	451	0,29	245,1	11,6	10,5	9,50
EV 6 Hp37	1200	0,2	310	12,8	11,6	9,50
EV 6 Hp38	1984	0,13	309	12,7	11,5	9,50
Ev 10 hp 8	1782	0,24	374,56	13,7	12,4	9,50
EV 12 Hp 2	1450	0,11	276,5	12,3	11,1	9,50
EV 12 Hp 3	900	0,1	307,25	13,6	12,3	9,50

Tabell 4.3: følsomhetsjekk av bæreevneformelen til endring i $\dot{A}DT-T$ (De første 10 teststrekninger)

Her vises det at ved fire ganger økning i $\dot{A}DT-T$ i ligningen, blir det en bæreevnereduksjon på bare 9,5%.

Derfor velges det i denne oppgaven å prøve å erstatte $\dot{A}DT-T$ med N for å få et mer realistisk bilde.

4.3.1.1 Erstatning av ÅDT-T

Et alternativ er å bruke N istedenfor ÅDT-T. N, total ekvivalente aksler i en gitt periode, er en vel kjent begrep og er relaterbar til dagens dimensjoneringsystem, der N_{10t} er trafikkvariabelen (20 år). Det kunne ha vært idealt å bruke faktisk trafikkbelastning, men N gir en akseptabel beskrivelse av det som har foregått, ettersom det beskriver totaltall av ekvivalente aksler i perioden.

ÅDT-T skal nå erstattes med N. Her skal det velges vegstrekninger med så liten trafikk at piggdekkslitasje ikke er en avgjørende faktor i vurdering av vegens tilstand. Fra disse skal det plukkes ut 10 strekninger med levetidsfaktor, f , mellom 0,8 og 1. Det antas at for disse er bæreevne, B , lik tillatt aksellast, A . Denne antakelsen baseres på faktum at variablene f og B har en positiv sammenheng, jf. korrelasjonsprinsippet diskutert under punkt 4.2.1.

4.3.2 Justering av konstanten 11 i bæreevneformelen ved bruk av N

I den foregående delen er det forsøkt å konstatere at bruk av N i beregning av B kan ha en fordel. Det skal nå gjøres en beregning av antall ekvivalent 10-t aksler (N) i løpet av funksjonell dekkelevetid, dvs. mellom forrige og siste vedlikeholdstiltak, evt. etter siste tiltak. N i dette tilfellet er antall ekvivalent 10-t aksler mellom tiltaket og tidspunktet for målingen. Beregningen er gjort ved å bruke ligningen for beregning av N (10t) ved ny vegdimensjonering.

$$N = k \cdot \text{ÅDT} \cdot \% \text{ tunge kjøretøy} \cdot 0,425 \cdot 2,4 \cdot 365 \cdot n$$

N = total trafikkbelastning

n = antall år i dimensjoneringsperioden *

ÅDT = årsdøgntrafikk

*I denne oppgaven er antall år, n , erstattet med tal *gjeldende funksjonell dekkelevetid*. Det var i noen tilfeller aktuelt å bruke antall måneder eller uker der tidspunktet er kjent mer i detalj.

Strekning	ÅDT	% L. kjt.	Antar: A=B	n	N
1	1050	29 %	10 tonn	2	113365
2	1050	29 %	10 tonn	2	113365
3	800	20 %	10 tonn	7	208488
4	1119	22 %	10 tonn	6	274958
5	451	29 %	10 tonn	8	194772
6	1200	20 %	10 tonn	4	178704
7	1984	13 %	10 tonn	13	624154
8	1782	24 %	10 tonn	9	716514
9	1450	11 %	10 tonn	1	29691
10	900	10 %	10 tonn	3	50261

Tabell 4.4: Beregning av antall ekvivalent 10-t aksler mellom tiltaket og tidspunktet for målingen, N

N verdiene for de forskjellige strekningene er utregnet. Det skal nå gjøres en antakelse som tilsier at for høye f verdier forventes det en tilsvarende høy B verdi, dvs. at i slike tilfeller bør bæreevne være lik tillatt aksellast.

Det skal nå prøves å utvikle formelen slik at konstanten 11 i dagens ligning erstattes med en faktor som fører til at bæreevneformelen tilfredsstillende antakelsen som er gjort, dvs. $B = A$. Det skal samt tas i bruk de utregnede N verdiene.

Strekning	n	N	Edim, gjennomsnitt	B (beregnet)	Brukt faktor isteden for 11	Gjennomsnitt faktor som erstatter faktoren 11
1	2	113365	285	10,0	14,1	13,99
2	2	113365	299,1	10,0	13,7	
3	7	208488	356,9	10,0	12,9	
4	6	274958	296,9	10,0	14,7	
5	8	194772	245,1	10,0	16	
6	4	178704	310	10,0	13,8	
7	13	624154	309	10,0	15,2	
8	9	716514	374,56	10,0	13,7	
9	1	29691	276,5	10,0	13,1	
10	3	50261	307,25	10,0	12,7	

Tabell 4.5: Ny gjennomsnittfaktor som erstatter 11 i B- ligningen

Beregning av bæreevne ved bruk av N og antakelsen $B=A$ førte til behov for justering av faktoren 11 til en gjennomsnitt verdi av 14. Denne nye faktoren skal fra nå av tas i bruk i videre utvikling av formelen. Det er viktig å presisere at gjennom hele oppgaven skal det velges teststrekninger som har sammenlignbar lite trafikk som disse første 10 teststrekningene.

4.3.3 Forsøk å justere eksponenten 0,072 i bæreevneformelen

Det ble utvalgt strekninger som har to fallodsmålinger i løpet av funksjonell dekkelevetid. Det tas utgangspunkt her at disse bæreevne målingene i perioden bør gi samme verdi i og med at det ikke hadde vært noe endring/tiltak i vegkonstruksjonen i denne perioden. Denne antagelsen kan brukes til å justere eksponenten for N i ligningen.

Siste vedlikehold sdato	Måledato	Strekning	Strekning	L	F	f	Strekning B fra fallodd	ÅDT-T	N	B	Justert B	Justert eksponent
sep.12	mai.13	Strekning 9	FV 174 Hp 1	16	30	1,88	6,51	7	868,7	5,9	7,1	0,09
sep.12	sep.13	Strekning 9	FV 174 Hp 1	16	30	1,88	9,38	7	1303,05	5,7	7,1	
sep.12	mai.15	Strekning 9	FV 174 Hp 1	16	30	1,88	7,12	7	3474,8	5,4	7,0	
sep.12	sep.15	Strekning 9	FV 174 Hp 1	16	30	1,88	9,12	7	3909,15	5,3	7,0	
jul.10	aug.15	Strekning 6	EV 6 Hp 12	14	6	0,43	13,9	413	390806,41	10,0	6,7	
2011	apr.16	Strekning 6	EV 6 Hp 12	14	6	0,43	13,1	413	384399,75	11,1	6,7	

Tabell 4.6: ny eksponent som erstatter eksponenten 0,072 i bæreevneformelen

Videre i denne oppgaven skal den nye eksponenten 0,09 brukes istedenfor 0,072.

4.4 Vurdering av bruk av nedbøyningsmålinger i bæreevneformelen

Som diskutert i teoridelen av denne oppgaven måler man deformasjonen i mikrometer i utvalgte avstander fra belastningssentret. Nedbøyningsmåling som er innlemmet i bæreevneformelen er bare nedbøyninger rett under lastsentret og 20cm fra den. Disse to målingene fanger forhold som kan linkes til øvre del av konstruksjonen. Dvs. at i formelen blir ikke svakheter i undergrunn tatt hensyn til i stor nok grad. Derfor kan vegstrekninger med målt bæreevne fra fallodd større enn 10-tonn allikevel ha lav dekkelevetid.

Deformasjonsskade fra telehiv kan nevnes som et eksempel.

Erfaring fra forskjellige lav-trafikkerte strekninger på veier i Nord-Norge viser at uoverensstemmelse mellom f og B ikke er en sjelden forekomst. Det skal herved prøves å utvikle bæreevneformelen slik at B- resultatet fra fallodd stemmer bedre overens med det en observerer fra tilstandsdata. Dette skal tilnærmes ved inkludering av nedbøyning fra ytre

sensorer i tillegg til bruk av den nye faktoren 14 istedenfor 11. Det skal også tas i bruk den nye eksponenten 0,09 istedenfor 0,072.

Målingsresultater fra sensorer langt unna lastsentret gir en god indikasjon på stivheten i lavtliggende lag. For avstand fra lastsentre større enn 90cm er det stort sett E-undergrunn som påvirker nedbøyning (Aurstad et al., 2016).

4.4.1 Vurdering av vegstrekninger med lav f ($< 0,8$) og høy B fra fallodd

Her er det plukket ut strekninger med lav $\dot{A}DT$ og tilsvarende lav levetidsfaktor, f . Det forventes at for disse strekningene bæreevne fra fallodd blir lavere enn tillatt aksellast, $B < A$.

Nr.	strekning	f	B fra FWD
1	Ev6 Hp2 m13000-16600	0,36	12,2
2	Ev6 Hp2 m28520-31730	0,47	11,7
3	Ev6 Hp6 m4350-7050	0,33	13,5
4	Ev6 Hp2 m9100-12000	0,43	10,2
5	Ev6 Hp4 m15000-20200	0,43	10,8
6	Ev6 Hp12 m5400-9250	0,43	13,1
7	Ev6 Hp13 m14200-17200	0,5	10,1

Tabell 4.7: Utvalgte vegstrekninger med tilhørende f og B verdier (De 7 neste teststrekninger)

Det kan ses i tabellen ovenfor at selv om disse strekninger har betydelige lav levetidsfaktorer, er det allikevel registrert høye B verdier fra fallodd. Dvs. at f -resultatet fra PMS ikke stemmer med B-resultatet fra fallodd. Da gir dette en indikasjon på at det er noe som ikke henger sammen. Det skal gjøres nærmere analyse av tilleggsundersøkelser som er gjort på disse strekningene for å finne ut hvor i vegkonstruksjonen svakheten ligger.

Data fra georadar- og oppgravingsmålinger skal studeres for å kunne bestemme om forholdet er relatert til øvre eller nedre del av vegkonstruksjonen.

4.5 Gjennomgang av tilleggsundersøkelser

Følger en tabellfremstilling av vurderingene fra disse undersøkelser. Det som en kan se er bl.a. type undergrunn og telefarlighetsklasse av materialene, tykkelse av de forskjellige lagene, tilstand på bærelag og/ eller forsterkningslag osv.

➤ Teststrekning Ev6 Hp2 m13000-16600

Strekning	1
levetidsfaktor(lav)	0,36
D0-D20 SCI	97,6
Gjennomsnitt verdi	Dette indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av konstruksjon, bærelag
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	4,4 Verdien indikerer svakhet i forsterkningslag / bærelag
D90	88,4 Denne verdien indikerer at det ikke er svak undergrunn
D90-D120: BCI	32,6 verdien indikerer god undergrunn
D120	55,7 Sannsynlig type undergrunn er sand, grus
Analyse av georadarmålinger	Ujevnheter i forsterkningslaget
Analyse av oppgravinger	T2 materialer, mangler tykkelse på forsterkningslaget, varierende tykkelse

Tabell 4. 8: strekning 1/7- sammendrag av resultater fra fallodd, georadar- og oppgravingsprøver

Resultat fra oppgravingsprøve viser at det er en betydelig mangel på forsterkningstykkelse. Dette kan i noen tilfeller indikere at tykkelsen på overbygningen er mindre enn ellers den er langs strekningen pga. kort dybde til fast fjell. Men registrering fra fallodd indikerer at det er potensielt en svak forsterkningslag/undergrunn. Registrering fra georadarmåling viser at ved profil 13000 er bæreevnen ekstremt høy, 21, men det indikeres allikevel svakhet i forsterkning/undergrunn (lav tykkelse). Videre indikerer uoverensstemmelse mellom SCI og D0/(D0-D20) behov for å se nærmere på andre lag i konstruksjonen. På bakgrunn av disse fakta kan det sies at svakheten kan potensielt relateres til forhold i nedre del av vegkonstruksjonen.

➤ Teststrekning Ev6 Hp2 m28520-31730

Strekning	2
levetidsfaktor(lav)	0,47
D0-D20 SCI gjennomsnitt verdi	110 Dette indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av konstruksjon, bærelag. Bærelaget kan anses til å være god
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	4 Indikerer svakhet i forsterkningslag / bærelag
D90	109 Denne verdien indikerer sannsynligheten om at det ikke er svak undergrunn.
D90-D120: BCI	33 Verdien indikerer god undergrunn.
D120	76 Sannsynlig type undergrunn er sand /grus.
Analyse av georadarmålinger	Det vises ujevnheter i forsterkningslaget, betydelig reduksjon i tykkelse opp mot 2 cm på det verste.
Analyse av oppgravinger	Det er en del telefarlige materialer langs strekningen, manglende tykkelse på forsterkningslag.

Tabell 4.9: strekning 2/7- sammendrag av resultater fra fallodd, georadar- og oppgravingsprøver

Siktedata - Passert (%)

Pr.nr.	µm				mm	
	63	125	250	500	1	2
1	95.9	98.3	99.1	99.5	99.8	100.0
2	98.5	99.1	99.3	99.7	100.0	

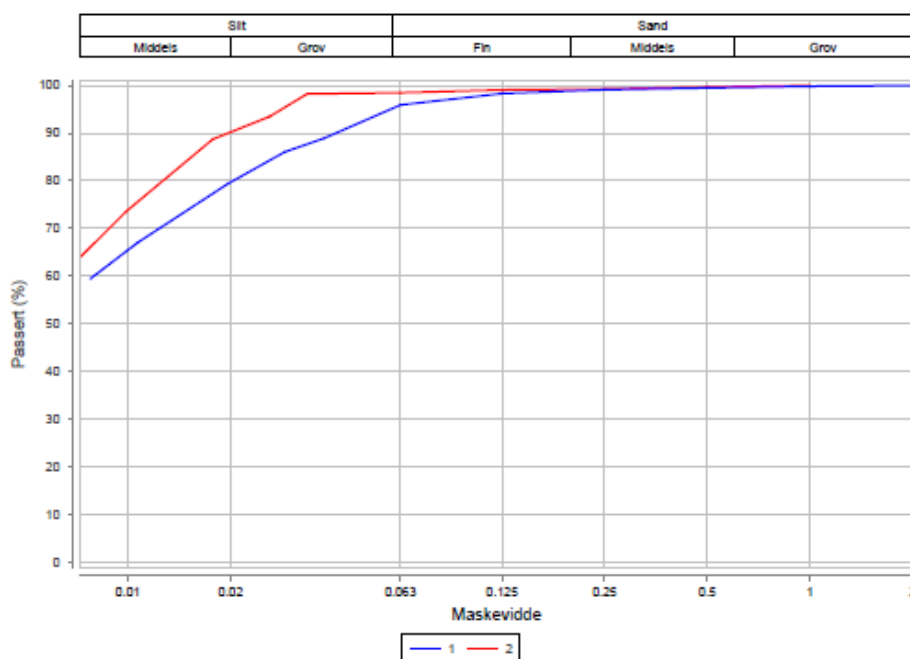


Fig 4.1: strekning 2- Resultat fra oppgravingsprøve ved profil 30570

Resultat fra georadarmåling viser manglende tykkelse på forsterkningslaget og tilstedeværelse av sandig siltig grusig material i vegfyllingen. Ved profil 31350 og videre i strekningen er det meget telefarlig undergrunn/vegfylling, dvs. silt og leire. I tillegg viser resultatene fra oppgravingsprøve at undergrunnen består av materialer som har meget høy finstoffinnhold, jf. fig.4.1 ovenfor. På bakgrunn av disse fakta kan det sies at kort levetid relateres til forhold i nedre del av vegkonstruksjonen.

➤ Teststrekning Ev6 Hp6 m4350-7050

Strekning	3
levetidsfaktor(lav)	0,33
D0-D20 SCI Gjennomsnitt verdi	73,93 Denne verien indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av konstruksjon, bærelag. Bærelaget kan anses til å være god.
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	5,67 Verdien indikerer svakhet i undergrunn/forsterkningslag.
D90	127 Denne verdien indikerer sannsynligheten om at det ikke er svak undergrunn
D90-D120: BCI	31,27 Denen verdien indikerer god undergrunn.
D120	95,7 Gjennomsnitt verdien indikerer sannsynlig type undergrunn sand/ grus. Men en del av strekningen har silt undergrunn.
Analyse av georadarmålinger	Ikke tilgjengelig
Analyse av oppgravinger	Ikke tilgjengelig

Tabell 4.10: strekning 3/7- sammendrag av resultater fra fallodd, georadar- og oppgravingsprøver

Nedbøyningsresultatene fra fallodd viser at undergrunnen på en del av strekningen kan bestå av material som er svak. I tillegg lagene som ligger over i konstruksjonen viser ikke noe svakhetstegn. På bakgrunn av disse fakta kan det sies at kort levetid relateres til forhold i nedre del av vegkonstruksjonen. Det kunne ha vært bedre om det var gjort andre prøver for å kunne støtte denne påstanden men det var ikke gjort oppgravingsprøve/georadarmåling på denne strekningen.

➤ Teststrekning Ev6 Hp2 m9100-12000

Strekning	4
levetidsfaktor(lav)	0,43
D0-D20 SCI	137,1
Gjennomsnitt verdi	Dette indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av konstruksjon, bærelag. Bærelaget kan anses til å være god
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	3,7 Indikerer svakhet i forsterkningslag / bærelag
D90	81,5 Denne verdien indikerer sannsynligheten om at det ikke er svak undergrunn
D90-D120: BCI	25,9 Verdien indikerer god undergrunn
D120	55,6 Sannsynlig type undergrunn er sand, grus
Analyse av georadarmålinger	Ujevnheter i forsterkningslaget, betydelig reduksjon i tykkelse opp mot 0 cm på det verste. Ved profil 11750 god med overbygningstykkelse, det kan hende at det er uegnet materialer i forsterkningslaget. Edim på 259 er betydelig mindre enn gjennomsnittet for strekningen, 371(se vedlegg). Oppgravingsprøver kan kanskje si noe mer.
Analyse av oppgravinger	Ikke tilgjengelig

Tabell 4.11: strekning 4/7- sammendrag av resultater fra fallodd, georadar- og oppgravingsprøver

I denne strekningen er det ikke lett å si hvor svakheten ligger. Resultat fra falloddsmåling viser at styrkene på bærelaget er for det meste klassifisert som «god», og det er bare ved 2 profilpunkter hvor undergrunn/forsterkningsstyrken ble definert som «mulig problematisk». Ellers er undergrunnen klassifisert som «God» eller «Meget god». Og i tabellen over er det vist at svakhetene ligger muligens i bærelaget og ikke dypt i konstruksjonen. Det er mulig at dette avklares fra oppgravingsprøveresultat men denne prøven er ikke utført på denne strekningen. Det er da valgt å se nærmere på de forskjellige lagene. Her er det valgt å gjøre en etterregning av E-modul og gjennomgang av vegbilder som skal tas i bruk for å bekrefte/avkrefte denne påstanden om at det er faktisk de overliggende lagene som mangler styrke. Denne evalueringen er presentert under punkt 4.6 og 4.7 av dette kapitlet.

➤ Teststrekning Ev6 Hp4 m15000-20200

Strekning	5
levetidsfaktor(lav)	0,43
D0-D20 SCI	107,17
Gjennomsnitt verdi	Dette indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	4,95 Indikerer svakhet ligger i forsterkningslag / bærelag
D90	128 Denne verdien indikerer sannsynligheten om at det ikke er svak undergrunn
D90-D120: BCI	42 Verdien indikerer mulig problematisk undergrunn. Men verdien ligger nærmere 40 og så kan det være minimal problem.
D120	85,95 Sannsynlig typr undergrunn er sand, grus
Analyse av georadarmålinger	Manglende forsterkningslag mellom profil 18950-19000 ujevnheter i forsterkningslaget, betydelig reduksjon i tykkelse opp mot 2 cm på det verste.
Analyse av oppgravinger	Tilstedeværelse av telefarlig materialer i undergrunn, manglende tykkelse på forsterkningslag.

Tabell 4.12: strekning 5/7- sammendrag av resultater fra fallodd, georadar- og oppgravingsprøver

Det fins telefarlige materialer på en del av strekningen. F.eks. ved profil 19000 forekommer sandig grusig siltig materiale som kan potensielt forårsake setningsproblematikk og så ujevnheter. I tillegg ses det ved det samme profil manglende tykkelse på forsterkningslaget. Tilstedeværelse av mye finstoff forårsaker ujevnheter pga. masseforflytning, som f.eks. ved profil 16300. Fra disse kan det konstateres at svakheten kan tilskrives forhold i nedre del av konstruksjonen.

➤ Teststrekning Ev6 Hp12 m5400-9250

Strekning	6
levetidsfaktor(lav)	0,43
D0-D20 SCI	67,6
Gjennomsnitt verdi	Dette indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av konstruksjon, bærelag. Bærelaget kan anses til å være god
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	5,6 Verdien indikerer svakhet i undergrunn/forsterkningslag
D90	78,5 Denne verdien indikerer sannsynligheten om at det ikke er svak undergrunn
D90-D120, BCI	31,9 Verdien indikerer god undergrunn.
D120	46,6 Sannsynlig type undergrunn er sand, grus
Analyse av georadarmålinger	5750-6050 viser betydelig mangel i forsterkningslaget. Men allikevel ganske stor bæreevne verdi, gjennomsnitt 17,6 tonn.
Analyse av oppgravinger	Ikke tilgjengelig

Tabell 4.13: strekning 6/7- sammendrag av resultater fra fallodd, georadarmåling

Data fra georadarmåling viser varierende forsterkningslag/undergrunn. På strekninger med dårlig/varierende undergrunn kan det være behov for masseutskifting, heving av veglinje og/eller kantforsterkning/breddeutvidelse, ofte kombinert med drenstiltak for å oppnå normale dekkelevetider. For å bestemme utbedringsmetode er det best om partiene undersøkes nærmere ved for eksempel oppgravingsprøver.

Strekningen er også grovt befart med ViaPhoto for å vurdere registrerte skader og dreneringssituasjonen. Det presiseres at det ikke har vært tid til en dypgående analyse av årsakssammenhenger. Dette vil spesielt være tilfellet der egenskapene til selve dekket er avgjørende for dekkelevetiden. Dette kan berøre forhold som utførelse under dekkelegging, andel bindemiddel, hulrom, vedheft, skjøter osv. På en del av strekningene med bæreevne større enn 10 tonn vil lave dekkelevetider kunne skyldes forhold i selve dekket som ikke kan avdekkes ved fallodds målinger.

➤ Teststrekning Ev6 Hp13 m14200-17200

Strekning	7
levetidsfaktor(lav)	0,5
D0-D20 SCI	148,14
Gjennomsnitt verdi	Verdien indikerer at svakheten ikke kan tilskrives forhold i øvre del av konstruksjon, bærelag. Bærelaget kan anses til å være god.
D0/(D0-D20) gjennomsnitt verdi	3,5 Indikerer svakhet i forsterkningslag / bærelag. Men noen punkter som har lavere verdi enn 3, som indikerer mulig problematisk bærelag.
D90	52,81 Denne lave verdien indikerer sannsynligheten om at det ikke er svak undergrunn.
D90-D120: BCI	20,2 Verdien indikerer meget god undergrunn.
D120	32 Sannsynlig type undergrunn er sand, grus og fjell.
Analyse av georadamålinger og oppgravinger	Ikke tilgjengelig
Vegbilder	Befaring av strekningen viser manglende drenering.

Tabell 4.14: strekning 7/7- sammendrag av resultater fra georadar- og oppgravingsprøver

Variierende kvalitet på bærelag langs strekningen antyder at punktutbedring kan være aktuelt. Strekningen er også grovt befart med ViaPhoto for å vurdere registrerte skader og dreneringssituasjonen. Mangler som tette inn/utløp av stikkrenner og oppslamming er registrert i NVDB. Og slike mangler kan føre til oppbløting av overdelen av konstruksjonen som kan føre til en lavere levetid enn forventet. Følger vegbilder av ett punkt i strekningen fra 2015. Her kan det ses manglende fall for å unngå vannoppsamling i grøftet langs vegen.

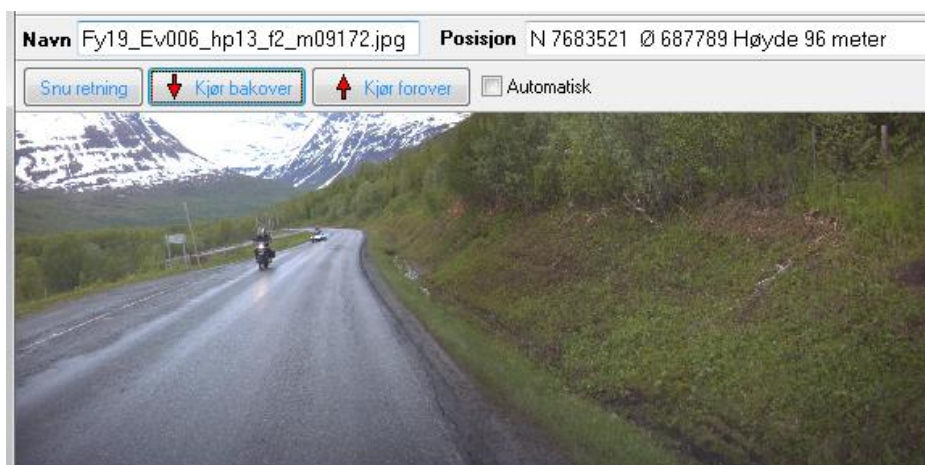


Fig. 4.2: vegfoto fra NVDB

4.6 Etterregning av E-modul ved bruk av falloddsdata

Det er først valgt ut et profilpunkt i strekning 4/7 - Ev6 Hp2 m9100-12000 for å utføre etterregningen. Nedbøyningsmåling fra fallodd viser at det er betydelig deformasjon ved profil 9250. Denne profilen da velges som testpunkt.

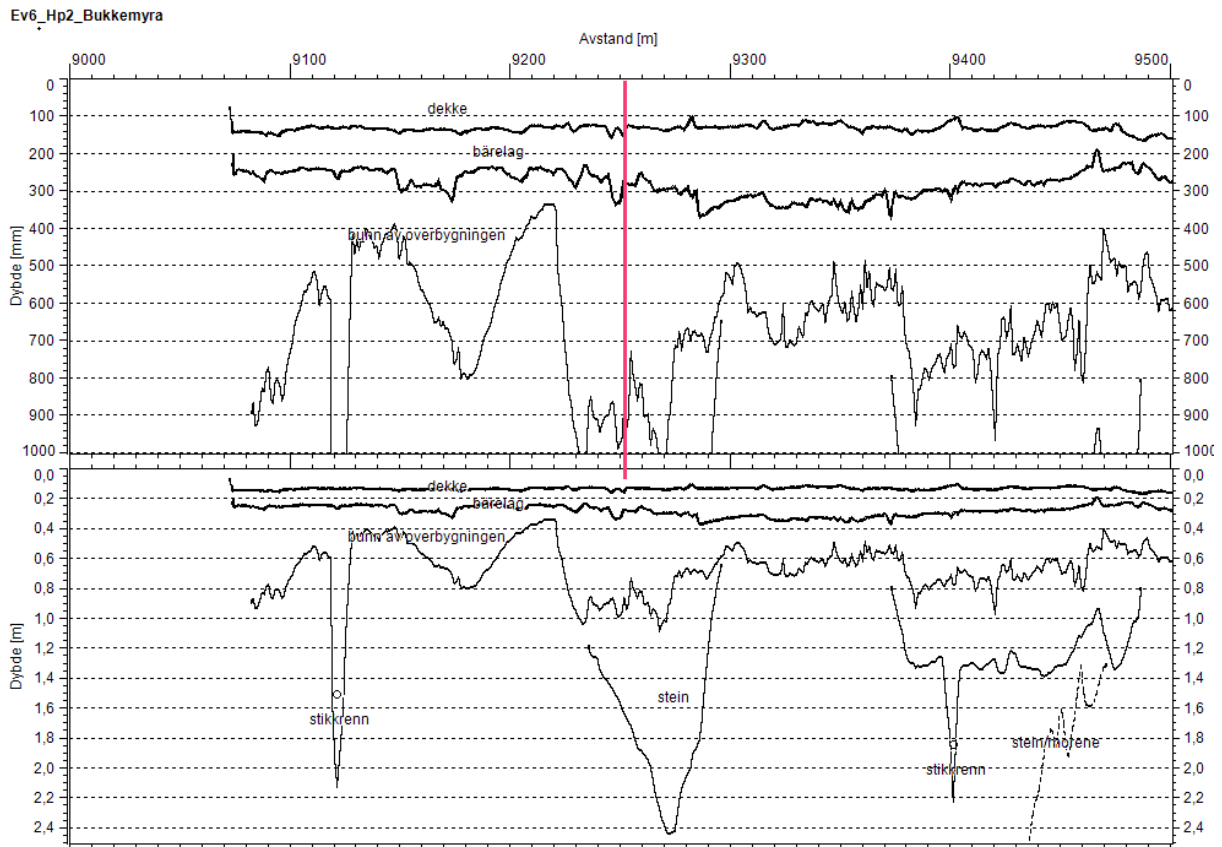
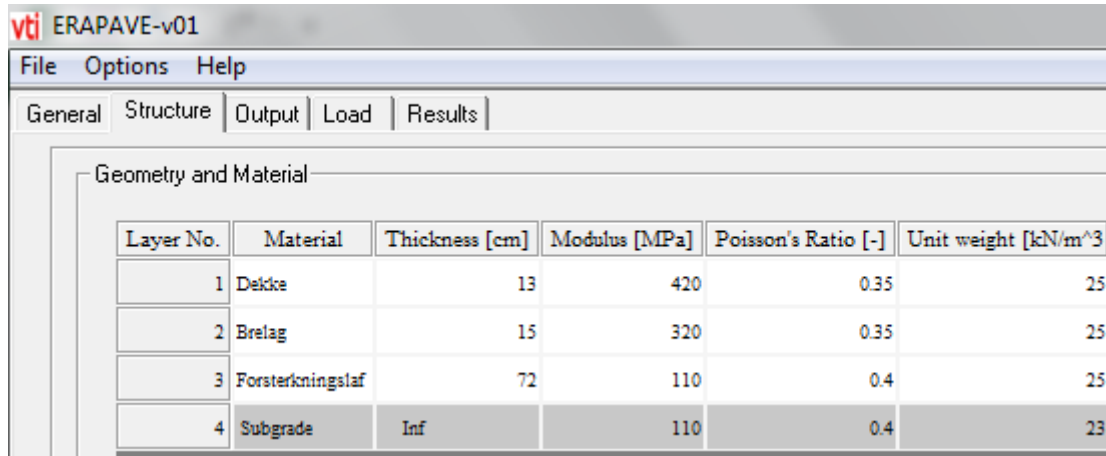


Fig 4.3: data fra georadarmåling

Geofon plassering fra lastsentret (cm)	0	20	30	45	60	90	120	150	190
Nedbøyning fra fallodd (mm)	0,80	0,57	0,42	0,29	0,21	0,12	0,09	0,05	0,05
Nedbøyning etter iterasjon (mm)	0,83	0,50	0,39	0,28	0,22	0,14	0,10	0,08	0,07

Tabell 4.15: Iterasjon av nedbøyning ved bruk av Erapave

Det er brukt programmet Erapave for å utføre etterregningen. Her vises det at de to øverste lagene har betydelige lave E-modul verdier.

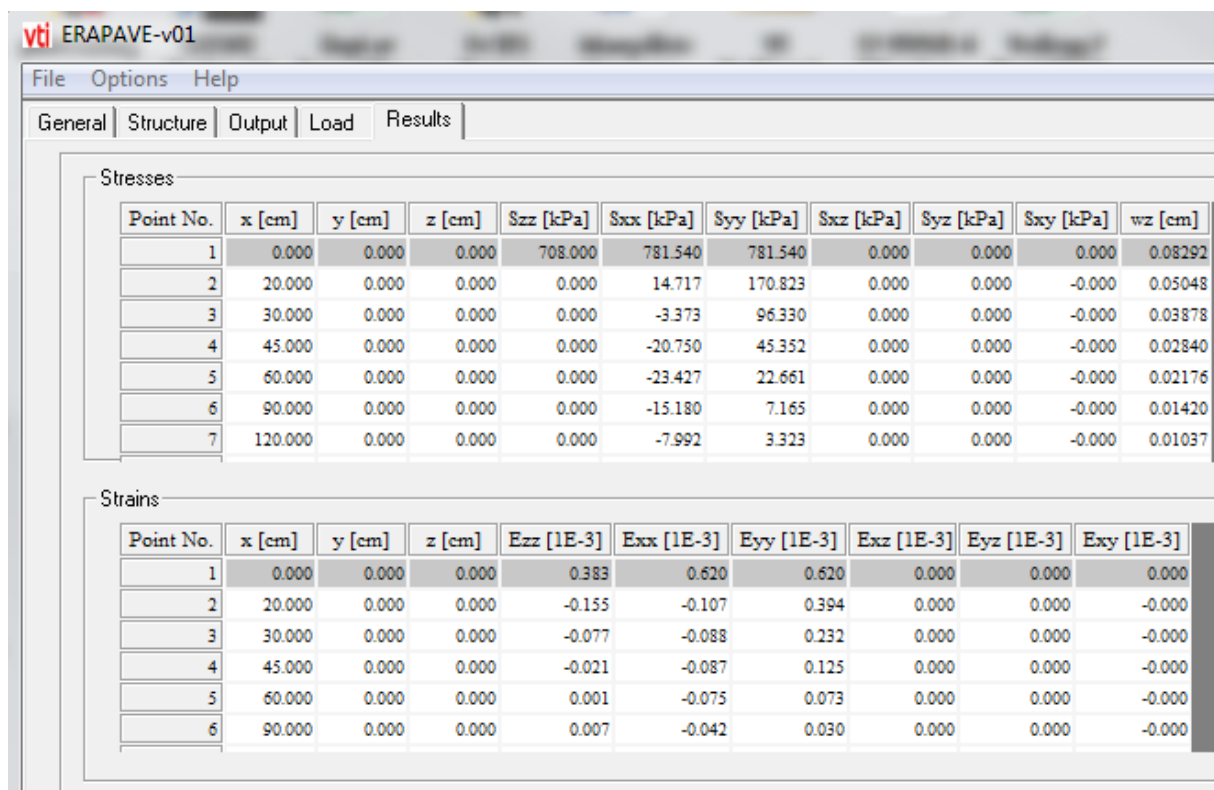


The screenshot shows the 'ERAPAVE-v01' software interface with the 'Results' tab selected. The 'Geometry and Material' section contains a table with the following data:

Layer No.	Material	Thickness [cm]	Modulus [MPa]	Poisson's Ratio [-]	Unit weight [kN/m ³]
1	Dekke	13	420	0.35	25
2	Brelag	15	320	0.35	25
3	Forsterkningslaf	72	110	0.4	25
4	Subgrade	Inf	110	0.4	23

Fig 4.4: Etterregning av E verdier

Resultatet fra beregningen av tøyning underkant asfalt viser i tillegg at bærelaget er for svakt til å unngå skjærdeformasjoner og påfølgende utmattingssprekker.



The screenshot shows the 'ERAPAVE-v01' software interface with the 'Results' tab selected. The 'Stresses' and 'Strains' sections contain the following data:

Point No.	x [cm]	y [cm]	z [cm]	Szz [kPa]	Sxx [kPa]	Syy [kPa]	Sxz [kPa]	Syz [kPa]	Sxy [kPa]	wz [cm]
1	0.000	0.000	0.000	708.000	781.540	781.540	0.000	0.000	0.000	0.08292
2	20.000	0.000	0.000	0.000	14.717	170.823	0.000	0.000	-0.000	0.05048
3	30.000	0.000	0.000	0.000	-3.373	96.330	0.000	0.000	-0.000	0.03878
4	45.000	0.000	0.000	0.000	-20.750	45.352	0.000	0.000	-0.000	0.02840
5	60.000	0.000	0.000	0.000	-23.427	22.661	0.000	0.000	-0.000	0.02176
6	90.000	0.000	0.000	0.000	-15.180	7.165	0.000	0.000	-0.000	0.01420
7	120.000	0.000	0.000	0.000	-7.992	3.323	0.000	0.000	-0.000	0.01037

Point No.	x [cm]	y [cm]	z [cm]	Ezz [1E-3]	Exx [1E-3]	Eyy [1E-3]	Exz [1E-3]	Eyz [1E-3]	Exy [1E-3]
1	0.000	0.000	0.000	0.383	0.620	0.620	0.000	0.000	0.000
2	20.000	0.000	0.000	-0.155	-0.107	0.394	0.000	0.000	-0.000
3	30.000	0.000	0.000	-0.077	-0.088	0.232	0.000	0.000	-0.000
4	45.000	0.000	0.000	-0.021	-0.087	0.125	0.000	0.000	-0.000
5	60.000	0.000	0.000	0.001	-0.075	0.073	0.000	0.000	-0.000
6	90.000	0.000	0.000	0.007	-0.042	0.030	0.000	0.000	-0.000

Point No.	x [cm]	y [cm]	z [cm]	Szz [kPa]	Sxx [kPa]	Syy [kPa]	Sxz [kPa]	Syz [kPa]	Sxy [kPa]	wz [cm]
8	150.000	0.000	0.000	0.000	-4.224	2.059	0.000	0.000	-0.000	0.00817
9	180.000	0.000	0.000	0.000	-2.406	1.470	0.000	0.000	-0.000	0.00677

Strains										
Point No.	x [cm]	y [cm]	z [cm]	Ezz [1E-3]	Exx [1E-3]	Eyy [1E-3]	Exz [1E-3]	Eyz [1E-3]	Exy [1E-3]	
4	45.000	0.000	0.000	-0.021	-0.087	0.125	0.000	0.000	-0.000	
5	60.000	0.000	0.000	0.001	-0.075	0.073	0.000	0.000	-0.000	
6	90.000	0.000	0.000	0.007	-0.042	0.030	0.000	0.000	-0.000	
7	120.000	0.000	0.000	0.004	-0.022	0.015	0.000	0.000	-0.000	
8	150.000	0.000	0.000	0.002	-0.012	0.008	0.000	0.000	-0.000	
9	180.000	0.000	0.000	0.001	-0.007	0.006	0.000	0.000	-0.000	

Fig 4.5: tøyning fra Erapave

4.7 Analyse av bilder

Bilder og informasjon i NVDB er også blitt gjennomgått på strekning 4/7. Det er blitt fant ut at manglende drenering (tette stikkrenner, grøft som ikke er dypt nok) kan være medvirkende faktor til økt sporutvikling pga. oppbløting av bærelaget.

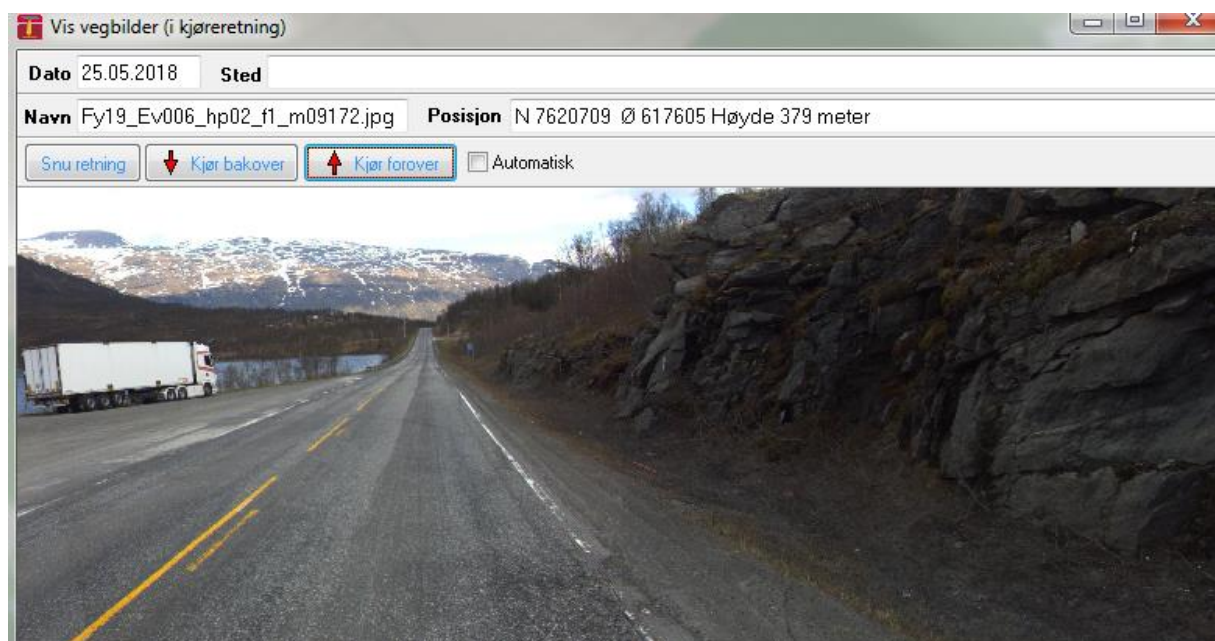


Fig 4.6: vegbilde av strekning Ev 6 Hp2 , fra NVDB

4.8 Beregning av ny korreksjon som inkluderer en BCI- og en undergrunnsfaktor

Gjennomgang av disse 7 teststrekningene viser at svakhet i lagene som ligger lavere i vegkonstruksjonen kan faktisk i noen tilfeller være medvirkende årsak til opprettede skader. Og manglende styrke pga. slike tilfeller kan ikke bæreevne måling fra fallodd fange opp. Dette kan muligens løses ved å inkludere en ny faktor i bæreevne formelen. Denne faktoren bør kunne representere svakhet i underliggende lag.

Følgende tilnærming skal brukes. Det skal gjøres regresjonsanalyse for å finne et uttrykk (ved å prøve inn forskjellige korreksjonsfaktorer) som inkluderer en BCI- og en undergrunnsfaktor. Her er det foretrukket å bruke prøve- og feilemetode.

4.8.1 Prøve- og feilemetoden

Her har det blitt prøvd ulike verdier for å komme frem til riktig løsning. Metoden er like riktig som alle andre matematiske løsningsmetoder, men det har vist seg til å være tidskrevende. Forfatteren til denne oppgaven måtte notere ned valgt og testet verdier underveis. Dette for å lage et system som hjelper en å komme raskere til svaret. (Matematikk.org, 2018)

4.8.2 Beregning av korreksjonsfaktor

Ved bruk av prøve- og feile metodikken, er det bestemt for å bruke forholdstallet $(D30-D60)/(D90-D120)$ som en korreksjonsfaktor til E-dim. Beregning av korrigeret E-dim, heretter kalt E-korr, ligger som vedlegg til denne oppgaven.

Følger en tabell som viser resultat fra beregning av ny bæreevne av de 7 teststrekningene ved å ta i bruk den nye faktoren 14 (istedenfor 11) og den korrigerete E, E-korr.

Strekning	levetidsfaktor	Bæreevne fra fallodd	Ny bæreevne (justert E-dim og faktor 11)
1	0,36	12,2	5,5
2	0,47	11,7	5,68
3	0,33	13,5	6,55
4	0,43	10,2	3,5
5	0,43	10,8	5,07
6	0,43	13,1	7,67
7	0,5	10,1	2,9

Tabell 4.16: Beregning av ny bæreevne med korrigeret E-dim(E-korr) og ny faktor 14

Disse nye verdiene tilsvarer bedre med f-verdiene med unntak av strekning 4/7 og 7/7 som har noe betydelige lave verdier. Det refereres til tilleggsanalysen som er gjort på en av disse strekningene, str.4/7, under del 4.6 og 4.7 av dette kapitlet. Tilleggsanalysen viser at det er andre faktorer som påvirker tilstanden på vegen enn bare situasjonen i undergrunnen.

4.8.3 Testing av de nye verdiene

- Teststrekningsgruppe 1: Første 10 strekninger, høy f og høy B verdier

Nr.	Strekning	f	Strekning B fra fallodd	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,072,gjen. Edim før korrigering	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,09,korrigert gjen. Edim
1	Ev 6 hp 14-(35-37)	0,87	10,6	9,9	4,9
2	Ev 6 hp 14-(44-45)	0,80	10,4	10,2	4,2
3	EV 6 Hp 28	0,80	10,2	10,9	4,5
4	EV 6 Hp 30	0,93	10,9	9,5	4,1
5	EV 6 Hp35	0,87	10,5	8,7	2,9
6	EV 6 Hp37	0,80	10,1	10,1	3,1
7	EV 6 Hp38	0,93	11,1	9,2	2,7
8	Ev 10 hp 8	0,86	12	10,2	4,4
9	EV 12 Hp 2	0,80	9,4	10,7	3,6
10	EV 12 Hp 3	0,87	10,5	11,0	3,5

Tabell 4.17: Beregning av ny bæreevne, før og etter korrigering av E-dim og justering av eksponenten, og konstant faktor 14

Fra falloddsdata kan det legges merke til at strekningene viser ingen betydelig svakhet i undergrunn. Og da ved innlemmelse av den justeringsfaktoren til E-dim, dvs. bruke E-korr, får man bæreevneresultat som ikke tilsvarer registrert levetidsfaktor.

- Teststrekningsgruppe 2: 7 strekninger, lav f og høy B verdier

Nr.	strekning	f	B fra FWD	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,072,gjen. Edim før korrigering	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,072,gjen. Edim etter korrigering	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,09,gjen. Edim etter korrigering
1	Ev6 Hp2 m13000-16600	0,36	12,2	11,5	5,5	4,7
2	Ev6 Hp2 m28520-31730	0,47	11,7	10,2	5,7	4,8
3	Ev6 Hp6 m4350-7050	0,33	13,5	12,8	6,6	5,6
4	Ev6 Hp2 m9100-12000	0,43	10,2	9,2	3,5	2,9
5	Ev6 Hp4 m15000-20200	0,43	10,8	9,8	5,1	5,1
6	Ev6 Hp12 m5400-9250	0,43	13,1	14,1	7,7	6,5
7	Ev6 Hp13 m14200-17200	0,5	10,1	9,1	2,9	2,5

Tabell 4.18: Beregning av ny bæreevne, før og etter korrigering av E-dim og justering av eksponenten, og konstant faktor 14

Analyse av nedbøyningsregistreringer fra fallodd, georadarmålinger og oppgravingsprøver indikerer at svakhet langs disse strekningene kan stort sett tilskrives forhold til nedre del av konstruksjon. Og da ved bruk av E-korr får en bæreevneverdi som tilsvarer bedre overens med levetidsfaktorene på disse strekningene. Unntaksvis har strekning 4/7 og 7/7 fått nye B-verdier som ikke stemmer helt. Den betydelige lave B-verdier fører til at formelen bør justeres ytterligere.

➤ Teststrekningsgruppe 3: 2 strekninger, høy f og lav B verdier

Nr.	strekning	f	B fra FWD	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,072,gjen. Edim før korrigering	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,072,gjen. Edim etter korrigering	B- Brukte verdier: faktor 14,eksponent 0,09,gjen. Edim etter korrigering
8	Ev8Hp1 m6100-37850	1,88	9,7	8,0	2,7	2,3
9	Fv174 Hp1 m 0-11650	1,88	8	7,0	2,5	2,2

Tabell 4.19: Beregning av ny bæreevne, før og etter korrigering av E-dim og justering av eksponenten, og konstant faktor 14

På disse 2 strekningene var de nye beregnede bæreevneverdier enda lavere enn de originale registrerte bæreevneverdier. Fra data i PMS kan en se at disse 2 strekningene har lave ÅDT og ÅDT-T verdier. Det kan hende at vegen er overdimensjonert med tanke på dimensjonerende trafikkbelastning. Den store levetidsfaktor verdien kan til dels relateres til faktum at vegen ikke belastes som forutsatt. Den betydelige lave B-verdier viser at formelen bør justeres ytterligere.

4.8.4 Vurdering av alternativene og endelig justering

Det vises her at det ikke er alltid undergrunnsituasjonen som er utløsende variabel, heller ikke lagene nærmere overflaten. Da ble det nødvendig å ta i bruk undergrunnfaktoren 'E-dim korrigert' på noen av de strekningene og bruk ukorrigert E-dim på en del andre som ikke trenger korrigeringen.

Følgende uttrykk var brukt:

Korrigert E-dim < 115, bruk E-dim før justering, hvis ikke bruk justert E-dim, dvs. E-korr uttrykk 4.1

➤ Teststrekningsgruppe 1: Første 10 strekninger, høy f og høy B verdier

Nr.	Strekning	d30/d0	d30-d60	d30-d60/d0-d20	d90-d120/d0-d20	(d30-d60)/(d90-d120)	Edim	Edim - Justert med faktor	Sjekk behov for justering av E.dim	Ny beregnet B
1	Ev 6 hp 14-(35-37)	0,63	153,2	1,26	0,46	3,2	297,61	112,17	Nei	9,9
2	Ev 6 hp 14-(44-45)	0,63	170,2	1,41	0,36	5,0	327,67	85,45	Nei	10,2
3	EV 6 Hp 28	0,59	134,2	1,09	0,30	4,4	357,55	104,17	Nei	10,9
4	EV 6 Hp 30	0,61	127,6	0,98	0,30	3,3	296,86	92,46	Nei	9,5
5	EV 6 Hp35	0,54	166,4	0,94	0,20	4,9	244,69	51,06	Nei	8,7
6	EV 6 Hp37	0,54	144,3	0,98	0,18	6,3	310,05	54,51	Nei	10,1
7	EV 6 Hp38	0,44	100,4	0,64	0,11	6,3	308,99	51,61	Nei	9,2
8	Ev 10 hp 8	0,64	122,3	1,23	0,41	3,4	374,56	90,69	Nei	10,2
9	EV 12 Hp 2	0,53	183,9	1,08	0,18	7,7	276,53	53,79	Nei	10,7
10	EV 12 Hp 3	0,59	174,3	1,28	0,23	7,0	307,25	56,83	Nei	11,0

Tabell 4.20: teststrekning 1 og deres beregning av ny bæreevne ved bruk av uttrykk 4.1

Disse 10 strekningene er sjekket mot behov for justering av E-dim. Det vises ovenfor at disse ikke trenger justering av E-dim. Da er det brukt original E-dim verdi i beregning av de nye bæreevnene.

➤ Teststrekningsgruppe 2: 7 strekninger, lav f og høy B verdier

Nr.	strekning	d30/d0	d30-d60	(d30-d60)/(d0-d20)	(d90-d120)/(d0-d20)	(d30-d60)/(d90-d120)	Edim	Edim - Justert med faktor	Sjekk behov for justering av E.dim	Ny beregnet B
1	Ev6 Hp2 m13000-16600	0,63	115,3	1,2	0,343	3,6	402,8	118,0	Ja	4,7
2	Ev6 Hp2 m28520-31730	0,62	103,5	0,9	0,3	3,2	367,9	138,0	Ja	4,8
3	Ev6 Hp6 m4350-7050	0,71	101,8	1,40	0,45	3,4	471,11	154,73	Ja	5,6
4	Ev6 Hp2 m9100-12000	0,55	134,7	1,0	0,2	5,4	317,1	63,8	Nei	7,7
5	Ev6 Hp4 m15000-20200	0,66	138,8	1,29	0,42	3,3	370,24	124,83	Ja	4,2
6	Ev6 Hp12 m5400-9250	0,69	99,0	1,55	0,55	3,2	595,26	215,09	Ja	6,5
7	Ev6 Hp13 m14200-17200	0,54	154,7	1,08	0,15	12,6	298,29	44,74	Nei	7,7

Tabell 4.21: teststrekning 2 og deres beregning av ny bæreevne ved bruk av uttrykk 4.1

Strekningene er sjekket om de hadde behov for justering av E-dim. Det vises ovenfor at med unntak av strekning 4 og 7 kreves det at E-dim justeres på strekningene. Dette stemmer med funnene og deres analyse som er presentert i forekommende kapitler. Når det gjelder strekning 4 og 7 er svakhet i øvre del av konstruksjonen en dominerende faktor.

➤ Teststrekninggruppe 3: 2 strekninger, høy f og lav B verdier

Nr.	Strekning	d30/d0	d30-d60	d30-d60/d0-d20	d90-d120/d0-d20	(d30-d60)/(d90-d120)	Edim	Edim - Justert med faktor	Sjekk behov for justering av E.dim	Ny beregnet B
8	Ev8 Hp1 m6100-37850	0,53	175,5	1,02	0,17	7,3	244,42	40,42	Nei	8,1
9	Fv174 Hp1 m0-11650	0,49	298,8	0,91	0,17	6,4	135,22	24,06	Nei	7,0

Tabell 4.22: teststrekning 3 og deres beregning av ny bæreevne ved bruk av uttrykk 1.1

Strekningene er sjekket om de hadde behov for justering av E-dim. Det vises ovenfor at begge disse strekningene ikke krever at E-dim justeres på strekningene. Dvs. at svakhet i den nedre del av konstruksjonen er dominerende faktor.

5 Avslutning

Ut ifra tilgjengelige registreringer på lavtrafikkerte veger i Nord-Norge er det konstatert at uoverensstemmelse mellom levetidsfaktor og bæreevne måling fra fallodd ikke er en sjelden forekomst. Dette antyder nødvendigheten av å justere bæreevneformelen slik at resultatene fra fallodd stemmer bedre overens med levetidsfaktoren.

Basert på analysen og resultatene av denne oppgaven kan det sies at det fins et behov for justering av bæreevneformelen. Først og fremst mangler bæreevneformelen en faktor som representerer lagene i lavere del av en vegkropp. En faktor som representerer situasjonen i lagene som ligger lavere i konstruksjonene bør innarbeides i bæreevneformelen for å få en bæreevneverdi som bedre representerer hele vegkroppen. Svakheter som ikke avdekkes av dagens bæreevne måling kan bl.a. være svakhet pga. telefarlig undergrunnsmaterial.

I tillegg har parameterne som inngår i bæreevneformelen vist seg til å være lite følsomme for endring. ÅDT-T er en av de hoved parameterne som syns bør vurderes. Bruk av N, total antall 10-tonn aksellast, istedenfor ÅDT-T i bæreevneformelen kan være et bedre alternativ med tanke på gjeldende dimensjoneringssystem og dagens moderne trafikk. En annen mulighet er justering av de konstantene som en har i dagens bæreevneformelen. Disse konstantene kan potensielt justeres ved å bruke N istedenfor ÅDT-T. Her kan det også være aktuelt å legge til et forsøk for å få konstanter som tar til hensyn andre faktorer som påvirker vegens tilstand.

I tillegg bør fastsettelse av levetidsfaktor ut ifra spor- og ujevnhetsmålinger suppleres med andre data. Data som den faktiske trafikkbelastningen på vegen kan være med i vurderingsarbeidet av vegens levetid. Mindre trafikkbelastning på vegen (dvs. for få antall total aksellast) enn antatt kan føre til lengere levetid enn forventet.

I bedømmelse av levetidsfaktoren og bæreevnen inngår heller ikke andre medvirkende faktorer som f.eks. asfaltens sammensetning og utførelseskvaliteten. Da er det nødvendig å supplere de funnene som en får fra fallodd og/eller PMS med informasjon fra tilleggsprøver, befaring av strekningen eller tilgjengelige vegbilder. Slike informasjon kan avdekke feil eller mangler som kan være hoved årsak til problemet på vegen. Disse bl.a. kan være manglende drenering på grunn av tette stikkrenner, uegnet helning i bunn grøft osv. Endelig utbedringstiltak bør da bestemmes ut ifra en sammensatt vurdering av alle de resultatene fra disse funnene. Årsaker til lav levetidsfaktor slik som slitasje, dårlig utførelse avsløres ikke av fallodd. Derfor kan veger med målt bæreevne større enn 10 ton allikevel ha lav dekkelevetid.

6 Referanseliste

- Aksnes, J. 1993. *Skadekartlegging.TBA4217 Vegteknologi*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com>. (Hentet: november 2014)
- Aksnes, J. (2014). Forsterkningsveiledning, *NVF-seminar*. Tilgjengelig fra: <http://www.nvfnorden.org/library/Files/Utskott-och-tema/Vagens-konstruktion/M%C3%B8ter-og-protokoller/%C3%85rsm%C3%B8der/Stavanger-2014/Aksnes,%20forsterkning.pdf>
- Aursand, P.O. (2005) *Bruk av IRI og VDB-data for kartlegging av telehiv og mulig bæreevnereduksjon I vårløsninga på utvalgte vegstrekninger*. Prosjektoppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelig universitet.
- Aurstad et al. (2016) *Lærebok Vegteknologi*. (Statens vegvesens rapporter No.626). Trondheim: Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/1431251/binary/1120246?fast_title=SVV+rapp+ort+626+L%C3%A6rebok+Vegteknologi.pdf
- Bohn, A.O. (2007) *The History of the Falling Weight Deflectometer (FWD)*. Tilgjengelig fra: http://www.pavement-consultants.com/media/6042/HistoryOfFWD_AxelOBohn.pdf (Hentet: 12. september 2018)
- Duaas et al. (2015) *Lærebok drift og vedlikehold av veger* (Statens vegvesens rapporter No.365). Oslo/Trondheim: Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/290248/binary/1050355?fast_title=L%C3%A6rebok+Drift+og+vedlikehold+av+veger.pdf
- Løvås, G. G. (2004) *Statistikk for universiteter og høyskoler*.2. utgave. Oslo: Universitetsforlaget.
- Maher A., Bennert T. (2008) *Evaluation of Poisson's ratio for use in the mechanistic Empirical pavement design guide. (FHWA-NJ-2008-004)*.New Jersey: New Jersey Department of Transportation. Tilgjengelig fra: <https://www.nj.gov/transportation/refdata/research/reports/FHWA-NJ-2008-004.pdf>
- Meld.St.33(2016-2017) *Nasjonal transportplan 2018-2029*.Oslo: Samferdselsdepartementet.
- Mork, H. 2014. *Forsterkning av eksisterande veg.TBA4335 Vegplanlegging og – teknologi*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com>.(Hentet: november 2014)

- Mork, H. 2014. *Bæreevne for eksisterande veg.TBA4335 Vegplanlegging og – teknologi*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com>.(Hentet: november 2014)
- Myre,J. (1985) *Sammenligning av formler for beregning av bæreevne: Hovedrapport* (SINTEF rapport STF61 a85013). Trondheim: SINTEF
- National Highway Institute (1994) *Pavement Deflection Analysis*. Washington D.C.: U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute.
- Reinslett, E. (1982) Bearing capacity as a function of pavement deflection and curvature, *International symposium om bearing capacity of roads and airfields*. Trondheim, 23-25 june 1982. Norway, Norwegian Road Research Laboratory, s. 87-96.
- Research & development division (2009) *Guidance notes on backcalculation of layer moduli and estimation of residual life using falling weight deflectometer test data*. Tilgjengelig fra: http://www.academia.edu/4939980/highways_department_guidance_notes_on_backcalculation_of_layer_moduli_and_estimation_of_residual_life_using_falling_weight_deflectometer_test_data. (Hentet: juni 2018)
- Saarenketo et al. (2002) ROADEX- Benchmarking Low Traffic Volume Road Condition Management in EU Northern Periphery Area, *proceedings of the 6th international conference on the bearing capacity of roads and airfields*. Lisbon, 24-26 june 2002. Rotterdam: Balkema, s. 69-77.
- Solbakk, K.F. (2013) *Forsterkning i praksis*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/549137/binary/883289?fast_title=Forsterkning+i+praksis.pdf
- Statens vegvesen (2013) *Håndbok N100 Veg- og gateutforming*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61414/binary/964095?fast_title=H%C3%A5ndbok+N100+Veg-+og+gateutforming+%28+MB%29.pdf
- Statens vegvesen (2018) *Håndbok N200 Vegbygging*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/2364236/binary/1269980?fast_title=H%C3%A5ndbok+N200+Vegbygging+%28+MB%29.pdf
- Statens vegvesen (2018) *Håndbok R211 Feltundersøkelser*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/111560/binary/1297147?fast_title=H%C3%A5ndbok+R211+Feltunders%C3%B8kelser%2C+retningslinjer+%28+MB%29.pdf

- Statens vegvesen (2014) *Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger*. Tilgjengelig fra:
https://www.vegvesen.no/intranett/Systemsider/rsshandboker/_attachment/61430/binary/964067?ts=146548c2c38%20&%20fast_dokumenttype=svv_handbok%20&%20fast_pub_dato=Wed%2C+23+Aug+2006+11%3A02%3A00+%2B0100%20&%20fast_title=H%C3%A5ndbok+R610+Standard+for+drift+og+vedlikehold+av+riksveger.pdf
- Statens vegvesen (2016) *Nyheter*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/intranett/> (Hentet:13. oktober 2018).
- Frøslie, K.F. (2018) Korrelasjon, *Store Norske Leksjon Store Norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/korrelasjon> (Hentet:09. September 2018).
- Woods et al. (1962) *The AASHO road test report 7 summary report*. (Special Report 61G Publication No. 1061)
- Zhang et al. (2003) Evaluation of the pavement structural condition at network level using falling weight deflectometer (FWD) data, *82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board and Publication*. Washington D.C. 2003. Tilgjengelig fra: http://www.ce.utexas.edu/prof/Manuel/Papers/Zhang_TRB2003.pdf