

Dimensjonering av vegoverbygninger:

Sammenligning mellom den empiriske og mekanistisk-empiriske dimensjoneringsmetoden



Halvor Lie

Veiledere

Ephrem Taddesse, Universitetet i Agder
Kenneth Hansen, Sweco

Universitetet i Agder, 2022

Fakultetet for teknologi og realfag
Institutt for ingeniørvitenskap

Obligatorisk egenerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Jeg erklærer herved at min besvarelse er mitt eget arbeid, og at jeg ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg erklærer videre at denne besvarelsen: - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiattrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det foreligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg har satt meg inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjennelse.

Opgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)? JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet? (inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13) JA NEI

Forord

Denne masteroppgaven ble utarbeidet ved Institutt for Ingeniørvitenskap som en del av masterstudiet i Bygg ved Universitetet i Agder. Masteroppgaven er den avsluttende oppgaven i dette studiet. Målet med oppgaven er å se hvordan tykkelsen til overbygninger endrer seg, ved bruk av den empiriske dimensjoneringsmetoden som brukes i Norge kontra den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen som brukes i mange andre land.

Jeg har gjennom hele studietiden, ved UiA, hatt et engasjement for vegfaget. Det har spesielt interessert meg hvordan nye løsninger i faget kan bidra til effektivisering i dimensjoneringsprosessen. Siden den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen enda ikke er tatt i bruk i Norge ble dette derfor et naturlig område å forske på.

Flere personer har bidratt til å gjøre oppgaven slik den har blitt. Først og fremst ønsker jeg å takke min veileder ved Universitetet i Agder, Ephrem Taddesse, for enestående veiledning under prosjektet og for hjelp under hele min studietid her ved UiA. En stor takk rettes også til Tatek Fekadu Yideti i Vegdirektoratet, for å ha bistått med hjelp i forhold til falloddsmålinger og etterregninger. Min fremtidige arbeidsgiver, Sweco, må også takkes for muligheten til å skrive for dem og for veiledningen gitt av Kenneth Hansen. Avslutningsvis ønsker jeg å takke min samboer, familie og venner for å ha vært støttende og motiverende gjennom mine år ved UiA.

Universitetet i Agder, Grimstad

25.05.2022



Halvor Lie

Summary

This master's thesis focuses on different methods for designing pavement structures, mainly the empirical and the mechanistic-empirical methods. The first one is used in Norway, and the design is done by following a handbook with empirical data. The other one is up for consideration in Norway and uses, together with empirical data, mechanistic data regarding the properties of the different layers measured by a falling weight deflectometer (FWD). The thesis aims to analyze if the mechanistic-empirical method will reduce the total thickness of the pavement structure compared to the empirical method. Therefore, the research question is as follows: How does the thickness of the pavement structure change when using the mechanistic-empirical method compared to the empirical method?

Different methods were used to solve this question. Handbook N200 was used for the empirical design, while PMS Objekt was used for the mechanistic-empirical design. To compare the results between N200 and PMS Objekt, with backcalculated E-moduli. FWD-data was also imported into the program. The FWD-data are backcalculated in Elmod. E6 Soknedal and E39 Lønset-Hjelset were used as case-projects for the design of the pavement structures.

When the mechanistic-empirical method is used at E6 Soknedal, the thickness is reduced by 30 cm compared to the empirical method. For E39 Lønset-Hjelset, where the frost depth is almost one meter less than in Soknedal, the thickness is raised by 10 cm. This is because the FWD-data used for this calculation is done on an old pavement structure. That causes low E-modules from the backcalculation for the different layers, resulting in increased layer thicknesses for compensating the reduced moduli. Therefore, as long as it is ensured that a valid E-moduli is used, the mechanistic-empirical method will reduce the thickness of the pavement in most cases. In addition to that, the mechanistic-empirical method also assures that the pavement structure is designed so it would last its designated lifetime.

Innhold

Obligatorisk egenerklæring	ii
Publiseringsavtale	iii
Forord	iv
Summary	v
Figurer	ix
Tabeller	xi
Begreper og forkortelser	xii
1 Introduksjon	1
2 Samfunnsperspektiv	2
2.1 Vegnettet i Norge	2
2.2 Miljø og overbygning	4
3 Kunnskapsbakgrunn	6
3.1 Vegbygging	6
3.2 Dimensjonering av veg	7
3.2.1 Empirisk dimensjonering	7
3.2.2 Mekanistisk-empirisk dimensjonering	9
3.2.3 PMS Objekt	10
3.3 Lag i overbygningen	13
3.3.1 Vegdekke	13
3.3.2 Bærelag	15
3.3.3 Forsterkningslag	15
3.3.4 Frostsikringslag	16
3.3.5 Geotekstil	21
3.3.6 Undergrunn	22
3.4 VegDim	23
3.5 Falloddsmåling og etterregning	23

3.6	Dimensjonering i andre land	25
3.6.1	Canada	25
3.6.2	Sverige	27
3.6.3	Østerrike	28
3.6.4	Oppsummering av overbygningene	29
4	Forskerspørsmål	31
4.1	Avgrensninger	31
5	Case	32
5.1	E6 Soknedal	32
5.2	E39 Lønset-Hjelset	33
6	Metode	34
6.1	Fremdriftsplan	34
6.2	Kommunikasjon	34
6.3	Litteraturstudie	35
6.4	Dimensjonering	35
6.4.1	Empirisk dimensjonering - N200	35
6.4.2	Bruk av Microsoft Excel	37
6.4.3	Mekanistisk-empirisk dimensjonering - PMS Objekt	38
6.5	Elmod	40
6.6	Tegning av overbygning	41
7	Resultater	42
7.1	E6 Soknedal - Dimensjonering	42
7.1.1	Dimensjonering med N200	42
7.1.2	Dimensjonering med PMS Objekt	43
7.2	E39 Lønset-Hjelset - Dimensjonering	47
7.2.1	Dimensjonering med N200	47
7.2.2	Dimensjonering med PMS Objekt	47
7.3	Etterregning	49
7.3.1	Etterregning for E6 Soknedal	49
7.3.2	Etterregning for E39 Lønset-Hjelset	52
7.4	Dimensjonering med etterregnede E-moduler	53
7.5	Oppsummering av overbygningstykkelser	55
8	Diskusjon	56
8.1	Empirisk dimensjonering - N200	56
8.2	Mekanistisk-empirisk dimensjonering - PMS Objekt	57
8.3	Etterregning av falloddsmålinger	59
8.3.1	Etterregning E6 Soknedal	59

8.3.2 Etterregning E39 Lønset-Hjelset	60
8.4 Etterregnede E-moduler brukt i PMS Objekt	61
9 Konklusjon	63
10 Anbefalinger	65
Referanser	66
Vedlegg	73

Figurer

2.1	Indeks for vegkvalitet i Europeiske land	2
2.2	Andel av det norske vegnettet under terskelverdi for ujevnhet	3
2.3	Telehiv forårsaket av feildimensjonert overbygning	3
2.4	Bærekraftsmål nummer ni	4
2.5	Utslipp under bygging av veg	4
2.6	Bærekraftsmål nummer 12	5
3.1	Oversikt over de ulike elementene i vegkroppen	6
3.2	Indeksmetoden i overbygningen	8
3.3	Flytskjema for ME-dimensjonering	10
3.4	Inndelingen av klimasoner i PMS Objekt	11
3.5	Lagene i overbygningen	13
3.6	Frostdybde ved bruk av stein, kult osv.	18
3.7	Dimensjonering av frostsikring med skumglass/lettklinker	19
3.8	Dimensjonering av frostsikring med XPS-plater	19
3.9	Ferdig behandlet skumglass	20
3.10	Ferdig behandlet lettklinker	20
3.11	Sammenligning av skumglass og lettklinker	21
3.12	XPS-plater brukt som frostsikring	21
3.13	Utføring av en falloddsmåling	24
3.14	Tykkelse på overbygning (vegtype B) i Britisk Columbia	26
3.15	Diagram som viser nødvendig ekstra tykkelse med stein ut fra nedbøyningen	27
3.16	Målsatt tegning av bergbitumenoverbygning	27
3.17	Overbygning med ST i øvre bærelag, trafikkbelastningen reduseres mot høyre	29
5.1	Oversikt over case-prosjektene	32
5.2	Tverrprofil av en veg i klasse H2	33
6.1	Frostsonkart	36
6.2	Årsmiddeltemperaturkart	36
6.3	Inndata veggeometri i PMS Objekt	38
6.4	Valg av overbygningstype og undergrunn i PMS Objekt	39
6.5	Kontroll av vegoverbygningens bæreevne	39
6.6	Import av falloddsmålinger til Elmod	40

7.1	Overbygning med steinmateriale i frostsikringslag	43
7.2	Dimensjonering i Excel-arket	44
7.3	Overbygning med skumglass/lettklinker til venstre, XPS til høyre	44
7.4	Inndata for beregning av trafikkbelastning	45
7.5	Kontroll av overbygningen ift. bæreevne	46
7.6	Kontroll av overbygningen ift. telehiv og frost	46
7.7	Overdimensjonert overbygning	46
7.8	Overbygning dimensjonert i PMS Objekt	47
7.9	Overbygning med steinmateriale i frostsikringslag	48
7.10	Kontroll av overbygningen ift. bæreevne	48
7.11	Kontroll av overbygningen ift. telehiv og frost	49
7.12	Overbygning dimensjonert i PMS Objekt	49
7.13	Falloddsmålinger utført i Bagn	50
7.14	Etterregning for seksjon 1 i Elmod	50
7.15	Etterregning for seksjon 2 i Elmod	51
7.16	Etterregning for seksjon 3 i Elmod	51
7.17	Falloddsmålinger utført i Korgen.	52
7.18	Etterregning for E39 i Elmod	53
7.19	Opprinnelige og etterregnede E-moduler (E6 Soknedal) i PMS Objekt	54
7.20	Første dimensjonering i PMS Objekt for E6 med etterregnede E-moduler	54
7.21	Opprinnelige og etterregnede E-moduler (E39 Lønset-Hjelset) i PMS Objekt	54
7.22	Første dimensjonering i PMS Objekt for E39 med etterregnede E-moduler	55
8.1	Overdimensjonert overbygning ift. bæreevne	58

Tabeller

3.1	Ulike materialers lastfordelingskoeffisient	8
3.2	Bærelagsindekskrav ut fra trafikkgruppe	9
3.3	Referansetemperatur i bituminøse lag	11
3.4	Materialer som kan brukes i vegdekke	14
3.5	Krav til tykkelse for vegdekke	14
3.6	Materialer som brukes i bærelag	15
3.7	Materialer som brukes i forsterkningslag	16
3.8	Tykkelse på forsterkningslag ut fra laget under	16
3.9	Dim.frostmengde og maks overbygningstykkelse	17
3.10	Krav til nederste lag mot grunnen	17
3.11	Korreksjon av frostdybde	18
3.12	Valg av fiberduk-klasse avhengig av bruksområde	22
3.13	Klassifikasjon av telefarlighet	23
3.14	Typisk vegdekketykkelse i Canada	26
3.15	Sammenligning mellom de ulike lands overbygningstykkelser	30
7.1	Lagtykkelser brukt i første dimensjonering i PMS Objekt	45
7.2	Lagtykkelser brukt i første dimensjonering i PMS Objekt	48
7.3	Seksjonering av falloddsmålinger	49
7.4	Resultat fra etterregning én	50
7.5	Resultat fra etterregning to	51
7.6	Endelige E-moduler etter femte etterregning	52
7.7	Endelige E-moduler etter fjerde etterregning	53
7.8	Oppsummering av ulike overbygninger	55

Begreper og forkortelser

Anleggstekniske forhold - Forhold som opptrer under anleggsperioden. Det kan f.eks. være behov for forsterkning av grunnen, hvis den blir utsatt for tunge laster fra gravemaskiner og dumpere.

$C_{X/Y}$ - Andel knuste korn. X representerer andel helt knuste og knuste partikler. Y representerer maksimum andel helt runde partikler.

E-modul - Beskriver et materials forhold mellom fasthet og forlengelse (spenning/tøyning), også kalt stivhet. En høy E-modul tilsier et stivt materiale.

ELMOD - Evaluation of Layer Moduli and Overlay Design.

ERAPave - Elastic Response Analysis of Pavements.

ESAL - Equivalent Single Axle Load. Beskriver vegens trafikkbelastning.

Fraksjon - Fraksjon beskriver størrelsen på steinmaterialer. Et steinmateriale med fraksjon 22/120 skal kun ha stein med kornstørrelse mellom 22 og 120mm.

LA-verdi - Los Angeles-verdi. Beskriver et tilslagsmateriale sin motstand mot nedknusing. En LA-verdi på 40 istedenfor 30 tilsier at det tillates mer nedknusing.

PMS Objekt - Pavement Management System Objekt.

SVV - Statens vegvesen.

Ujevnhet - Uttrykk for hvor mye en overflate avviker fra en plan flate. Måles med IRI (International Roughness Index) og uttrykkes med enheten mm/m.

VViS-stasjon - Trafikverkets værinformasjonssystem.

$\dot{A}DT$ - Årsdøgntrafikk. Antall kjøretøy som passerer et punkt langs en veg i løpet av en dag.

$\dot{A}DT_T$ - Årsdøgntrafikk. Antall tunge kjøretøy som passerer et punkt langs en veg i løpet av en dag.

1 | Introduksjon

Norge er et land preget av lange vintre, med mye frost og hardt vær. Dette gjør dimensjoneringen av vegene i landet vårt utfordrende. De store mengdene frost som vegene blir utsatt for gjør at det er nødvendig å frostsikre dem. I tillegg til dette skal vegene kunne ta opp lastene den blir påført fra trafikken. For å kunne takle disse påkjenningene bygges alle veger med en vegoverbygning.

En overbygning består av flere lag, med egne formål. De øverste lagene i overbygningen består som oftest av flere lag med asfalt (bituminøse lag). Hensikten med disse lagene er å fordele lastene, fra trafikken, videre til lagene nedover i overbygningen [1]. Laget under de bituminøse lagene, forsterkningslaget, inneholder steinmaterialer. Dette laget har som hensikt å sikre at vegen har tilstrekkelig bæreevne, samt å kunne ha en drenerende effekt i overbygning. Det nederste laget mot undergrunnen betegnes som frostsikringslaget og skal, i tillegg til å sikre tilstrekkelig bæreevne, kunne sikre overbygningen mot frost. Årsaken til at veger frostsikres er i hovedsak for å unngå at det oppstår telehiv i overbygningen. Telehiv er et gjentakende problem på norske veger hver vår [2], som resulterer i langsgående sprekker i vegdekket. Denne problematikken kan både redusere kjørekomforten og gi skader på kjøretøy.

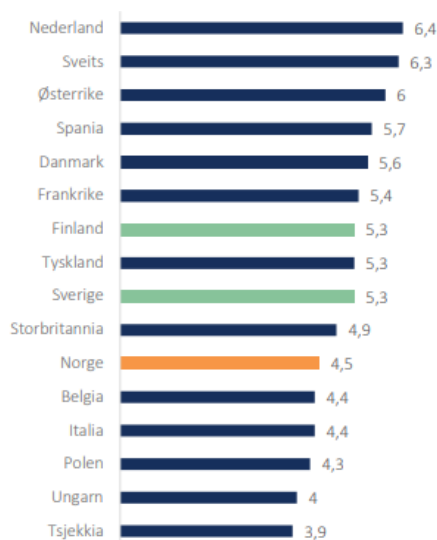
Denne oppgaven tar for seg to ulike metoder for dimensjonering. Samt hvordan andre land, med tilsvarende klima som Norge, dimensjonerer sine overbygninger for å blant annet håndtere frost. Når overbygninger dimensjoneres i Norge brukes en empirisk dimensjoneringsmetode som har sitt grunnlag fra 1990-tallet [3]. De siste årene har det vært rettet kritikk mot denne metoden, da den anses som både utdatert og lite fleksibel. Derfor har Statens vegvesen satt i gang VegDim-prosjektet [4] med målet om å innføre et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem i løpet av de neste årene. Systemets hensikt er å dimensjonere overbygningene slik at de skal vare et gitt antall år. For å kunne oppnå dette er man avhengig av å vite de ulike lagenes stivhet gjennom året. Stivhetene blir funnet ved hjelp av feltmålinger og etterregninger. Gjennom den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen er det kjent at å ha riktige E-moduler i dimensjoneringen har stor innvirkning på om resultatene blir tilfredsstillende, eller ikke [5]. Fokuset i oppgaven blir derfor å sammenligne overbygninger dimensjonert med den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen og den empiriske dimensjoneringen, samt å se hvordan ulike etterregnede E-moduler påvirker overbygningstykkelsene dimensjonert ved hjelp av den mekanistisk-empiriske metoden.

2 | Samfunnsperspektiv

2.1 Vegnettet i Norge

I Norge er det omtrent 100.000 km med offentlig veg, hvor over halvparten er riks- eller fylkesveger. Antallet kilometer med veg er forventet å øke de kommende årene. Det er Nye Veier som har ansvar for utbygging av de største vegprosjektene i Norge, og gjennom Nasjonal transportplan (NTP) har selskapet fått utdelt en portefølje på 1226 km med veg frem til 2041 [6]. I tillegg til Nye Veier har også Statens vegvesen og fylkeskommunene ansvar for utbygging. Totalt skal det brukes omtrent 560 milliarder kroner de neste 11 årene på å bygge nye veger, samt utbedre de allerede eksisterende offentlige vegene i Norge.

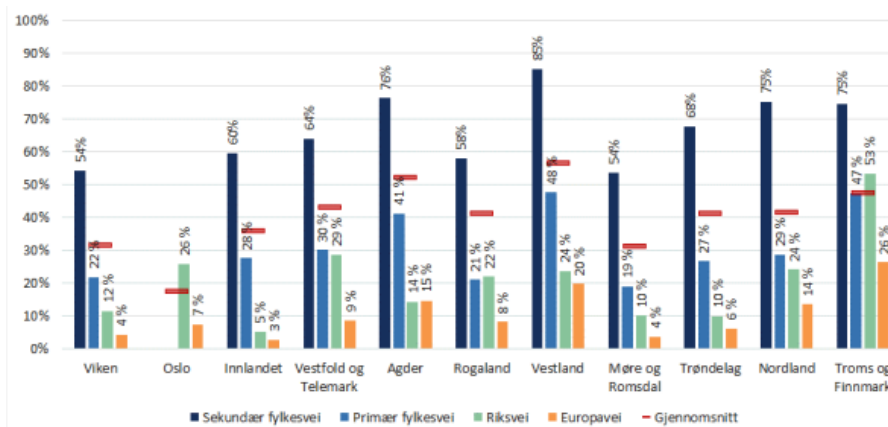
En rapport fra Opplysningsrådet for veitrafikken (OFV) [7] utgitt sent i 2021, tar for seg hvordan kvaliteten er på det norske vegnettet i forhold til i andre Europeiske land. I rapporten er det utført en undersøkelse blant bedriftsledere i ulike land om hvordan de opplever vegkvaliteten i sitt land, på en skala fra 1-7. Resultatet av denne undersøkelsen er vist i Fig. 2.1. I undersøkelsen havner Norge i nedre halvdel, og har i tillegg lavere indeks enn de andre nordiske landene i undersøkelsen.



Figur 2.1: Indeks for vegkvalitet i Europeiske land. Hentet fra OFV [7].

En annen rapport fra OFV [8], som ble utgitt tidligere i 2021, går mer i dybden på hva som gjør at den norske indeksen ligger på den nedre halvdel blant de Europeiske landene som er undersøkt. I

en egen del av rapporten er det sett på hvordan vegdekkets ujevnhet (IRI) er rundt om i landet. Der vegene har tilfredsstillende jevnhet er det, i rapporten, konkludert med at overbygningen også er tilfredsstillende dimensjonert ift. bæreevne og frost. Fig. 2.2 viser prosentandelen for de ulike delene av vegnettet som har jevnhet under terskelverdien i de ulike fylkene. Terskelverdien i denne undersøkelsen er satt til 3,5 mm/m for europa- og riksvegene, og 4 mm/m for fylkesvegene. Nybygde veger har krav på at ujevnhetene ikke skal overstige 2 mm/m, avhengig av mengden trafikk [1, s. 193]. Totalt sett har 42% av vegene en ujevnhet som overstiger terskelverdien, og det er fylkesvegene som står for en betydelig andel av disse. En tendens i figuren er at områdene som har det kjøligste klimaet også har den største andelen av veger som er over terskelverdien.



Figur 2.2: Andel av det norske vegnettet under terskelverdi for ujevnhet. Hentet fra OFV [8].

Undersøkelsene gjennomført i rapportene og innholdet i rapportene generelt viser at mange av vegene i Norge ikke innehar den standarden som samfunnet forventer. Overbygningene spiller en stor rolle her. En jevn veg gir både økt trafikksikkerhet, og økt følelse av både trygghet og komfort for de som skal bruke vegen [9]. Den økte trafikksikkerheten kommer i form av en riktig dimensjonert overbygning, som både gir minimal risiko for telehiv og dype spor i asfalten. Telehiv, vist i Fig. 2.3, kan gi store materielle skader på kjøretøy som er dyre å reparere. Dype spor i asfalten kan føre til vannplaning som kan ha dødsulykker som ytterste konsekvens.



Figur 2.3: Telehiv forårsaket av feildimensjonert overbygning. Hentet fra Språkrådet [10].

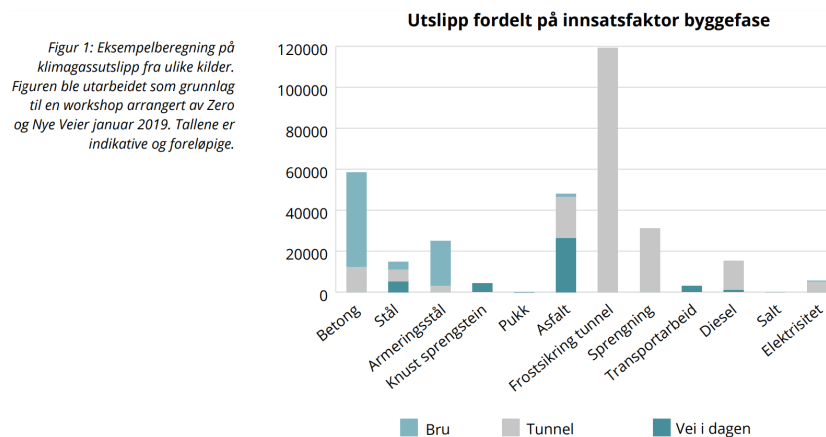
2.2 Miljø og overbygning

FNs bærekraftsmål inneholder 17 ulike mål, satt av FN sine medlemsland, for å kunne sikre bærekraftig utvikling av verden frem mot 2030 [11]. Målene omfatter alt fra å utrydde fattigdom, til å kunne bygge solid infrastruktur og fremme bærekraftig innovasjon. Sistnevnte er mål nummer ni av de 17 bærekraftsmålene, og er vist i Fig. 2.4. Dette målet har, i likhet med de andre bærekraftsmålene, ulike delmål som skal bidra til å kunne oppnå hovedmålet. For dette målet er det listet opp åtte ulike delmål, hvorav mål nummer 9.4 angår vegbygging spesifikt. Delmål 9.4 er formulert som følger: “Innen 2030 oppgradere infrastruktur og omstille næringslivet til å bli mer bærekraftig, med mer effektiv bruk av ressurser og mer utstrakt bruk av rene og miljøvennlige teknologiformer og industriprosesser, der alle land gjør en innsats etter egen evne og kapasitet” [12].



Figur 2.4: Bærekraftsmål nummer ni. Hentet fra FN-sambandet [12].

Siden veg er et stort satsningsområde i Norge i årene fremover, har det vært viktig å gjøre vegbyggingen mer bærekraftig for å imøtekomme blant annet bærekraftsmål nummer 9.4. Vegbygging har i mange år vært en miljøfiendtlig byggeprosess med store CO₂-utslipp. Med bakgrunn i denne utfordringen har Statens vegvesen gjort undersøkelser [13] som tilsier at hver million investert i veg resulterer i et CO₂-utslipp på 30-40 tonn CO₂-eq. Om alle prosjektene i Nasjonal transportplan realiseres tilsier dette et totalt CO₂-utslipp opp mot 22 millioner tonn i vegsektoren frem mot 2041. Utslippene i et typisk vegprosjekt fordeler seg som vist i Fig. 2.5 og i NTP [6] er det det satt som mål å redusere disse utslippene i byggefasen med 40% innen 2030.



Figur 2.5: Utslipp under bygging av veg. Hentet fra Nye Veier [14].

Når det kommer til overbygningen er det asfalten som står for det betydelige utslippet. Asfalt inneholder et produkt kalt bitumen (forklart i kapittel 3.3.1), som er et restprodukt av olje. Dette har gjort at det lenge har vært utfordringer knyttet til å gjøre asfalt mer bærekraftig, men det er igangsatt fler prosjekter hvor alternative asfalttyper har blitt tatt i bruk. Et av disse er E16 i Jevnaker [15]. Ved å benytte lavtemperatur asfalt ble CO₂-utslippene fra asfalten i dette prosjektet redusert med 40%. I Nye Veier og Zero sin artikkel [14] er det listet opp flere faktorer som kan være med på å redusere utslipp fra asfalt. Lavtemperaturasfalt er nevnt her, men også andre tiltak som tørt tilslag i asfalten og å benytte resirkulert asfalt kan være med på å redusere utslippet.

Det er også mulig å styrke bærekraften til vegprosjekter ved å se på andre deler av overbygningen. SINTEF har gjennom prosjektet “Kortreist stein” [16] sett på bruken av lokale steinmasser i overbygningen. I prosjektet har flere bærekraftsmål stått i fokus, men det er mål nummer 12 som har vært hovedfokuset. Dette målet handler om å få mer ut av ressursene som allerede eksisterer, og er vist i Fig. 2.6 [11]. Tidligere var bruk av kortreist stein tilnærmet utelukket i vegprosjekter da det var vanskelig å imøtekomme kravene som var gitt i håndbøkene [17]. Dagens krav er fortsatt strenge, men ny kunnskap gjør det enklere å sprengte ut stein som er innenfor kravene. Dette gjelder blant annet å redusere finstoffinnholdet i steinen, ved å renske fjellet skikkelig før sprenging. Tross denne nye kunnskapen er bruken av kortreist stein for lav, ifølge SINTEF [16]. Gjennom “Kortreist stein” fremkommer viktigheten av å få oversikt over kvaliteten på overskuddsteinen tidlig, for å kunne øke bruken av lokal stein i vegprosjekter. SINTEF legger også vekt på at det burde benyttes kontraktsformer som gjør at entreprenører og rådgivere involveres tidlig i vegprosjektene, slik at også disse kan være med på å påvirke bruken av lokale masser.



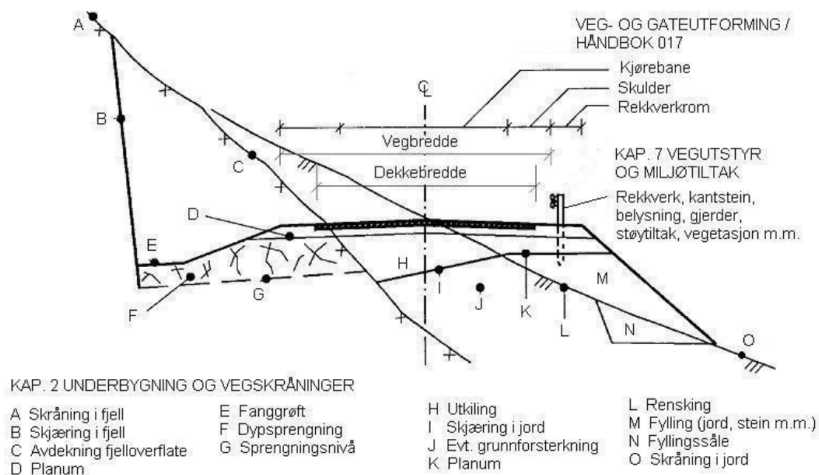
Figur 2.6: Bærekraftsmål nummer 12. Hentet fra FN-sambandet [18].

3 | Kunnskapsbakgrunn

Dette kapitlet vil ta for seg kunnskapen som er innhentet for å gjennomføre denne oppgaven. Kapitlet er delt i flere deler, hvorav den første delen tar for seg teori innenfor vegbygging. Videre beskrives det hvordan en overbygning dimensjoneres iht. den empiriske og mekanistisk-empiriske dimensjoneringen. Til slutt rundes kapitlet av med å se på hvordan overbygninger dimensjoneres i andre land.

3.1 Vegbygging

For å kunne ha forståelse for de ulike delene som blir beskrevet i denne oppgaven er det viktig med en innføring i hvordan en veg er bygget opp. Elementene som er med på å bygge opp en veg er vist i Fig. 3.1. Valget om det skal etableres fyllinger eller skjæringer avhenger av hvordan vegen ligger i terrenget. I tilfellet som er vist i figuren vises både fylling og skjæring samtidig. Fyllinger og skjæringer er også førende for hvordan overbygningen skal dimensjoneres.



Figur 3.1: Oversikt over de ulike elementene i vegkroppen. Hentet fra N200 (2014) [19].

3.2 Dimensjonering av veg

I denne delen blir to ulike metoder for dimensjonering av overbygning beskrevet. Den første er den tradisjonelle empiriske dimensjoneringen som brukes i Norge i dag, mens den andre er den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen.

3.2.1 Empirisk dimensjonering

Håndbok N200 danner grunnlaget for den empiriske dimensjoneringen som brukes i vegbygging i Norge [1]. Den siste utgaven av håndboken ble utgitt i 2021 og finnes nå kun i digital utgave. Det er kapittel tre og fire i håndboken som danner grunnlaget for dimensjoneringen av overbygning. Selve dimensjoneringen av de ulike lagtykkelsene i overbygningen gjøres ved å følge kapittel tre i håndboken. Kapittel fire blir brukt for å kontrollere at materialene som skal brukes i overbygningen har gode nok mekaniske egenskaper.

Hvordan en overbygning dimensjoneres i Norge er avhengig av flere ulike faktorer som vil bli beskrevet her, med unntak av vegens undergrunn som beskrives i kapittel 3.3.6. Den første faktoren er hvilken trafikkgruppe vegen tilhører. I N200 deles det inn i seks ulike trafikkgrupper, fra trafikkgruppe A til F. Hvilken trafikkgruppe vegen tilhører bestemmes ut fra vegens trafikkbelastning. Denne trafikkbelastning representerer antall ekvivalente 10 tonn aksler per felt (N) i vegens dimensjoneringsperiode [1]. I Norge settes vegens dimensjoneringsperiode til 20 år. Formelen for å beregne trafikkbelastningen er gitt ved:

$$N = 365 \cdot C \cdot E \cdot \text{ÅDT}_T \cdot f \cdot \frac{(1.0 + 0.01 \cdot p)^{20} - 1}{0.01 \cdot p} \quad (3.1)$$

hvor

C = gjennomsnittlig antall aksler pr. tungt kjøretøy (normalt settes $C = 2,4$)

E = gjennomsnittlig ekvivalensfaktor for akslene på tunge kjøretøy (i Norge settes normalt

$E = 0,427$ ved tillat aksellast 10 tonn)

ÅDT_T = gjennomsnittlig antall tunge kjøretøy per døgn

f = fordelingsfaktor (settes til 0,5 ved 2-feltsveg)

p = trafikkvekst for tunge kjøretøy (%)

En annen sentral faktor for dimensjoneringen er klimadata, og da spesielt årsmiddeltemperaturen og frostmengden for området. Disse dataene er viktig for at overbygningen skal ha tilstrekkelig frostsikring. I Norge er det vanlig å frostsikre ned til frostfri dybde. Denne dybden kan variere fra 0,8 meter på Vestlandet til over tre meter i Innlandet og Finnmark [20]. Selv om frostdybden kan nå over tre meter er det satt et makskrav til at overbygningstykkelsen aldri skal overstige 2,4 meter, da det anses at dette er en tilstrekkelig tykkelse for å frostsikre overbygningen.

Dagens dimensjonering av overbygninger i Norge baseres, som nevnt, på et empirisk system. I systemet er alle materialer som kan benyttes i overbygningen gitt en lastfordelingskoeffisient som

Tabell 3.1: Ulike materialers lastfordelingskoeffisient. Hentet fra N200 [1].

Materialtype	Lastfordelingskoeffisient
Asfaltert grus (Ag), asfaltbetong (ab)	3,0
Asfaltert puk (Ap)	2,0
Kult, puk	1,1
Sand, grus $C_u \geq 15$	1,0
Sand, grus $C_u \leq 15$	0,75

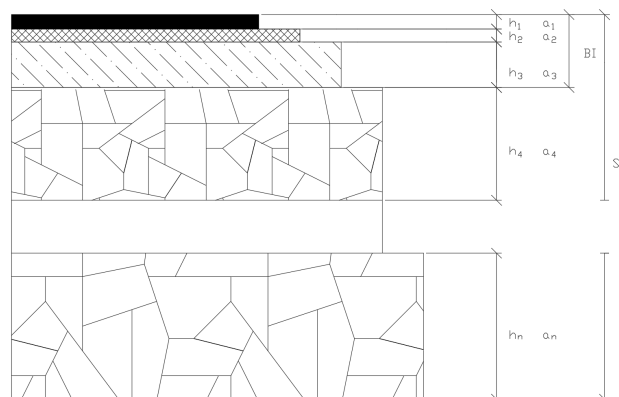
beskriver materialets evne til å fordele laster [21]. Dette blir også kalt indeksmetoden. Metoden har sin opprinnelse fra den amerikanske håndboken for vegbygging, utgitt i 1993 [22]. At systemet er empirisk vil si at det er erfaringsbasert og utviklet på grunnlag av systematiske observasjoner og undersøkelser [3, s. 13]. Grus er gitt en lastfordelingskoeffisient på én, mens asfalt har en lastfordelingskoeffisient på tre, som vist i Tab. 3.1 [1]. I teorien betyr dette at en veg som har 60 cm tykt grusdekke kan erstattes av et 20 cm asfaltdekke, og indeksverdien vil fremdeles være den samme. I forbindelse med systemet er det også krav til bærelagsindeksen (BI) ut fra hvilken trafikkgruppe vegen tilhører. Dette kravet er vist i Tab. 3.2. Alle lagene i overbygningen som har en lastfordelingskoeffisient over 1,25 skal inkluderes i beregningen av bærelagsindeksen, som gjøres ut fra ligning (3.2). I tillegg til bærelagsindeksen skal også styrkeindeksen (SI) til hele overbygningen beregnes vha. samme ligning. Fig. 3.2 viser hvordan inndelingen av de ulike lagene gjøres iht. indeksmetoden.

$$BI \text{ eller } SI = \sum_{i=1}^n a_i h_i \quad (3.2)$$

hvor

a_i er lastfordelingskoeffisienten til materialet

h_i er tykkelsen til materialet



Figur 3.2: Indeksmetoden i overbygningen. Hentet fra N200 (2014) [19].

Tabell 3.2: Bærelagsindekskrav ut fra trafikkgruppe. Hentet fra N200 [1, s. 175]

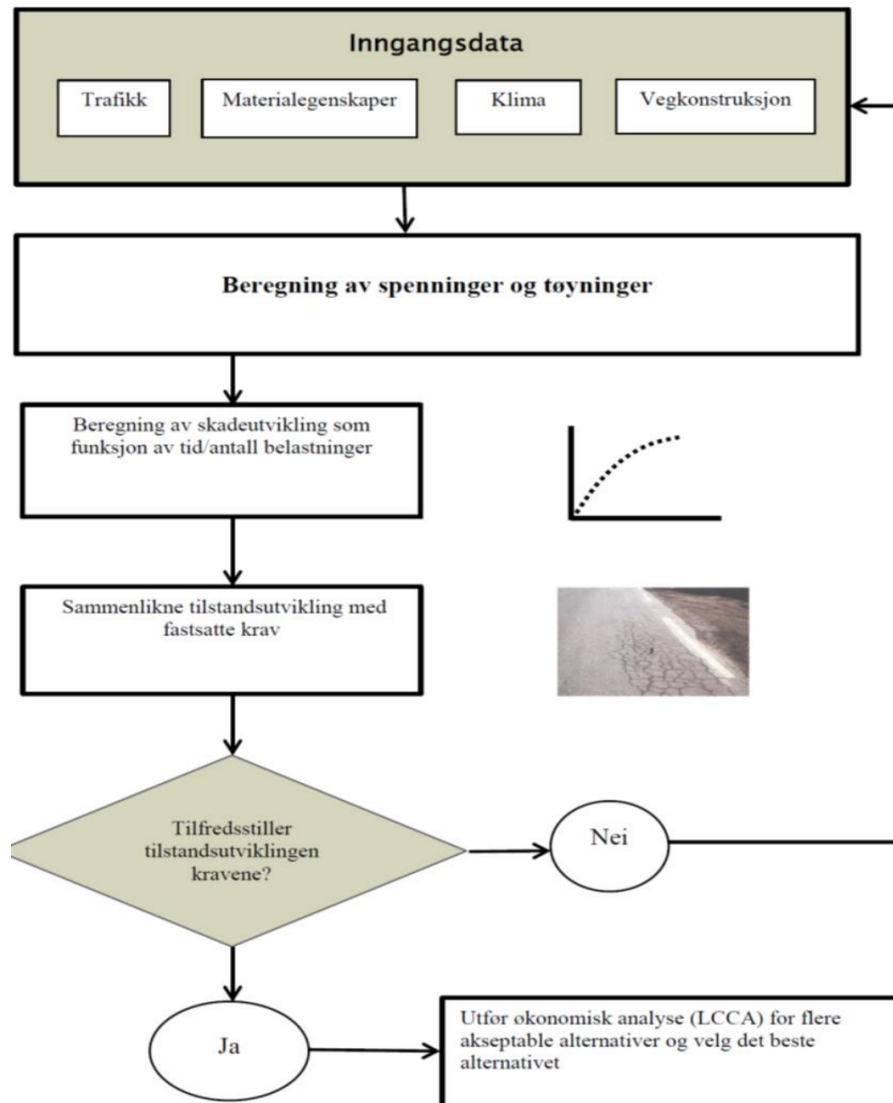
	Trafikkgruppe					
	A	B	C	D	E	F
Bærelagsindeks (BI_k)	39	45	50	54	62	65

Der mange land har valgt å gå over til et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem, har man i Norge foreløpig valgt å holde seg til det empiriske systemet. Det er planer om å konvertere til et mekanistisk-empirisk system om noen år, som allerede beskrevet i introduksjonen til oppgaven og blir videre beskrevet i kapittel 3.4. En rapport skrevet av Vianova på oppdrag fra Statens vegvesen [3] tar for seg mye av kritikken som er rettet mot det eksisterende systemet. Som allerede nevnt baserer det seg i hovedsak på at systemet er utdatert og lite fleksibelt, men i rapporten så nevnes også faktorer som at systemet ikke klarer å beregne hva slags tilstand vegen vil være i når dens levetid er ute. Rapporten vektlegger også at systemet ikke tar hensyn til hvor egnet nye eller alternative materialer er til å kunne brukes i overbygningen. Dette er blant annet fordi det i håndboken ikke blir tatt hensyn til hva slags stivhet (E-modul) de ulike materialene i overbygningen har under ulike forhold. I N200 er lastfordelingskoeffisientene det eneste som beskriver de ulike materialenes evne til å ta imot laster som blir påført. Koeffisientene varierer heller ikke ut fra ulike klimatiske forhold som opptrer gjennom året.

3.2.2 Mekanistisk-empirisk dimensjonering

Den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen har sitt grunnlag fra en AASHTO håndbok [5], utgitt i 2008. Denne håndboken erstatter håndboken som baserer seg på den empiriske metoden [22]. I Norge er den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen beskrevet i læreboken for vegteknologi [9]. Når denne formen for dimensjonering tas i bruk beregnes tøyninger og spenninger i lagene i overbygningen og undergrunnen ut fra gitte inngangsdata. I likhet med den empiriske dimensjoneringen er også denne formen for dimensjonering avhengig av data for blant annet klima og trafikk. Det er også viktig å ha kjennskap til materialenes egenskaper før dimensjoneringen begynner. Alle materialer som blir benyttet i beregningene er antatt å være homogene, isotrope og lineært elastiske [9, s. 83]. Det er dette som er den mekanistiske delen av dimensjoneringen. Den empiriske delen inneholder avanserte tilstandsutviklingsmodeller som baserer seg på erfaringstall og statistisk analyse av skadeutvikling for sporutvikling, telehiv og andre skademekanismer [23] på overbygningen.

De aller fleste mekanistisk-empiriske dimensjoneringsmodeller er koblet opp mot forventninger knyttet til vegoverbygningens levetid [9]. Tykkelsen til de ulike lagene i overbygningen settes slik at den forventede levetiden til vegen skal kunne oppnås. For å kunne oppnå den ønskede levetiden må det ofte itereres ved å endre lagtykkelsene og hvilke materialer som skal brukes i overbygningen, som det er vist i Fig. 3.3. Ved å gjøre det på en slik måte kan det enkelt, i ettetid, vurderes om vegoverbygningen var dimensjonert riktig ved å se om den observerte tilstandsutviklingen tilsvarer forventningene som ble satt når dimensjoneringen begynte.



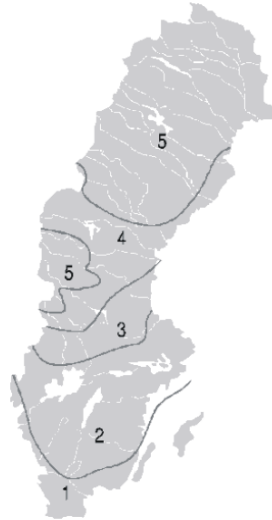
Figur 3.3: Flytskjema for ME-dimensjonering. Hentet fra SVV [9].

3.2.3 PMS Objekt

Et av programmene som tar i bruk den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen er PMS Objekt [24]. Programmet inneholder flere modeller som brukes i dimensjoneringen. Siden programmet er av svensk opprinnelse så er modellene i stor grad bygget opp med bakgrunn i TRVK Väg som er dimensjoneringshåndboken som brukes i landet [25].

Klimamodellen er en sentral del av PMS Objekt. Etersom programmet er laget i Sverige tar ikke modellen hensyn til klimaet i noen andre land [24]. I klimamodellen er landet delt opp i fem klimasoner og seks klimaperioder (fire i noen klimasoner) [26], med bakgrunn i årsmiddeltemperaturen for disse sonene. De fem klimasonene er vist i Fig. 3.4. Både klimasonene og -periodene er med på å gi en referansetemperatur for de bituminøse lagene i overbygningen. Disse referansetemperaturene er vist i Tab. 3.3.

I tillegg til klimamodellen har programmet en materialmodell bestående av elastisitetsmoduler (E-moduler) for bituminøse og ikke-bituminøse materialer gitt i den svenske håndboken [25], som funksjon av klimasone og klimaperiode [26, s. 10]. E-modulene i programmet bygger på referansetemperaturene fra klimamodellen og beskriver de ulike materialenes evne til å motstå elastisk deformasjon, samt hvor stive de er under de gitte temperaturene. Både de bituminøse og ikke-bituminøse lagene sine E-moduler varierer gjennom de ulike klimaperiodene [25, s. 32-37].



Figur 3.4: Inndelingen av klimasoner i PMS Objekt. Hentet fra TRVK Väg [25].

Tabell 3.3: Referansetemperatur i bituminøse lag. Hentet fra TRVK Väg [25, s. 14].

	Klimasone				
	1	2	3	4	5
Vinter	-1,9	-1,9	-3,6	-5,1	-7
Teeløsningsvinter	1	1	-	-	-
Teeløsning	1	2,3	4,5	6,5	7,5
Senvår	4	3	-	-	-
Sommer	19,8	18,1	17,2	18,1	16,4
Høst	6,9	3,8	3,8	3,8	3,2

Trafikkmodellen er den første av de rene beregningsmodellene i PMS Objekt. I denne modellen beregnes trafikkbelastningen (antall ekvivalente aksellaster) som vegen skal dimensjoneres for [26]. Formelen for trafikkbelastningen er gitt ved [25]:

$$N_{ekv} = \dot{A}DT_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot \sum_{j=1}^n \left(1 + \frac{k}{100}\right)^j \quad (3.3)$$

hvor

$\dot{A}DT_k$ = $\dot{A}DT$ pr kjørefelt

A = Andel tunge kjøretøy i %

B_{just} = Se ligning (3.4)

k = trafikkveksten pr år i %

n = antall år overbygningen dimensjoneres for

$$B_{just} = B \cdot f_a \cdot f_b \cdot f_c \quad (3.4)$$

hvor

B = ESAL per tunge kjøretøy

f_a = Justering ift. kjørefeltsbredde

f_b = Justering ift. vegtype

f_c = Justering ift. fartsgrense

B_{just} i denne formelen tilsvarer C i den norske beregningen av trafikkbelastning, altså den gjennomsnittlige andelen antall aksler pr. tungt kjøretøy. Denne andelen beregnes ut fra ligning (3.4) [25]. De ulike justeringsfaktorene som inngår i beregningene, er gitt i kapittel 4.5.7.1 i håndbok TRVK Väg [25, s. 40-41].

I tillegg til trafikkmodellen inneholder PMS Objekt også en skademodell og telemodell [27]. Disse modellene er til å henholdsvis beregne bæreevnen og risikoen for telehiv til overbygningen. I skademodellen beregnes tillate antallet aksler for den horisontale tøyningen under de bitumiøse lagene, og den vertikale tøyningen over undergrunnen. I modellen beregnes også den maksimalt tillate singulære lasten (hjullast) for den vertikale tøyningen over undergrunnen, og den singulære lasten som faktisk opptrer [25], [27]. Overbygningen er tilstrekkelig dimensjonert i forhold til tøyningen under de bituminøse lagene om antallet tillate aksler ($N_{till,bb}$) er høyere enn vegens trafikkbelastning (N_{ekv}). For den vertikale tøyningen over undergrunnen må $N_{till,te}$ -verdien til overbygningen være over N_{ekv} multiplisert med to for å kunne være tilstrekkelig dimensjonert [26]. Formlene som brukes for å beregne $N_{till,bb}$ og $N_{till,te}$ er gitt ved:

$$N_{till,bb} = f_s \cdot \frac{2,37 \cdot 10^{-12} \cdot 1,16^{1,8 \cdot T_I + 32}}{\varepsilon_{bb,i}^4} \quad (3.5)$$

$$N_{till,te} = f_d \cdot \frac{8,06 \cdot 10^{-8}}{\varepsilon_{te,i}^4} \quad (3.6)$$

hvor

f_s = korrigeringsfaktor med hensyn på sprekker (tabellverdi i TRVK Väg)

f_d = korrigeringsfaktor med hensyn på fuktighet i grunnen (tabellverdi i TRVK Väg)

$\varepsilon_{bb,i}$ = største horisontale tøyning under bitumenbundne lag i klimaperioden

$\varepsilon_{te,i}$ = største vertikale tøyning over undergrunnen i klimaperioden

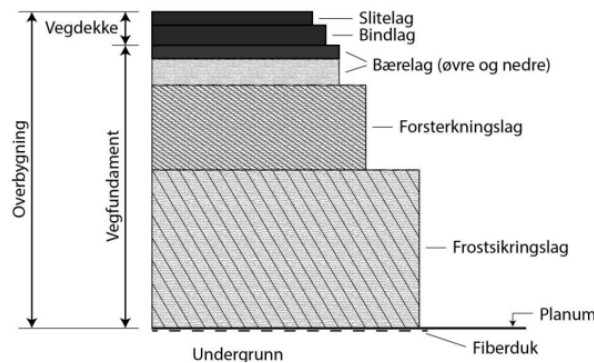
T_I = referansetemperatur i bituminøse lag

I den neste modellen, telemodellen, beregnes fryseprosessen og hva slags innvirkning frost har på overbygningen. Det er klimaperioden som har den største iboende risikoen for telehiv som brukes

som den dimensjonerende klimaperioden [28]. Dette er bakgrunnen for at antall klimaperioder ikke tilsvarer antall årstider, da varierende temperaturer rundt frysepunktet på våren gjør at denne årstiden er delt inn i flere ulike klimaperioder i enkelte klimasoner. Klimadata hentes fra meteorologiske stasjoner, også kalt for VViS-stasjoner. Resultatene som kommer ut fra telemodellen forteller hvor dypt frosten går i området og hva som blir høyden på telehivet ut fra frostdybden og overbygningen brukt til beregningene i skademodellen.

3.3 Lag i overbygningen

Dette kapitlet vil beskrive hvilke lag en overbygning består av, hvilke materialer som kan brukes i disse lagene, og hvilken tykkelse disse lagene kan ha. De ulike lagene som blir beskrevet er vist i Fig. 3.5.



Figur 3.5: Lagene i overbygningen. Hentet fra SVV [29].

3.3.1 Vegdekke

Det øverste laget i overbygningen er vegdekket. Denne delen av overbygningen tar imot den direkte lasten som kommer av trafikken på vegen [1]. I tillegg til å kunne stå imot lastene som blir påført må også vegdekket kunne imøtekomme de klimatiske forholdene i området vegen skal bygges. Vegdekket består av to lag, et slitelag og et bindlag.

Som Tab. 3.4 viser er asfalt det dominerende materialet i vegdekket. Asfalt består av omtrent 95% grus og 5% bitumen (bindemiddelet i asfalten). N200 [1] beskriver tre ulike former for bitumen, dette er penetrasjonsgradert, viskositetsgradert og polymermodifisert vegbitumen. Klima, trafikkforhold og levetid, er faktorene som påvirker hva slags hardhetsgrad bindemiddelet skal ha [30]. Hardhetsgraden til bindemiddelet bestemmes ut fra penetrasjonsgraden ved 25 °C og oppgis i enheten tidels mm [31]. Et bitumen med bindemiddelgrad 100/150 skal f.eks. ha en penetrasjon mellom 1 og 1,5 cm etter 5 sekunder. For å oppnå ønsket hardhetsgrad er det viktig å legge ut asfalten med riktig temperatur. På de fleste veger blir det brukt penetrasjonsgradert bitumen med lav penetrasjonsgrad [32]. Disse krever høye temperaturer opp mot 140 grader under utlegging. Det er også mulig å modifisere bitumenet med polymer (polymermodifisert bindemiddel) for å håndtere enda større trafikkbelastning og mer

Tabell 3.4: Materialer som kan brukes i vegdekke. Hentet fra N200 [1, s. 160].

Materialbetegnelser	
Varmblandet asfalt, unntatt drengasfalt	Sta, Top, Ab, Agb, Ska
Drengasfalt	Da
Mykasfalt	Ma
Emulsjonsgrus, tett	Egt
Asfaltskumgrus	Asg
Enkel/dobbel overflatebehandling grus/uten grus	Eo, Do (uten grus) Eog, Dog (med grus)
Oljegrus, asfaltløsn. grus	Og, Alg

krevede klima. For mindre trafikkerte veger brukes gjerne viskositetsgradert bitumen som kan legges ut med temperaturer ned mot 75 grader.

Bruksområdene for de ulike asfalttypene varierer stort. Her i Norge er det de varmblandede asfalttypene (stive dekketyper) som er klart mest brukt [1]. Hvilken av disse typene som benyttes avgjøres av vegens ÅDT i åpningsåret og hvilke påkjenninger dekket skal tåle. I tilfellene hvor ÅDT-en er over 10 000 velges enten asfaltbetong (Ab) eller skjelettasfalt (Ska) i slitelaget [1]. Selv om bruksområdene på de to materialene er like, er det noen forskjeller mellom dem [33]. Hvis Ab16 og Ska16 (maks kornstørrelse 16mm) sammenlignes er bindemiddelinnholdet i Ska16 omtrent 0,4-0,6% høyere enn i Ab16. Det økte bindemiddelinnholdet gjør at materialet blir mer slitesterkt. I skjelettasfalten skal det også tilsettes fiber for å sikre en homogen asfalt [1]. Asfaltgrusbetong (Agb) er på mange måter lik som asfaltbetong, men tilslaget er grovere og egner seg derfor ikke på veger med stor trafikkbelastning. De to siste typene av varmblandet asfalt, Topeka (Top) [33] og støpeasfalt (Sta) [34], brukes som oftest til fuktisolering, industrigulv, dekke i parkeringshus osv. og benyttes svært sjeldent i vegdekket. Hva slags tykkelse vegdekket skal ha bestemmes, i likhet med hvilket materiale, ut fra vegens ÅDT i åpningsåret, som vist i Fig. 3.5.

Tabell 3.5: Krav til tykkelse for vegdekke, i cm. Hentet fra N200 [1, s. 172].

Dekketype	ÅDT (i åpningsåret)			
	0 - 1000	1000 - 3000	3000 - 5000	> 5000
Myke dekketyper	4,0			
Stive dekketyper	3,0 over 3,0	3,5 over 3,0	4,0 over 3,0	4,0 over 4,0

De andre materialene som blir beskrevet i N200 er ulike former for grus eller asfalt som kun brukes på veger med svært lav trafikkbelastning eller for kiling mellom ulike lag. En av årsakene til at disse materialene ikke er mer utbredt er blant annet pga. materialenes bæreevne er for lav.

3.3.2 Bærelag

Bærelaget er laget som ligger mellom vegdekket og forsterkningslaget [1]. Lagets funksjon er å kunne fordele lastene fra vegdekket videre nedover i forsterkningslaget. Tykkelsen på bærelaget varierer ut fra trafikkgruppen til vegen. Er vegen i trafikkgruppe A, kan den ha bærelagstykkelse på 9 cm, og hvis trafikkgruppen er F kan lagtykkelsen være på 17 cm (materialavhengig). Bærelaget kan enten etableres som ett lag, eller to-delt som et øvre og nedre bærelag. Tekniske egenskaper til materialene og kostnad er ofte de avgjørende faktorene for om det velges ett eller to lag [35]. Materialene som kan brukes i bærelaget er vist i Tab. 3.6. Som det også vises i tabellen er bruken av asfaltert grus, med et ev. nedre bærelag, dominerende gjennom alle trafikkgrupper.

Tabell 3.6: Materialer som brukes i bærelag. Hentet fra N200 [1, s. 174].

Bærelagsmateriale	Trafikkgruppe					
	A	B	C	D	E	F
Ag (Asfaltert grus)	9	10	11	12	13	14
Ag over Ap (Ag over asfaltert pukk)	5 over 6	6 over 7	6 over 8	7 over 8	7 over 9	7 over 10
Ag over Ak (Ag over knust asfalt)	5 over 10	6 over 10	7 over 10	8 over 10	-	-
Ag over Gja (Ag over gjenbruksasfalt)	6 over 5	6 over 7	6 over 9	6 over 10	-	-
Ag over Fk (Ag over knust berg)	5 over 10	6 over 10	7 over 10	-	-	-
Fk (Knust berg)	20	-	-	-	-	-

3.3.3 Forsterkningslag

Forsterkningslaget er det nederste laget i overbygningen om det ikke er noe behov for frostsikring [1]. Lagets hensikt er å fordele trafikkbelastningen slik at undergrunnen eller frostsikringslaget ikke deformeres. Forsterkningslaget er også viktig for å sikre god drenering i overbygningen. Som vist i Tab. 3.7 er det flere ulike materialer som kan brukes i forsterkningslaget. Knust berg er materialtypen som blir mest benyttet, da denne er gunstig ift. både kostnad og tilgjengelighet. I motsetning til de andre materialtypene kan knust berg benyttes for alle trafikkgrupper.

Hvilken tykkelse forsterkningslaget skal ha i forhold til laget under er vist i Tab. 3.8. Tykkelsen bestemmes ut fra trafikkgruppe, telefarlighetsklasse og bæreevnegruppe. Denne tabellen er basert på at lastfordelingskoeffisienten til materialene er én. Kult er i håndboken [1] gitt en lastfordelingskoeffisient på 1,1. Dette vil si at om materialet skal benyttes i forsterkningslaget så må tykkelsen deles på 1,1. En tykkelse på 30 cm vil dermed reduseres til ca. 27 cm. For de andre materialene som kan benyttes i forsterkningslaget er lastfordelingskoeffisienten én. I tabellen er det også enkelte tykkelser som er angitt med et plusstegn foran. Dette betyr at tykkelsen må økes pga. anleggstekniske forhold.

Tabell 3.7: Materialer som brukes i forsterkningslag (markert med x). Hentet fra N200 [1, s. 159].

Forsterkningslagmateriale	Trafikkgruppe					
	A	B	C	D	E	F
Grus	X					
Knust grus	X	X	X			
Knust berg (Pukk, kult, osv.)	X	X	X	X	X	X
Resirkulerte materialer	X	X	X	X		

Tabell 3.8: Tykkelse på forsterkningslag ut fra laget under. Hentet fra N200 [1, s. 174].

Materialtype	B.- gruppe	Trafikkgruppe					
		A	B	C	D	E	F
Skjæring, steinfylling, T1	1	30	30	30	30	30	30
Grus $C_u \geq 15$, T1	2	30	30	30	30	30	30
Grus $C_u < 15$, T1	3	30	30	30	40	50	50
Sand $C_u \geq 15$, T1							
Skjæring, steinfylling, T2	4	40	40	50	60	70	80
Sand $C_u < 15$, T1							
Grus, sand, morene, T2							
Isolasjonslag av XPS, osv.	5	50	60	70	70	80	90
Grus, sand, morene, T3							
Silt, leire, T4, $C_u \geq 50$ kPa							
Silt, leire, T4, C_u 37,5-50 kPa	6	60	70	70	80	90	100
Silt, leire, T4, C_u 25-37,5 kPa		60+20	70+10	80	80	90	100
Silt, leire, T4, $C_u < 25$ kPa		60+50	70+40	80+30	80+30	90+20	100+10

3.3.4 Frostsikringslag

Frostsikringslaget benyttes kun dersom undergrunnen er av telefarlighetsklasse T3 eller T4, se forklaring av telefarlighetsklasse i kapittel 3.3.6. Lagets hensikt er å sikre at overbygningen ikke blir utsatt for frost, slik at risikoen for telehiv reduseres og vegen innehar tilfredsstillende jevnhet. Siden vinteren 2009/2010 har kravet til frostsikringslaget blitt stadig innskjerpet siden mange vegger har blitt utsatt for store skader som følge av frost [9, s. 89]. Det er frostmengden og årsmiddeltemperaturen i området der vegen skal bygges, som danner grunnlaget for hva slags tykkelse laget skal ha. Frostmengden F_{10} og F_{100} er frostmengdene som overskrides én gang i løpet av hvert tiende eller hundrede år [1, s. 163]. Som det utgår av Tab. 3.9 er den dimensjonerende frostmengden avhengig av både ÅDT og hvor mange kjørefelt vegen har. Dette er også førende for hva den maksimale overbygningstykkelsen skal være.

Håndboken er lagt opp slik at det er tre ulike metoder for frostsikring som kan benyttes. Disse tre metodene er:

1. Sand-, grus- og steinmaterialer
2. Lettklinker eller skumglass
3. Isolasjonsplater av ekstrudert polystyren (XPS-plater)

Tabell 3.9: Dim. frostmengde og maks overbygningstykkelse. Hentet fra N200 [1, s. 163].

ÅDT i åpningsåret	Antall kjørefelt	Over- bygningstype	Telef.- klasse	Frostsikring	
				Dim. frostmengde	Maksimal overb.tykkelse
> 8000	≥ 4	Fleksibel	T3, T4	F ₁₀₀	2,4 m
> 8000	< 4	Fleksibel	T3, T4	F ₁₀	2,4 m
1501 - 8000		Fleksibel	T3, T4	F ₁₀	1,8 m
≤ 1500		Fleksibel	T3, T4	Tiltak for å unngå telehiv	1,8 m
G/S-veg					
Alle trafikk- grupper		Stiv	T3, T4	F ₁₀	2,4 m

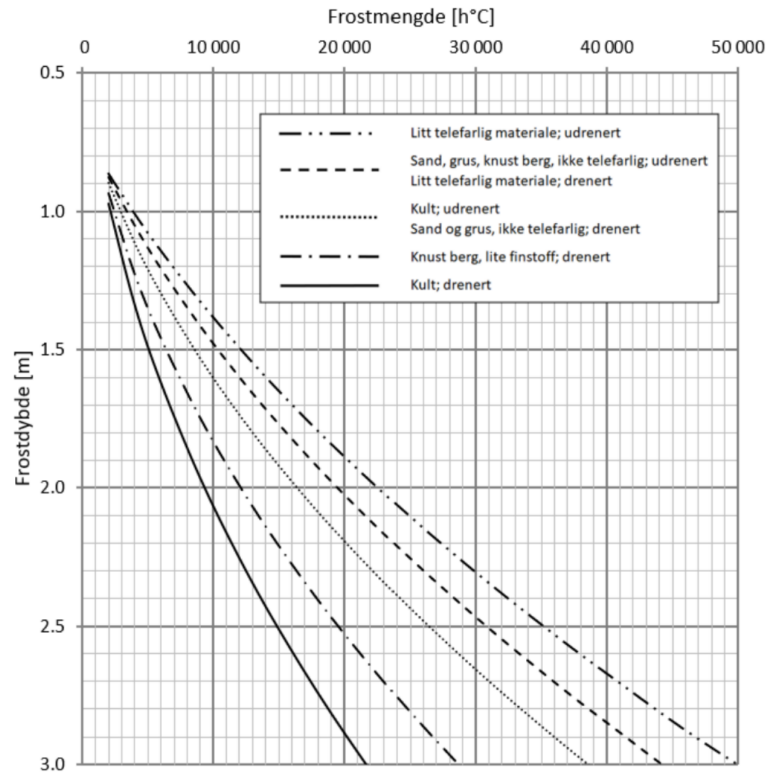
Hvilken av de tre som velges avhenger blant annet av kostnader, gjennomføring av arbeidene og fremtidig vedlikehold av vegen. De ulike metodene blir prioritert etter rekkefølgen som er presentert over, gitt at kostnaden for de ulike metodene er tilnærmet lik. Kravene for minimumstykkelse på nederste laget mot grunnen er vist i Tab. 3.10.

Tabell 3.10: Krav til nederste lag mot grunnen. Hentet fra N200 [1, s. 166]

Materialtype	Nødvendig tykkelse, cm
Grus, sand, morene; T3, T4	30
Silt, leire; T4, $C_u \geq 50$ kPa	50
Silt, leire; T4, $C_u 37,5-50$ kPa	60
Silt, leire; T4, $C_u 25-37,5$ kPa	80
Silt, leire; T4, $C_u < 25$ kPa	110

I de tilfellene der det benyttes steinmaterialer som frostsikring gir Fig. 3.6 frostdybden ut fra hvilket type steinmateriale som velges. Figuren baserer seg på en gitt årsmiddeltemperatur på 4 °C. Siden årsmiddeltemperaturen for mange prosjekter ikke er 4 °C er det i håndboken gitt en tabell hvor frostdybden kan korrigeres gitt andre årsmiddeltemperaturer. Denne tabellen er vist i Tab. 3.11.

Ved bruk av lettklinker, skumglass eller isolasjonsplater er det krav i tillegg til den nevnte minimumstykkelsen. Om lettklinker eller skumglass benyttes skal tykkelsen på dette isolasjonslaget være minimum 20 cm, som det utgår av Fig. 3.7 [1]. Ved bruk av isolasjonsplater skal tykkelsen være

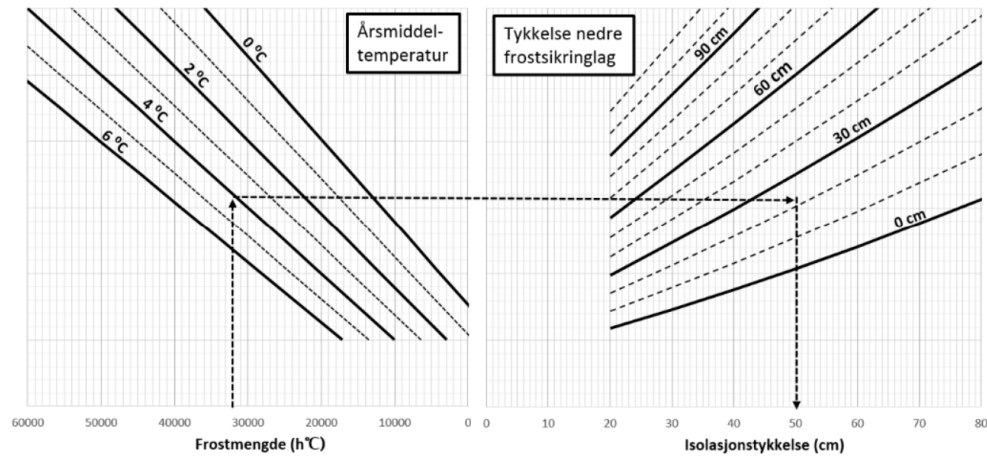


Figur 3.6: Frostdybde ved bruk av stein, kult osv. Hentet fra N200 [1, s. 165].

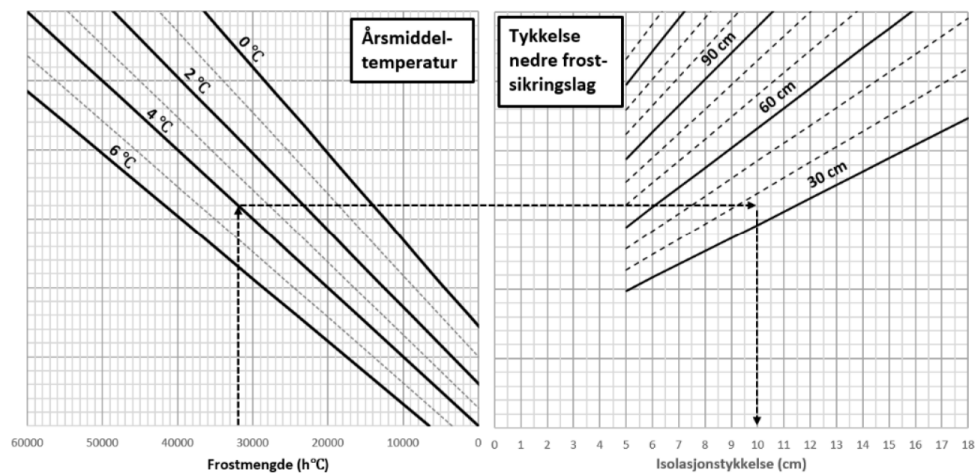
Tabell 3.11: Korreksjon av frostdybde. Hentet fra N200 [1, s. 166].

Frostsikringslag	Vanninnhold	Årsmiddeltemp. °C					
		-2	0	2	4	6	8
Kult; drenert	1,0 %	-	1,66	1,21	1,00	0,87	0,79
Knust berg; lite finstoff, drenert	2,0 %	1,92	1,40	1,15	1,00	0,90	0,82
Kult; udrenert	4,0 %	1,43	1,23	1,10	1,00	0,92	0,86
Sand, grus, knust berg; ikke telefarlig, drenert							
Sand, grus, knust berg; ikke telefarlig, udrenert	6,0 %	1,29	1,17	1,08	1,00	0,94	0,89
Litt telefarlig materiale, drenert							
Litt telefarlig materiale, udrenert	8,0 %	1,22	1,13	1,06	1,00	0,95	0,90

minimum 5 cm, som vist i Fig. 3.8. Det er også krav om et nedre frostsikringslag ved bruk av både isolasjonsplater og skumglass/lettklinker. Tykkelsen på dette laget varierer ut fra områdets frostmengde, men siden det samme kravet som er vist i Tab. 3.10 gjelder her, så må tykkelsen på laget være minimum 30 cm. Skumglass/lettklinker og XPS-plater behandles som undergrunn i bæreevnegruppe 4 i dimensjoneringen. Dette er videre forklart i kapittel 3.3.6.



Figur 3.7: Dimensjonering av frostsikring med skumglass/lettklinker. Hentet fra N200 [1, s. 167].



Figur 3.8: Dimensjonering av frostsikring med XPS-plater. Hentet fra N200 [1, s. 168].

Skumglass har siden 60-tallet vært brukt som isolasjonslag i vegbygging. Først i form av plater og fra slutten av 90-tallet har det blitt benyttet granulært skumglass [36]. Materialet blir produsert ut av resirkulert emballasjeglasse og inneholder ca. 90% luft. Det høye luftinnholdet i skumglass gjør at materialet har en densitet på kun 180 kg/m^3 . Ferdig behandlet skumglass vises i Fig. 3.9 og har en fraksjon rundt 10/60. Statens vegvesen sin rapport [36] viser at det i 2005 var seks ulike vegstrekninger i Norge som benytter skumglass som frostsikring. Erfaringen fra disse vegene er at skumglass egner seg godt som frostsikring, men materialet knuses lett, noe som gir utfordringer når det skal komprimeres. Det anbefales derfor at det skal brukes beltegående utstyr (gravemaskiner etc.) når skumglass skal komprimeres for å fordele lastene jevnere [37]. Trykket fra utstyret som skal komprimere laget med skumglass kan ikke overstige 50 kPa. Det er også krav om fiberduk både over og under laget med skumglass [37], i motsetning til frostsikring med stein hvor det bare er krav til duk under.

Lettklinker er som beskrevet tidligere under samme dimensjoneringskategori som skumglass i N200. Materialet er leire som er tørket og deretter ekspandert til kuler med et hardt skall og luftfylte celler



Figur 3.9: Ferdig behandlet skumglass. Hentet fra Glasopor [38].

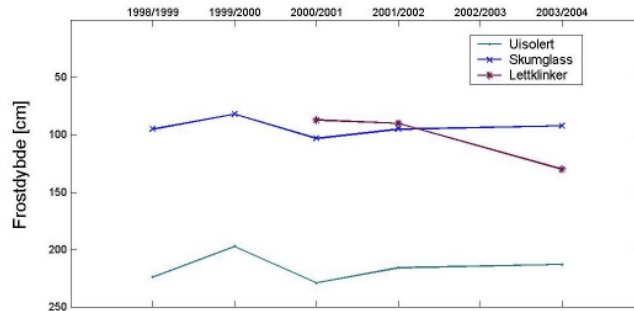
innenfor [39]. Det vanligste er å benytte lettklinker som vist i Fig. 3.10 med en fraksjon rundt 10/20. Densiteten til lettklinker er 245 kg/m^3 , som er noe høyere enn densiteten til skumglass. Materialet har i likhet med skumglass krav til fiberduk både over og under laget.



Figur 3.10: Ferdig behandlet lettklinker. Hentet fra Leca [40].

Studien Statens vegvesen gjennomførte på skumglass sammenligner effekten frost har på skumglass kontra lettklinker [36]. Resultatet av denne sammenligningen vises i Fig. 3.11. Materialene har tilnærmet lik frostbestandighet i tidlig fase, men etter tre år er det en tydelig økning i frostdybden ved bruk av lettklinker. Årsaken til dette antas å være fuktinntrengning i laget med lettklinker. Denne inntrengningen er den største utfordringen med bruk av lettklinker. Om fukt trenger inn i lettklinkerne øker dette egenvekten til materialet og kuldegrader vil dermed føre til isdannelse. Når det gjelder komprimering skal lettklinker komprimeres på samme måte som skumglass. For lettklinker er tre overfarer med beltegående utstyr tilstrekkelig for å gi god komprimering ved et lag på 1 m [1].

XPS-isolasjonsplater er laget av plast som har blitt utvinnet av råolje [39]. Platene har lav masse tetthet og god isolasjonsevne. Utlegging av platene tar betydelig lenger tid enn utlegging av både



Figur 3.11: Sammenligning av skumglass og lettklinker. Hentet fra SVV [36].

lettklinker og skumglass, men for XPS-platene er det ikke noe behov for komprimering ettersom platene kommer i fast form, som vist i Fig. 3.12. Komprimering er derimot nødvendig for underlaget før platene legges [1]. Dette er viktig for å unngå at platene sklir fra hverandre. Dersom det skulle oppstå sprekker mellom platene kan kapillære krefter gjøre at vann trekker oppover i overbygningen og dermed gjøre overbygningen har en økt risiko for at det skal oppstå telehiv. Trykkfastheten for platene må være minimum 500 kPa og det stilles strenge krav til materialene rundt platene slik at disse ikke skal sprekke. Materialer som skal være i kontakt med platene skal ha en maksstørrelse på 32 mm og være velgraderte. I tillegg til dette er det også krav at laget over platene skal ha en minimumstykkelse på 30 cm.



Figur 3.12: XPS-plater brukt som frostsikring. Hentet fra SVV [41].

3.3.5 Geotekstil

Fiberduk er et geotekstil som i hovedsak brukes for separering mellom undergrunnen (planum) og frostsikringslaget, men som beskrevet skal det også benyttes mellom isolasjonslag av skumglass/lettklinker og forsterkningslaget [1]. Sertifisering av fiberduk er gjort ut fra et system kalt

NorGeoSpec 2002, hvor fiberdukene deles inn i ulike bruksklasser [42]. Her rangeres det fra fiberduk klasse én til fem. Rangeringen gjøres ut fra de ulike dukenes strekkfasthet. Klasse én har en strekkfasthet på 6 kN/m, mens klasse fem har en strekkstyrke på 26 kN/m. Hvilken klasse som skal benyttes bestemmes ut fra Tab. 3.12.

Tabell 3.12: Valg av fiberduk-klasse avhengig av bruksområde. Hentet fra N200 [1, s. 203].

Undergrunn	ÅDT	Maks. steinstørrelse mot duken, mm			
		DMaks \leq 63	63–200	200–500	DMaks $>$ 500
Meget bløt $C_u \leq 25$ kPa	> 500	3	4	5	5
	≤ 500	3	4	4	5
Bløt/middels $C_u > 25$ kPa	> 500	2	3	3	4
	≤ 500	2	2	3	3

3.3.6 Undergrunn

Undergrunnen til vegen kan bli utsatt for tele og derfor en viktig faktor når overbygningen skal dimensjoneres [43]. For å unngå at overbygningen skal utsettes for telehiv blir det benyttet et klassifiseringssystem for undergrunnens telefarlighet. De utløsende mekanismene for at telehiv skal opptre er frost, vann som har samlet seg høyt oppe i undergrunnen og at denne undergrunnen består av telefarlige materialer [44]. Om alle disse faktorene er til stede og man har en veg som ikke er tilstrekkelig frostsikret vil vannpartikler i de telefarlige materialene kunne fryse til is når frosten trenger nedover. Materialene som blir utsatt for frost vil da føre til at vegen hever seg, ettersom vann som fryser til is utvider seg med rundt 10% [45]. Ifølge en rapport [46] skrevet ved Universitetet i Chicago kan denne utvidelsen være på opp mot 40% om det er silt eller leire i undergrunnen. Så lenge vegen heves jevnt vil ikke telehiv være noe problem, det er de ujevne telehivene som skaper spesielt store problemer [9, s. 279]. Disse opptrer som oftest der vegens undergrunn går fra fjell til telefarlige materialer. De ujevne telehivene skaper ujevnheter i vegen og er dermed med på å øke IRI-verdien. I N200 [1] er det ikke gitt noe spesifikt krav om hva det maksimale telehiv som opptrer skal være, men overbygningen skal statistisk sett være sikret mot telehiv for ni av ti vintre [47, s. 7].

Klassifiseringssystemet for telefarlighet inneholder fire ulike telefarlighetsklasser. Telefarlighetsklassene T1 og T2 krever som nevnt tidligere ingen form for frostsikring, da dette som oftest er bergskjæringer eller steinfyllinger. T3 og T4 krever derimot frostsikring. Silt og leire blir klassifisert under telefarlighetsklasse T4 pga. deres store vanninnhold og derav evne til å utvide seg om de blir utsatt for frost. For å finne ut hvilken telefarlighetsklasse undergrunnen tilhører brukes håndbok “R211 Feltundersøkelser” [48]. Telefarlighetsklassen til undergrunnen bestemmes ut fra en sikteanalyse, som vist i Tab. 3.13.

I tillegg til telefarlighetsklassen er det også viktig å klassifisere undergrunnens bæreevne. Materialene som eksisterer i undergrunnen, blir delt inn i ulike grupper ut fra hvor egnede de er til å ta opp laster. Berg/fjell egner seg godt til å ta opp laster og ligger dermed i bæreevnegruppe 1, mens

Tabell 3.13: Klassifikasjon av telefarlighet. Hentet fra R211 [48, s. 316].

Telefarlighetsklassifisering			
Telefarlighets- gruppe	Av materiale < 22,4 mm		
	Masseprosent (%)		
	< 2 μm	20 < μm	200 < μm
T1 Ikke telefarlig		< 3	
T2 Litt telefarlig		3 - 12	
T3 Middels telefarlig		> 12	< 50
T4 Meget Telefarlig	< 40	> 12	> 50

uegnede materialer som leire og silt ligger i gruppe 6. Om materialet i grunnen er noe annet enn berg eller stein er det også nødvendig å finne skjærfastheten (C_u), da dette er med på å avgjøre hva slags bæreevnegruppe materialet tilhører, som allerede vist i Tab. 3.8. Skjærfastheten til undergrunnen bestemmes på mange ulike metoder. Metoden som benyttes bestemmes ut ifra tester som er tilgjengelige og/eller hva som egner seg til der undergrunnen skal testes [48].

3.4 VegDim

VegDim-prosjektet er et stort satsningsområde hos Statens vegvesen [4]. Prosjektet går ut på å innføre et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem i Norge som skal erstatte det empiriske systemet som brukes i dag. Systemet skal kunne beregne overbygningers levetid med bakgrunn i belastninger fra trafikk og klima. Selve dimensjoneringen skal foregå i programmet ERAPave. En sentral del for å kunne gjennomføre denne dimensjoneringen og for å overvåke tilstanden til overbygningen, er måling av stivhetene (E-moduler) for de ulike lagene i overbygningene. For å måle disse stivhetene skal det blant annet benyttes feltmålinger og etterregninger i programmet Elmod.

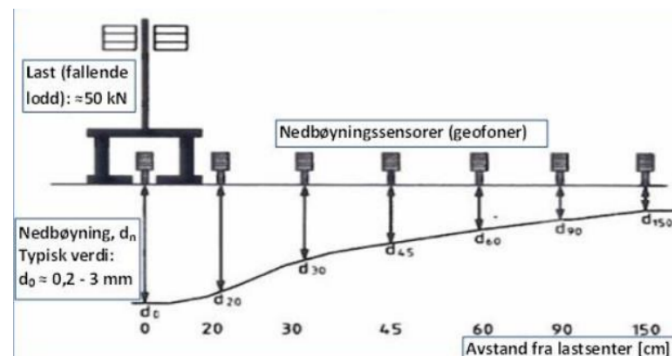
3.5 Falloddsmåling og etterregning

Falloddsmåling er en metode for å finne bæreevnen (stivheten) til undergrunnen og til de andre lagene i overbygningen [49]. De ulike materialene i overbygningen sin stivhet kan bli påvirket av fler ulike faktorer. For de bituminøse lagene er det oftest temperaturen som påvirker stivheten [9, s. 283]. For steinmaterialene er det gjerne andre faktorer som komprimering under utleggelse [29], samt vann- og finstoffinnhold som er med på å påvirke [9, s. 308].

Ved en falloddsmåling blir stivheten funnet ved å slippe et gitt antall kN (ofte 50 kN) fra en gitt høyde for å finne hva slags impuls dette slippet gir i undergrunnen, som vist i Fig. 3.13 [50]. Utstyret som brukes i målingen består av en sirkulær belastningsplate, samt et gitt antall ulike nedbøyningsensorer (geofoner) [48, s. 283]. Antallet sensorer bestemmes ut fra hvor nøyaktig målingene skal være, men det er et krav om at det minimum skal brukes syv sensorer. Når resultatene fra en falloddsmåling blir fremstilt grafisk danner målingene et nedbøyningsbasseng [9]. Det er

bassenget som gjør at det er mulig å tolke overbygningens tilstand og/eller hvordan bæreevnen til undergrunnen er. Dersom en stor krumning i starten av bassenget foreligger, er sannsynligheten stor for at de øvre lagene i overbygningen inneholder svake materialer. Om det er svake materialer i undergrunnen vil nedbøyningssensorene, lenger fra falloddet, vise stor nedbøyning. Nedbøyningen som impulsen i målingen gir, sammenlignes med den påførte belastningen. Forholdet mellom disse gir en E-modul for lagene i overbygningen. Denne E-modulen evalueres ved å ta i bruk etterregning [49]. Dette er en mekanistisk metode som tar i bruk E-modulene funnet ved falloddsmålingene og sammenligner disse mot en tilsvarende overbygning med antatte E-moduler. Prosessen er ofte svært iterativ ettersom det må itereres frem og tilbake med de antatte E-modulene for å få disse til å samsvare med de målte.

En etterregning foregår som oftest i programmer som baserer seg på numeriske integreringsmetoder, og som har mulighet til å evaluere nedbøyningene ut fra falloddsmålingene gitt de antatte E-modulene til de ulike lagene [51]. Materialene i undergrunnen i programmene må i de aller fleste tilfeller være, eller antas å være, homogene, isotrope og lineært elastiske.



Figur 3.13: Utføring av en falloddsmåling. Hentet fra R211 [50, s. 284].

Startmodulene som antas i etterregningen er en viktig faktor når det skal beregnes nedbøyninger i overflaten [49]. Det er som oftest erfaringstall som benyttes for disse modulene. Noen av disse er gitt i læreboken for vegteknologi [9]. Viktigheten av gode startmoduler er betydelig for at resultatet av etterregningene skal bli så gode som mulig [51]. En annen viktig faktor for å utføre etterregningen er å vite tykkelsen på de ulike lagene i overbygningen [52]. Når de opprinnelige lagtykkelsene er gitt i tegninger e.l. er dette enkelt, men det kan være utfordrende på veier hvor tilstanden til overbygningen skal undersøkes og lagtykkelsene er ukjent. I de tilfellene må det utføres oppgravninger for å finne tykkelsene. Årsaken til at det er så viktig å kjenne til de eksakte tykkelsene i overbygningen er blant annet beskrevet i en håndbok fra Storbritannia [53, s. 37], hvor eksempelvis et underestimert av lagtykkelsen på 15% vil kunne lede til at stivheten til laget blir overestimert med over 50%.

Et av programmene som kan benyttes til etterregninger er Elmod [54]. Programmet analyserer målingene som er utført under falloddsmålingen ved å bestemme de ulike lagenes E-modul. I programmet er det gitt tre ulike metoder som kan brukes til etterregningen [55]:

- **Defleksjon-basseng-tilpasning (DBF).** Denne metoden baserer seg på Odemark-Boussineq sin tilnærming om at en overbygning med flere lag kan behandles som et ett-lagssystem i beregninger [56]. Dette gjør at beregningen av overbygningen blir mindre kompleks og minimerer potensialet for eventuelle feil i beregningen [54]. Metoden går ut på at det målte og det teoretiske nedbøyningsbassenget skal tilpasses så de passer hverandre så godt som mulig. Metoden er avhengig av å ha startmoduler for å kunne benyttes, hvis ikke dette er gitt vil programmet etterregne vha. kurveradius-metoden.
- **Kurveradius-metoden.** I likhet med DBF-metoden brukes også Odemark-Boussineq sin tilnærming for denne metoden. Tilpasningen her gjøres ved at nedbøyningssensorene lengst fra falloddet benyttes for å bestemme undergrunnens stivhet og sensorene nærmest falloddet bestemmer stivheten i vegdekket [54]. De andre lagenes stivhet bestemmes ut fra lagenes respons til den påførte lasten fra falloddet. I motsetning til DBF-metoden som tar i bruk alle nedbøyningssensorene benytter kurveradius-metoden seg kun av enkelte sensorer. Metoden er som nevnt ikke avhengig av startmoduler.
- **FEM/MET/LET.** Denne metoden benytter en kombinasjon av elementmetoden, lineær elastisitetsteori og Odemark-Boussineq sin tilnærming for å kunne fremstille et resultat som har høy nøyaktighet for samtlige lag. Til tross for sin høye nøyaktighet har metoden sin begrensning i at den ikke tar hensyn til temperatur [54]. Metoden er i utgangspunktet ikke en del av programmet og krever en ekstra lisens for å kunne benyttes.

3.6 Dimensjonering i andre land

I denne delen blir det gått i dybden på hvordan overbygninger dimensjoneres i andre land. Landene det blir sett på er Canada, Sverige og Østerrike. Landene er valgt med bakgrunn i å ha tilnærmet tilsvarende klima som det norske. I tillegg ble Sverige valgt fordi PMS Objekt er utviklet i Sverige. Et dypere innblikk i den svenske dimensjoneringen er derfor naturlig.

3.6.1 Canada

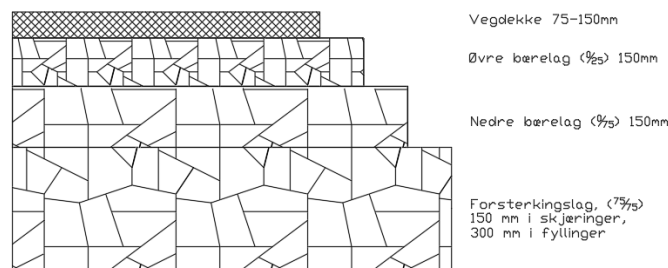
Canada er et stort land, med store variasjoner i klimaet mellom de ulike provinsene i landet. Derfor har hver provins utviklet sin egen standard for hvordan vegene skal dimensjoneres [57]. Provinsen Britisk Columbia som ligger på vestkysten av Canada, har også store variasjoner i klimaet innad i provinsen [58]. Lavlandet har milde vintre med mye nedbør, mens innlandet har vesentlig kaldere temperaturer. Dermed har klimaet i provinsen store likhetstrekk med det norske klimaet.

Standarden i Britisk Columbia, T-01/15 [57], er en empirisk dimensjoneringsstandard som bruker den amerikanske standarden [22] som utgangspunkt for å finne tykkelsene de ulike lagene i overbygningen skal ha. Tykkelsen til vegdekket blir funnet ved å først beregne hvor mange millioner ESAL vegen blir utsatt for [59]. Beregningen av ESAL foregår på samme måte som trafikkbelastning beregnes i Norge, med unntak av at det benyttes en aksellast på 8 tonn istedenfor 10 tonn [57]. Ut fra ESAL-verdien deles det inn i ulike vegtyper og det er denne vegtypen som avgjør tykkelsen på

Tabell 3.14: Typisk vegdekketykkelse i Canada. Hentet fra MTI [57].

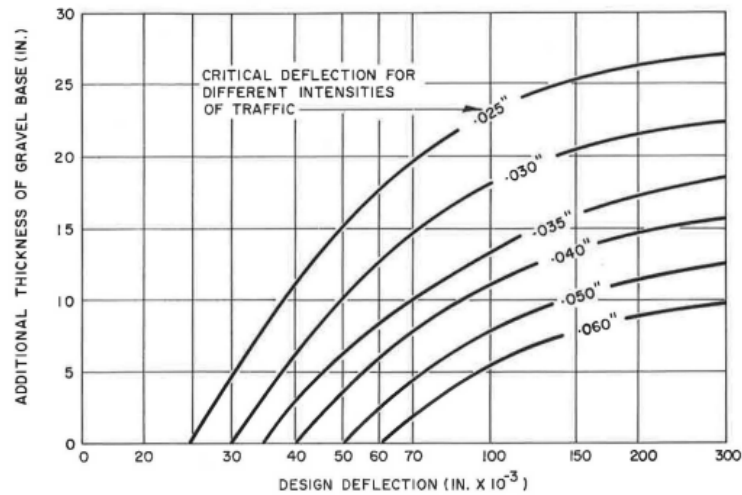
Dekketype	Vegtype	ESAL	Typisk dekketykkelse
A	Veger med høy trafikk og spesialtilfeller	> 20 millioner	≥ 15 cm
B	Veger med medium til høy trafikk	100.000 til 20 millioner	7,5 til 15 cm
C	Veger med liten trafikk og sideveger	< 100.000	5 til 7,5 cm
D	Grusveger	< 100.000	Grus

vegdekket, som vist i Tab. 3.14. Vegtypen er også med på å bestemme hvilke materialer som skal brukes videre nedover i overbygningen. Alle veger som har en ESAL over 100.000 krever både bærelag (øvre/nede) og forsterkningslag, som vist i Fig. 3.14. Den totale bærelagstykkelsen skal være på 30 cm. Det øvre bærelaget skal bestå av grus med fraksjon 0/25, mens det nedre bærelaget skal ha fraksjon 0/75. Forsterkningslaget skal ha en tykkelse på 15 cm om det skal legges over fjell og om laget skal legges over jord, leire, etc. er det krav til at tykkelsen skal være minimum 30 cm.



Figur 3.14: Tykkelse på overbygning (vegtype B) i Britisk Columbia. Hentet fra MTI [57].

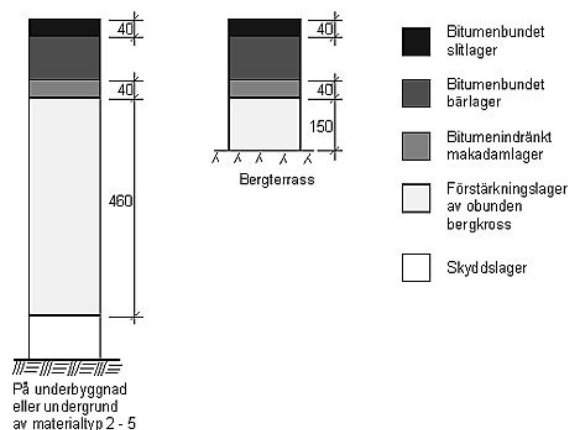
I motsetning til mange av de andre provinsene i Canada dimensjoneres ikke den eksakte tykkelsen på forsterkningslaget i Britisk Columbia ut fra frostdybden i området. På grunn av de ekstreme frostdybdene som kan oppstå dimensjoneres heller tykkelsen på laget kun ut fra bæreevnen til undergrunnen. Bakgrunnen til at det gjøres på denne måten er beskrevet i en canadisk artikkel fra 1963 [60, s. 183] hvor det blir vurdert slik at variasjonen av frost gjennom året vil kunne gjenspeiles i bæreevnen til undergrunnen. For å kunne identifisere bæreevnen til undergrunnen brukes en Benkelmanbjelke-test [60, s. 197]. Etter resultatene fra denne testen er klare dimensjoneres det etter den største nedbøyningen som opptrådte under testingen. Om nedbøyningen i undergrunnen er større enn det som er tillat for vegtypen skal det legges inn en gitt tykkelse med stein i forsterkningslaget. Denne tykkelsen bestemmes ut fra diagrammet som er vist i Fig. 3.15. Det er de syv grafene i diagrammet som viser hva som er tillat maksimal nedbøyning for ulike mengder med trafikk. 0,037 in (0,094 cm) og 0,045 in (0,11 cm) er kravene for høy og middels trafikk, som vil tilsvare vegtype A og B. I de mest ekstreme tilfellene (høy trafikkbelastning med dårlig undergrunn) vil en overbygning i Britisk Columbia nå en tykkelse på litt over 1,5 meter, avhengig av hvor tykt vegdekket skal være.



Figur 3.15: Diagram som viser nødvendig ekstra tykkelse med stein ut fra nedbøyningen. Hentet fra rapport [60, s. 197].

3.6.2 Sverige

Overbygningene i Sverige dimensjoneres som kjent etter håndbok TRVK Väg 2011 [25]. Håndboken benytter seg av tre ulike dimensjoneringsklasser, henholdsvis DK1, DK2 og DK3. Hvilken dimensjoneringsklasse vegen tilhører bestemmes ut fra vegens trafikkbeltning. Selve beregningen skiller seg ikke fra den norske metoden, men som det er beskrevet i kapittel 3.2.3 så brukes en annen formel for å beregne antall ekvivalente aksellaster og beregningen gjøres sjeldent manuelt. Dimensjoneringsklasse DK1 brukes kun dersom vegens trafikkbeltning er under 500.000. Dette er også den eneste av de tre dimensjoneringsklassene som benytter seg av den empiriske dimensjoneringsmetoden.



Figur 3.16: Målsatt tegning av bergbitumenoverbygning. Hentet fra TRVK Väg [61].

I Sverige er det tre ulike former for overbygning som kan benyttes. Dette er grusbitumenoverbygning (DK1), bergbitumenoverbygning (DK2 og DK3) og sementbitumenoverbygning (DK3). Sistnevnte brukes i hovedsak der overbygningen blir utsatt for statiske laster, som f.eks. på parkering- og bussholdeplasser. De tre overbygningene er knyttet opp mot de nevnte dimensjoneringsklassene, men

det kan gjøres unntak i enkelte tilfeller [61]. DK2 og DK3 benytter seg av den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen for å beregne lagtykkelsene [25]. Programmer som PMS Objekt og ERAPave kan da brukes for den videre dimensjoneringen. Som Fig. 3.16 viser er alle lagene med unntak av bærelaget og frostsikringslaget målsatt før dimensjoneringen begynner. Disse lagtykkelsene varierer ut fra trafikkbelastningen overbygning blir utsatt for [27]. Tilpasninger av lagtykkelsene kan også gjøres underveis i dimensjoneringen om overbygningen ikke er tilstrekkelig dimensjonert i forhold til sin levetid [61].

Tykkelsen på frostsikringslaget settes ut fra hva slags klimasone og hvordan type undergrunn vegen tilhører. I håndboken [25] er landet delt inn i ulike klimasoner som forteller hvor utsatt vegen er for frost. Klimasoner fire og fem er de områdene som er mest utsatt for frost, og disse tilsvarer innlandsklimaet som er i Norge. Dette er de samme sonene som benyttes i PMS Objekt. For å kunne sikre at frostsikringslagets tykkelse er tilstrekkelig dimensjonert er det krav til hva det maksimale telehivet kan være når overbygningen er ny. Hvor mye telehiv som tillates settes ut fra hva slags fartsgrense vegen er dimensjonert for [62, s. 43]. Ved en fartsgrense på eksempelvis 80 km/t tillates et telehiv på 80 mm.

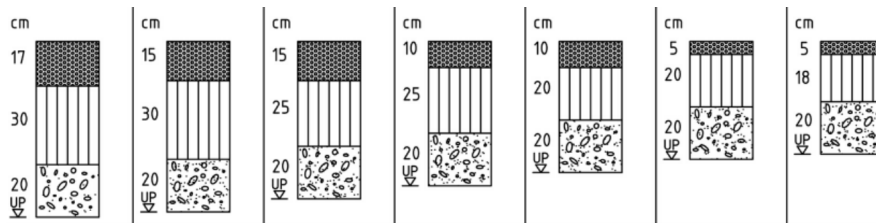
Når det gjelder vegens undergrunn er denne delt inn i syv ulike materialtyper, ut fra deres bæreevne og telefarlighet. Klassifikasjonen av materialtypen gjøres ut fra to ulike tester/analyser. Det gjennomføres en sikteanalyse iht. håndbok VVMB 619 [63] for å kunne identifisere undergrunnens kornfordeling. Sammen med undergrunnens kornfordeling er man avhengig av å vite innholdet av organisk jord i undergrunnen for å kunne klassifisere hvilken materialtype undergrunnen tilhører. Innholdet av organisk jord finnes ved å følge håndbok SS 02 71 01 [25].

3.6.3 Østerrike

I undersøkelsen som ble gjort av OFV var Østerrike et av landene med den best opplevde vegkvaliteten i Europa, med en indeks på 1,5 mer enn Norge. Standarden RVS 03.08.63 [64] er førende for hvordan overbygningen skal dimensjoneres i Østerrike. I håndboken er det gitt syv ulike trafikkgrupper og fire ulike typer for overbygning. Trafikkbelastningen beregnes på samme måte som i Norge, og det er denne verdien som avgjør hvilken av de fire overbygningene som skal velges. Disse overbygningene har grunnlaget sitt fra analytiske modeller som har tatt hensyn til både fysiske og mekaniske egenskapene til overbygningene under ulike belastninger som trafikk og klima. Dimensjoneringsmetoden som benyttes er derfor empirisk.

Selve inndelingen av lagene i overbygningen foregår på en annen måte i Østerrike enn den gjør i Norge. I Østerrike regnes alle de bituminøse lagene som et lag. Det vil altså bety at slite-, bind- og bærelaget fungerer som et lag i overbygningen og tykkelsen på dette laget varierer fra 5 til 25 cm avhengig av trafikkgruppen. Deretter gjenstår to lag av overbygningen som kalles for øvre og nedre bærelag, disse to lagene tilsvarer forsterkningslaget som brukes i Norge. Det nedre bærelaget bygges over vegens undergrunn.

Under det øverste laget i overbygningen varierer det for hvilke materialer som benyttes. I det øvre bærelaget benyttes steinmaterialer for to av de fire overbygningstypene. Forskjellen mellom disse to er andelen knuste korn som tillates. For den ene typen kan det benyttes steinmateriale med $C_{90/3}$ eller $C_{50/30}$ med en LA-verdi på 30. Mens for den andre overbygningstypen er det kun tillatt med $C_{90/3}$ og en LA-verdi på 40 [65]. Om sistnevnte steinmateriale benyttes reduserer dette overbygningstykkelsen med 2 cm kontra den andre. For den tredje overbygningstypen benyttes det enten et lag stabilisert med sement (ST-Z) eller grus med bindemiddel (ST-T) [66] i det øvre bærelaget. Om ST-T benyttes er dette ofte et lag med gjenbruksasfalt fra en gammel veg, ev. knust grus/sand med et bitumen som har penetrasjonsgrad 70/100 eller 50/70 avhengig av trafikkgruppen til vegen. ST-Z er grus med fraksjon 0/32 eller 0/45 som har sement som bindemiddel. Hvilken av de to som velges avhenger av tilgjengelighet og hva slags kostnad de to materialene har [64]. Tykkelsen på et lag med ST-materiale er 18 cm uansett hvilke forhold som ligger til grunn. I Fig. 3.17 er det vist bruk av ST-T eller ST-Z i overbygningen. Som figuren viser, er bruken av ST-materiale spesielt utslagsgivende for hvor tykt det øverste bituminøse laget skal være.



Figur 3.17: Overbygning med ST i øvre bærelag, trafikkbelastningen reduseres mot høyre. Hentet fra RVS [64, s. 11].

I den fjerde overbygningstypen blir det benyttet asfaltert grus med en tykkelse på 10 cm i det øvre bærelaget [64]. Denne typen er kun mulig å ta i bruk ved lave trafikkmengder med ÅDT på rundt 1000, og blir derfor ikke gått i dybden på.

Alle de fire overbygningstypene benytter stein med LA-verdi 40 i det nedre bærelaget, andelen knuste korn er ikke spesifisert. Det eneste som skiller de fire typene er at tykkelsen på laget har en variasjon på 20 cm fra de laveste trafikkbetringene til de høyeste (fra 20 til 40 cm). For den største trafikkbetringene ender den totale overbygningstykkelsen opp med å bli mellom 67 og 75 cm, avhengig av hvilken av de tre overbygningstypene som velges.

3.6.4 Oppsummering av overbygningene

I Tab. 3.15 er de typiske overbygningstykkelsene for de samme forholdene i de ulike landene sammenlignet, samt hva slags dimensjoneringsmetode som benyttes. Tabellen viser data for de mest ekstreme forholdene, det vil si områder hvor det er mye frost, dårlig undergrunn og stor trafikkbetring. Kunnskapen som er hentet inn viser at den maksimale tykkelsen som kan opptre i Norge er betydelig større enn de andre. Tabellen tar også utgangspunkt i at det brukes knust stein i forsterkning- og frostsikringslaget. For å forenkle tolkningen av tabellen er noen lag lagt sammen til et lag. I Sverige er eksempelvis bærelaget lagt sammen til et lag. Opprinnelig er bærelaget her

to-delt hvor det i det ene laget benyttes bituminøse materialer og i det andre laget benyttes det ikke-bituminøse materialer.

Tabell 3.15: Sammenligning mellom de ulike lands overbygningstykkelser.

	Norge	Canada	Sverige	Østerrike
Vegdekke	8 cm	15 cm	8 cm	25 cm
Bærelag	14 cm	Øvre - 15 cm Nedre - 15 cm	20 cm	Øvre - 20 cm Nedre - 30 cm
Forsterk.lag	30 cm	30 cm	46 cm	Brukes ikke
Frosts.lag	Frostfri dybde	Ut fra bæreevnen til undergrunn	30-40 cm	Brukes ikke
Tot. tykkelse	2,4 meter	1,5 meter	1,1 meter	0,75 meter
Beregningsmetode	Empirisk	Empirisk	Mekanistisk- empirisk	Empirisk

4 | Forskerspørsmål

I denne oppgaven blir det sett på hva slags påvirkning etterregnede E-moduler fra falloddsmålinger har på overbygninger beregnet i PMS Objekt. I tillegg til dette er det et ønske å se hvordan overbygningene dimensjonert i PMS Objekt, både med og uten etterregnede E-moduler, blir i forhold til overbygninger beregnet ved hjelp av håndbok N200. Med bakgrunn i dette har følgende forskerspørsmål blitt utarbeidet:

Hvordan endres overbygningstykkelser ved bruk av mekanistisk-empirisk dimensjonering sammenlignet med den empiriske?

For å kunne besvare dette spørsmålet er det kommet frem til følgende underspørsmål:

- Hvilke faktorer påvirker E-moduler etterregnet fra falloddsmålinger?
- Hvordan er de etterregnede E-modulene fra falloddsmålingene sammenlignet med standardmodulene i PMS Objekt?
- Hvordan påvirker etterregnede E-moduler fra falloddsmålinger overbygningstykkelser beregnet ved hjelp av mekanistisk-empirisk dimensjonering?

4.1 Avgrensninger

- Noen steder benyttes betong som vegdekke i overbygningen, men i denne oppgaven blir det kun sett på løsninger som benytter seg av bituminøse materialer.
- Det blir kun dimensjonert overbygninger hvor det blir benyttet frostsikringslag.
- Materialvalg blir ikke begrunnet i detalj.
- PMS Objekt er det eneste ME-dimensjoneringsprogrammet det blir sett på i denne oppgaven.
- Det blir ikke etterregnet E-moduler for undergrunn, kun for lagene i overbygningen.
- Det blir ikke sett på hvordan reduksjon eller økning av overbygningstykkelser påvirker kostnad og miljø.

5 | Case

For å kunne besvare forskerspørsmålet har det blitt valgt å se på to ulike vegprosjekter som case. Dette er E6 Soknedal og E39 Lønset-Hjelset. Bakgrunnen for valget av nettopp disse prosjektene er den samme dimensjoneringsklassen og den tilnærmet like ÅDT-verdien. Det var i tillegg et ønske fra Sweco å se på hvordan overbygningstykkelsene ble med den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen på de to prosjektene.

Området de to ulike vegprosjektene ligger i skiller seg stort. E6 Soknedal ligger i et innlandsklima med kalde vintre, mens E39 Lønset-Hjelset ligger langs kysten på Vestlandet og frostproblematikken er dermed ikke så stor som den er i Innlandet. I Fig. 5.1 er E6 Soknedal markert med grønn sirkel, mens E39 Lønset-Hjelset er markert med blå sirkel. Områdeforskjellen gjør at innvirkningen frost har på overbygningen kan sammenlignes. I de to følgende kapitlene blir vegprosjektene beskrevet videre.



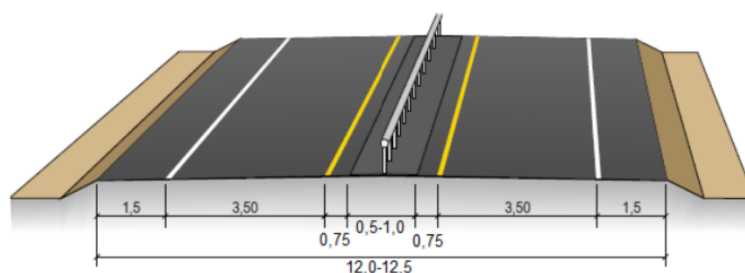
Figur 5.1: Oversikt over case-prosjektene. Hentet fra vegkart [67].

5.1 E6 Soknedal

E6 Soknedal er et vegprosjekt i Midtre Gauldal kommune i Trøndelag som ble åpnet i oktober 2020 [68]. Vegparsellen er 6,5 km lang hvorav 3,6 km av disse går i tunnel. AF har vært totalentreprenør for vegprosjektet og Sweco har vært med som rådgiver. Vegen er dimensjonert iht. vegklasse H5 etter håndbok N100 utgitt i 2019 [69], som tilsvarer vegklasse H2 etter håndboken utgitt i fjor [70].

Tverrprofilen for en slik veg er vist i Fig. 5.2, og kan bygges som både to- og trefeltsveg. I dette vegprosjektet ble det benyttet en kombinasjon av disse. Byggingen av vegen var estimert til å ha en total kostnad på 1,6 milliarder kroner. For dimensjoneringen av overbygningen til vegen ble det brukt følgende verdier, som er tilsendt fra veileder i Sweco [71]:

- ÅDT - 5900
- ÅDT_T - 21% - 1239
- Telefarlighetsklasse - T4, silt og leire, $C_u \geq 50$ kPa
- Bæreevnegruppe - 6



Figur 5.2: Tverrprofil av en veg i klasse H2 (mål i m). Hentet fra N100 (2021) [70].

5.2 E39 Lønset-Hjelset

E39 Lønset-Hjelset er et pågående vegprosjekt i Molde kommune i Møre og Romsdal som er planlagt ferdigstilt i 2023 [72]. Denne vegparsellen er 9,3 km lang, og samtlige av disse skal bygges i dagen (ingen tunneler). På dette prosjektet er Bertelsen & Garpestad totalentreprenør og Sweco er med som rådgiver. Som nevnt i innledningen er det brukt samme dimensjoneringsklasse her som på E6 i Soknedal. Det blir også her benyttet en kombinasjon av to- og trefeltsveg. Prosjektet har en estimert total kostnad på 1,3 milliarder kroner. For dimensjoneringen av overbygningen til vegen ble det brukt følgende verdier. I likhet med case-prosjektet på E6 er også denne tilsendt fra veileder i Sweco [73]:

- ÅDT - 7900
- ÅDT_T - 15% - 1185
- Telefarlighetsklasse - T4, silt og leire, $C_u \geq 50$ kPa
- Bæreevnegruppe - 6

6 | Metode

I dette kapitlet presenteres metodene som er blitt brukt for å kunne besvare forskerspørsmålet. Metodene benyttet i denne oppgaven har hovedsakelig vært kvantitative. Kunnskapsbakgrunnen er skrevet med erfaring fra tidligere oppgaver, hvor det har blitt supplementert med informasjon fra litteraturstudie der det har vært mangelfull kunnskap. Fremgangsmåten for litteraturstudien blir beskrevet i dette kapitlet. I tillegg til litteraturstudien blir det også beskrevet hvordan det har blitt dimensjonert, både med empiriske og mekanistisk-empiriske dimensjoneringsmetoden.

6.1 Fremdriftsplan

I forbindelse med kravene som er gitt for å levere masteroppgaven og for å sikre tilstrekkelig fremdrift i arbeidet med oppgaven har det blitt utarbeidet en fremdriftsplan i Microsoft Project. Utarbeidelsen av denne planen var noe av det første som ble gjort i denne oppgaven. Derfor ble de ulike aktivitetenes varighet og plassering grovt estimert. Fremdriftsplanen er vist i vedlegg D.

6.2 Kommunikasjon

Kommunikasjonen mellom undertegnede og veiledere i oppgaven har i hovedsak foregått gjennom veiledningsmøter. I starten av oppgaven var planen å avholde møter annenhver uke med Sweco, men det ble raskt klart at det heller var bedre å avholde disse møtene når det var behov for det. Oppstartsmøte med veileder ved UiA ble ikke avholdt før i midten av februar pga. sykdom. Men etter dette ble det også her lagt opp til at undertegnede skulle ta kontakt om det var behov for veiledningsmøter.

Når det skulle avholdes møter med veileder, både ved UiA og ved Sweco, ble dette avtalt noen dager på forhånd. Etter at avtalen om møte var inngått, ble det sendt ut en agenda for møtet med ulike punkter/problemstillinger som skulle gjennomgås slik at alle parter kunne stille forberedt. Veiledningsmøtene ble enten avholdt fysisk eller over Microsoft Teams. Når det oppsto mindre spørsmål underveis i oppgaven har det blitt korrespondert over e-post eller telefon. Det er blitt utarbeidet møtereferat for samtlige av veiledningsmøtene, som vist i vedlegg E.

6.3 Litteraturstudie

Fra Sweco ble det tidlig i oppgaven klart at det var ønskelig å se på hvordan overbygningene dimensjoneres i andre land og at deler av litteraturstudien i oppgaven kom til å fokusere på dette. Når litteraturstudien startet var målet å finne tilsvarende standarder som N200 i de andre landene, men det viste seg at det var stor variasjon i hvor tilgjengelige disse standardene var. Den svenske standarden [25] var den eneste som lå like tilgjengelig som den norske. Informasjonsmengden var også god nok til å kunne sammenligne disse håndbøkene direkte opp mot hverandre. For Østerrike og Canada (Britisk Columbia), var det derimot svært vanskelig å finne standarder lik N200. Det ble forsøkt søk i akademiske dokumenter via ScienceDirect, Researchgate og Google Scholar, samt ordinære Google-søk med søkeord som potensielt kunne gi resultater. Tross flere søk på de nevnte sidene var søkeresultatene begrensede. Noen kilder inneholdt informasjon som kunne brukes til å få grunnleggende forståelse, men ikke nok til å få god oversikt over hvordan overbygningene blir dimensjonert i disse landene. Med bakgrunn i disse utfordringene, og for å forsikre at det ble brukt de riktige standardene/dokumentene i oppgaven, ble det tatt kontakt via e-post med vegdirektoratene i de nevnte landene for å få tilsendt de korrekte standardene/dokumentene [57], [60], [64]–[66].

Teorigrunnlaget for de ulike lagene i overbygningen bygger på tidligere erfaringer fra undertegnedes bacheloroppgave [74], og informasjon gitt i håndbok N200 [1]. Der det har manglet kunnskap eller informasjon i håndboken om de ulike lagene har dette blitt hentet inn fra rapporter utgitt av Statens vegvesen eller andre fagartikler.

Mekanistisk-empirisk dimensjonering i sin helhet var nytt for undertegnede da oppgaven ble igangsatt. Dokumenter som beskrev det mest generelle om denne formen for dimensjonering lå enkelt tilgjengelig på nettet, og spesielt Statens vegvesen sin lærebok i vegteknologi [9] ble benyttet. Dokumenter som gikk i dybden på falloddsmålinger og etterregning ble tilsendt fra Tatek Fekadu Yideti i Vegdirektoratet. Disse dokumentene omfattet både rapporter og standarder fra USA. Stort sett ble det benyttet en rapport skrevet av T.B. Ellis om etterregninger [49], og den amerikanske standarden som beskriver både etterregninger og falloddsmålinger [51]. Der det manglet, eller informasjonen var uklar, ble den norske håndboken om feltundersøkelser [48] brukt som supplement.

Det ble også tatt kontakt via e-post med Trafikverket i Sverige. Dette for å skaffe tilstrekkelig informasjon om bruken av dimensjoneringsprogrammet PMS Objekt. Gjennom korrespondansen ble det tilsendt dokumenter både for hvordan programmet skal brukes [27], og for hvordan det brukes iht. det gjeldende regelverket i Sverige [28].

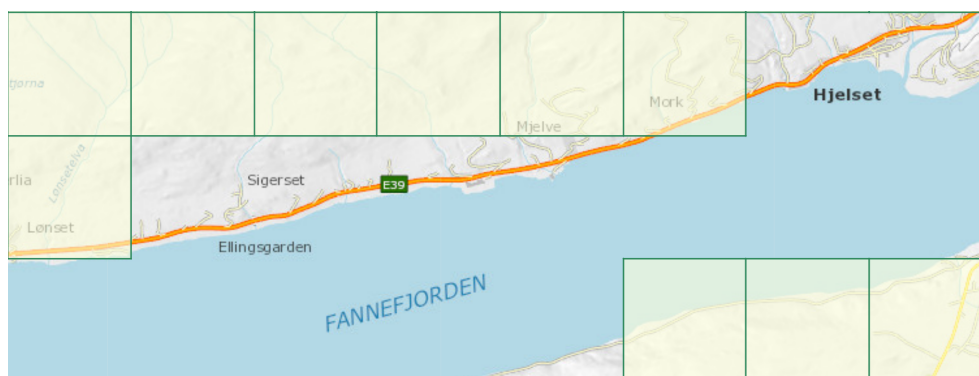
6.4 Dimensjonering

6.4.1 Empirisk dimensjonering - N200

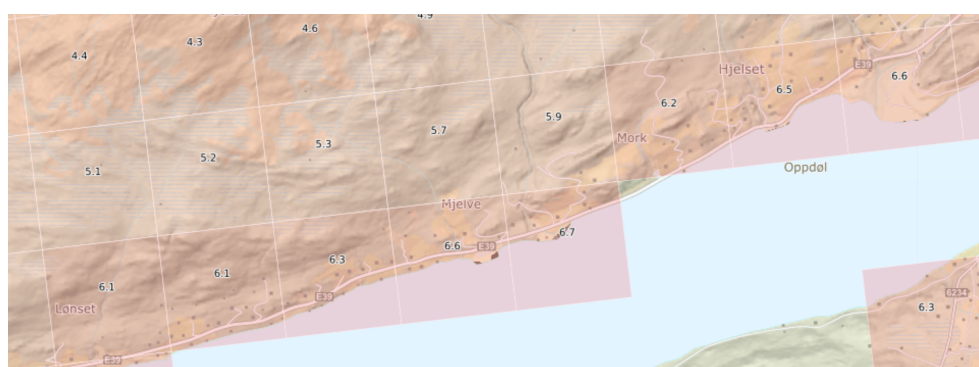
Som allerede beskrevet i kapittel 3.2.1 ble den empiriske dimensjoneringen gjort iht. håndbok N200 [1]. Første delen av denne dimensjoneringen var å beregne vegens trafikkbetlastning ved hjelp av

ligning (3.1), med bakgrunn i tallene innhentet fra case-prosjektene. Etter denne belastningen var beregnet ble det gått videre for å finne hva slags dekketykkelse som var nødvendig ut fra vegens ÅDT i åpningsåret, som vist i Tab. 3.5. Deretter kunne bærelagstykkelsen og materialet som skulle benyttes i dette laget bestemmes ut fra Tab. 3.6. Når tykkelsen på både vegdekket og bærelaget var utregnet kunne vegens bærelagsindeks regnes ut for å sjekke at denne var innenfor kravene gitt i Tab. 3.2.

For dimensjoneringen av de to siste lagene, forsterknings- og frostsikringslaget, måtte det brukes klimadata og geotekniske rapporter [75], [76] fra case-prosjektene. Klimadataene ble innhentet fra Statens vegvesen sine kart for frostsone [77] og årsmiddeltemperatur [78]. Frostsonekartet, som vist i Fig. 6.1, inneholder spesifikk data ang. frostmengden innenfor hver rute i rutenettet. Før frostmengden ble funnet var det nødvendig å finne den dimensjonerende frostmengden for vegen, ut fra Tab. 3.9. Etter den dimensjonerende frostmengden var funnet kunne den endelige frostmengden beregnes. Dette ble gjort ved å analysere den individuelle frostmengden i rutene på 1x1 km der vegen passerte igjennom. Analysen som ble gjennomført gjorde at det var mulig å regne ut en gjennomsnittlig frostmengde for alle rutene som var gjeldende for vegparsellen.



Figur 6.1: Frostsonekart. Hentet fra SVV [77].



Figur 6.2: Årsmiddeltemperaturkart. Hentet fra SVV [78].

Når det kommer til årsmiddeltemperaturen ble denne beregnet med utgangspunkt i årsmiddeltemperaturkartet i Fig. 6.2. I likhet med beregningen av frostmengden ble det også her funnet en gjennomsnittsverdi av årsmiddeltemperaturen for de rutene i rutenettet som vegparsellen krysser.

Metoden for å beregne behovet for frostsikring videre varierer for hva slags materiale det skal frostsikres med. I de tilfellene der det ble valgt å frostsikre med steinmaterialer ble grunnlaget for denne beregningen dannet ved å følge Fig. 3.6. Først ble det valgt hvilket steinmateriale som skulle brukes og deretter ble frostdybden funnet vha. frostmengden som var funnet etter analysen beskrevet i forrige avsnitt. Dersom årsmiddeltemperaturen ikke er $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ ble frostdybden korrigert iht. Tab. 3.11. Der det har vært nødvendig å korrigere frostdybden har dette blitt gjort ved å interpolere mellom de aktuelle verdiene.

Når det ble dimensjonert med skumglass/lettklinker eller XPS-plater har metoden vært en annen. For skumglass/lettklinker ble Fig. 3.7 brukt, mens for XPS-plater ble Fig. 3.8 brukt. Årsmiddeltemperaturen og frostmengden har her vært førende for å danne et krysningspunkt i diagrammet til venstre. Som det utgår av eksempeltegningene i figurene, og i metoden beskrevet i læreboken for vegteknologi [9, s. 298], har det blitt dratt en linje fra krysningspunktet mellom årsmiddeltemperaturen og frostmengden over til den nødvendige tykkelsen mot undergrunn (nedre frostsikringslag). Og deretter en vertikal linje ned for å finne isolasjonstykkelsen.

Etter det ble bestemt på hvilken måte overbygningen skal frostsikres, ble tykkelsen på forsterkningslaget dimensjonert ut fra Tab. 3.8. Faktorene som spiller inn for valget av tykkelsen på dette laget er allerede beskrevet i kapittel 3.3.3. Som også beskrevet i nevnte kapittel har denne tykkelsen blitt delt på lastfordelingskoeffisienten for å finne den endelige tykkelsen på forsterkningslaget. Tykkelsen på frostsikringslaget, gitt at det ble benyttet steinmateriale, ble deretter funnet ved å subtrahere alle lagtykkelsene fra den totale nødvendige overbygningstykkelse (frostdybden). Overbygningstykkelsen ble avslutningsvis kontrollert mot styrkeindeksen som ble beregnet ut fra ligning (3.2).

6.4.2 Bruk av Microsoft Excel

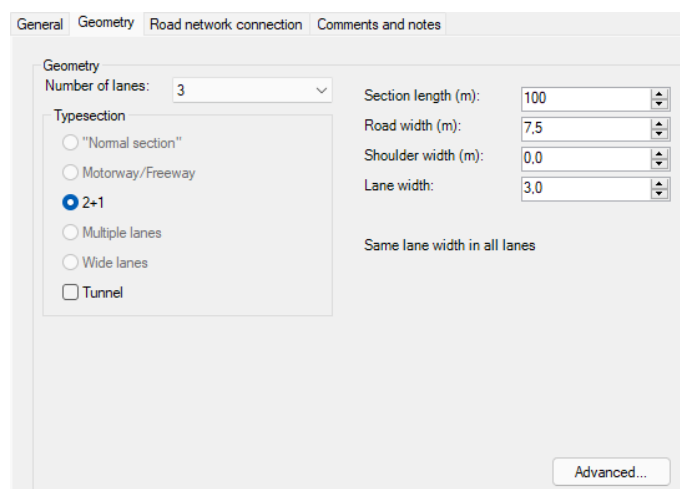
For å forenkle prosessen med å dimensjonere overbygningene ved hjelp av den empiriske dimensjoneringen ble det utarbeidet et regneark i Microsoft Excel etter den første dimensjoneringen hadde blitt gjort for hånd. I regnearket er antall nødvendige inputs redusert til det minimale. Ønsket var at alle lagtykkelser og materialer skulle opptre automatisk etter trafikkbelastningen var beregnet. Det viste seg likevel å være utfordrende da mange av lagene krever utallige inputs for å få noe form for utdata. Dette gjelder spesielt for de to nederste laget i overbygningen. For å beregne tykkelsen til forsterkningslaget er man – i tillegg til trafikkgruppen – avhengig av materialet i frostsikringslaget sin bæreevnegruppe, telefarlighetsklasse, samt hva slags materiale som skal benyttes i forsterkningslaget. I frostsikringslaget var det også komplisert å effektivisere prosessen da tykkelsen på frostdybden som brukes i beregningene er avhengig av diagrammet som er vist i Fig. 3.6.

Excel-regnearket ble dermed brukt på følgende måte. Inndataene som trengtes for å beregne hvilken trafikkgruppe vegen tilhører er ÅDT_T og fordelingsfaktoren; de andre verdiene er standardverdier gitt i formelen på forhånd. Trafikkgruppen ble da automatisk beregnet, og pga. formateringen i regnearket ble også tykkelsen på både vegdekket og bærelaget beregnet. Det samme ble materialene som kan benyttes i de tre øverste lagene. Manuelle beregninger var nødvendig for å beregne tykkelsen til forsterknings- og frostsikringslaget. Fremgangsmåten for denne beregningen er allerede

forklart i foregående kapittel. Arket ble formatert slik at bærelags- og styrkeindeksen ble beregnet automatisk, så lenge lastfordelingskoeffisientene og tykkelsen på de ulike lagene allerede var funnet. Felles for samtlige av de empiriske dimensjoneringene i oppgaven var at det først ble beregnet med steinmaterialer som isolasjonsmateriale, deretter med skumglass/lettklinker og til slutt med XPS-plater.

6.4.3 Mekanistisk-empirisk dimensjonering - PMS Objekt

Den første delen av bruken med PMS Objekt gikk med på å gå grundig igjennom den tilsendte brukermanualen [27]. Programmet er to-delt for om det skal dimensjoneres for en ny veg eller om det er en eksisterende overbygning som skal utbedres. I denne oppgaven er det den førstnevnte delen som har ble benyttet, da ingen av case-prosjektene inneholdt noen form for utbedringer av eksisterende overbygninger. Det første som ble gjort var å velge hvilken klimasone som vegen tilhørte, iht. Fig. 3.4. Her ble det gjennomført en analyse, hvor klimadataene og den geografiske plasseringen til case-prosjektene ble sammenlignet med det typiske klimaet i klimasonene og deres geografiske plassering. Dette gjorde at de to prosjektene kunne plasseres inn i hver sin klimasone, på tross av at prosjektene ikke ligger i Sverige. I tillegg til klimasonen måtte også vegens geometri og hvor lang levetid vegen skulle ha defineres. Inndataene som var nødvendig for vegens geometri er vist i Fig. 6.3.

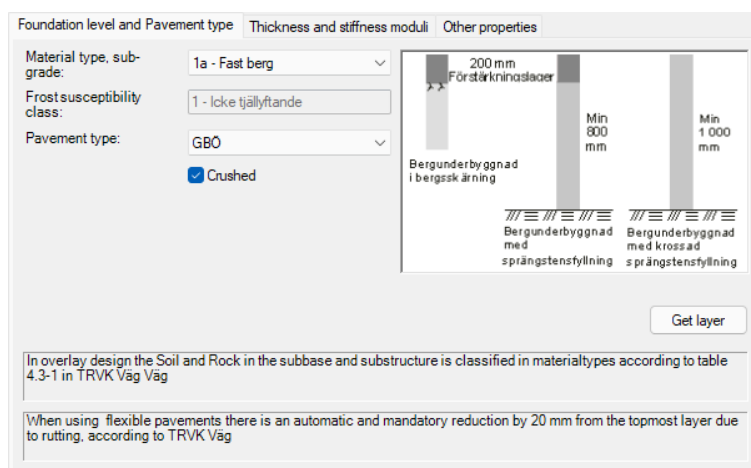


The screenshot shows the 'Geometry' tab in the PMS Objekt software. The 'Number of lanes' is set to 3. Under 'Typesection', the '2+1' option is selected. The 'Section length (m)' is 100, 'Road width (m)' is 7.5, 'Shoulder width (m)' is 0.0, and 'Lane width' is 3.0. There is a checkbox for 'Tunnel' which is unchecked. An 'Advanced...' button is visible at the bottom right.

Figur 6.3: Inndata veggeometri i PMS Objekt. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

Etter de nødvendige inndataene ble definert kunne dimensjoneringsdelen i PMS Objekt begynne. Vegens trafikkbelastning ble beregnet gjennom trafikkmodellen, som er beskrevet i kapittel 3.2.3. Deretter kunne oppbygningen av overbygningen bestemmes. Denne var avhengig av hva slags overbygningstype (se kapittel 3.6.2) og hva slags undergrunn vegen tilhører, som vist i Fig. 6.4. Etter disse faktorene er bestemt gir programmet tykkelsen på de ulike lagene med deres tilhørende E-moduler i de ulike klimaperiodene.

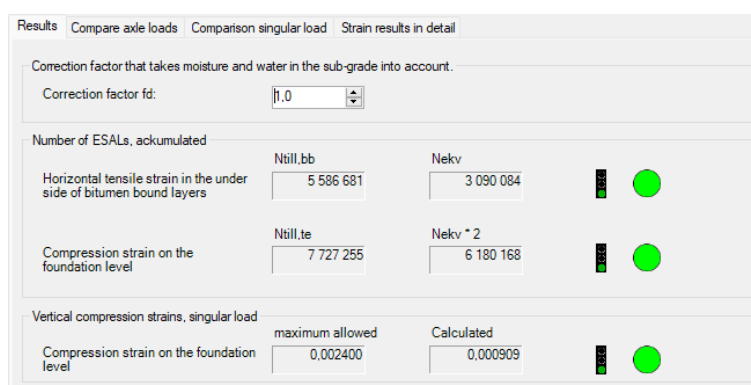
Neste steg i PMS Objekt var å sjekke om lagtykkelsene programmet hadde kommet frem til var tilstrekkelige i forhold til både bæreevne og telehiv. Til dette ble skademodellen og telemodellen



Figur 6.4: Valg av overbygningstype og undergrunn i PMS Objekt. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

i programmet benyttet. Hvis overbygningstykkelsen var tilstrekkelig dimensjonert i forhold til bæreevnen vises det grønne trafikklys, som vist i Fig. 6.5. Det er også mulig at det opptrer gule eller røde lys. Dette indikerer at overbygningen enten er akkurat innenfor, eller utenfor kravene. Om resultatet fra skademodellen ga røde lys ble det dimensjonert videre med nye lagtykkelser frem til en akseptabel løsning var nådd.

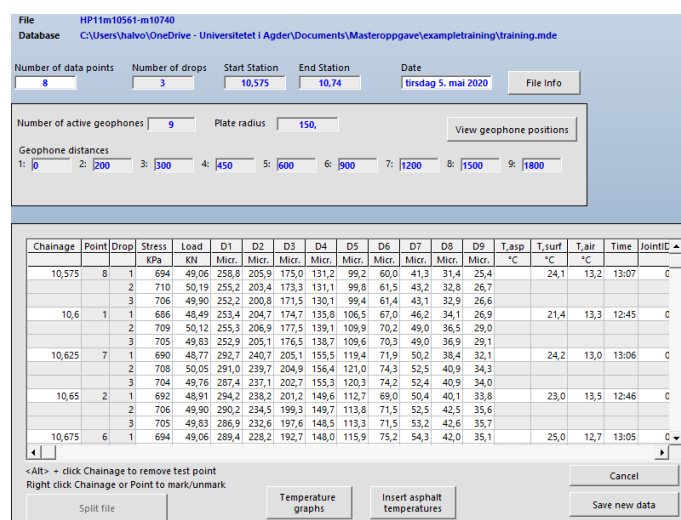
Telemodellen ble brukt på tilnærmet lik måte som skademodellen. For å kunne benytte seg av denne modellen måtte det velges en VViS-stasjon. Siden VViS-stasjonene baserer seg på data fra Sverige, ble det her valgt stasjoner som hadde tilsvarende klima som for hvert av case-prosjektene. Ut fra telemodellen ble det funnet ut om overbygningen var tilstrekkelig dimensjonert for å kunne motstå telehiv. I tillegg til dette ble det også kalkulert hvor stort det maksimale telehivet vil kunne bli. Også her måtte overbygningen dimensjoneres på nytt om det kalkulerte frosthivet var større enn det tillate.



Figur 6.5: Kontroll av vegoverbygningens bæreevne i PMS Objekt. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

6.5 Elmod

Når det skulle gjennomføres etterregninger i Elmod var det avhengig av at det ble lagt inn data fra falloddsmålinger. Disse målingene ble tilsendt fra Tatek Fekadu Yideti som hadde hentet inn disse fra Nasjonal vegdatabank (NVDB) [80]. Filene ble tilsendt som database i Microsoft Access som kunne importeres direkte inn i Elmod, som vist i Fig. 6.6. Som det også vises i figuren er det utallige data som inngår i disse databasene. For alle falloddsmålingene har det blitt brukt ni ulike nedbøyningsensorer, som har gitt forskjellige nedbøyninger og dannet et nedbøyningsbasseng. Dataene inneholder også temperaturdata for overflaten av vegdekket og lufttemperaturen. Målinger av temperaturen i asfalten var utført for falloddsmålingene brukt til det ene case-prosjektet, mens for det andre måtte disse temperaturene legges inn manuelt.



The screenshot shows the Elmod software interface for importing data. At the top, there are fields for 'Number of data points' (8), 'Number of drops' (3), 'Start Station' (10,575), 'End Station' (10,74), and 'Date' (Tirsdag 5. mai 2020). Below these are fields for 'Number of active geophones' (9) and 'Plate radius' (150). A section for 'Geophone distances' lists values from 0 to 1800. The main part of the interface is a table with columns for Chainage, Point, Drop, Stress, Load, and various D1-D9 measurements, along with temperature and time data. The table contains multiple rows of data points. At the bottom, there are buttons for 'Split file', 'Temperature graphs', 'Insert asphalt temperatures', 'Cancel', and 'Save new data'.

Chainage	Point	Drop	Stress	Load	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T.asp	T.surf	T.air	Time	Joint/E	
			KPa	KN	Micr.	Micr.	Micr.	Micr.	Micr.	Micr.	Micr.	Micr.	Micr.	°C	°C	°C			
10,575	8	1	694	49,06	258,8	205,9	175,0	131,2	99,2	60,0	41,3	31,4	25,4		24,1	13,2	13:07	0	
		2	710	50,19	255,2	203,4	173,3	131,1	99,8	61,5	43,2	32,8	26,7						
		3	706	49,90	252,2	200,8	171,5	130,1	99,4	61,4	43,1	32,9	26,6						
10,6	1	1	686	48,49	253,4	204,7	174,7	135,8	106,5	67,0	46,2	34,1	26,9		21,4	13,3	12:45	0	
		2	709	50,12	255,3	206,9	177,5	139,1	109,9	70,2	49,0	36,5	29,0						
		3	705	49,83	252,9	205,1	176,5	138,7	109,6	70,3	49,0	36,9	29,1						
10,625	7	1	690	48,77	292,7	240,7	205,1	155,5	119,4	71,9	50,2	38,4	32,1		24,2	13,0	13:06	0	
		2	708	50,05	291,0	239,7	204,9	156,4	121,0	74,3	52,5	40,9	34,3						
		3	704	49,76	287,4	237,1	202,7	155,3	120,3	74,2	52,4	40,9	34,0						
10,65	2	1	692	48,91	294,2	238,2	201,2	149,6	112,7	69,0	50,4	40,1	33,8		23,0	13,5	12:46	0	
		2	706	49,90	290,2	234,5	199,3	149,7	113,8	71,5	52,5	42,5	35,6						
		3	705	49,83	286,9	232,6	197,6	148,5	113,3	71,5	53,2	42,6	35,7						
10,675	6	1	694	49,06	289,4	228,2	192,7	148,0	115,9	75,2	54,3	42,0	35,1		25,0	12,7	13:05	0	

Figur 6.6: Import av falloddsmålinger til Elmod. Skjerm bilde fra Elmod [81].

Etter dataene fra falloddsmålingene var lagt inn måtte informasjonen om lagtykkelsene og de tilhørende startmodulene legges inn. Her ble det brukt lagtykkelsene som er gitt i F-tegningene eller fra oppgravingsprøver om det var nødvendig, samt startmoduler som er gitt i læreboken for vegteknologi [9]. Siden Elmod ikke klarer å garantere et godt resultat av etterregningen når det benyttes tynne lagtykkelser, så ble alle de bitumiøse lagene i overbygningen samlet til et lag [82]. Slik at overbygningen besto av totalt tre lag. I tillegg måtte det, der vegstrekningen besto av både fyllinger og skjæringer, seksjoneres inn for hvor skillet mellom disse var pga. variasjonen i undergrunnens stivhet. Seksjoneringen ble gjort ved å analysere vegkartet for hvor vegen hadde frostsikringslag, og ikke.

Etterregningen ble påbegynt etter informasjonen om lagene var lagt inn. Anbefalingene gitt i kurset gjorde at DBF-metoden ble benyttet, for å kunne oppnå så gode resultat som mulig. Det teoretiske nedbøyningsbassenget ble først beregnet og deretter sammenlignet med det målte nedbøyningsbassenget fra falloddsmålingene. Dataene som kom ut av etterregningen ble deretter eksportert inn i et regneark i Excel. Regnearket gjorde at det var enklere å se avvik i falloddsmålingene som kunne være med å påvirke E-modulene fra etterregningen. Dette kunne være faktorer som

bruer, kulverter, eller rør under i overbygningen. Denne prosessen var svært tidkrevende da mange kilometer med veg måtte undersøkes for disse elementene. Der det ble observert avvik i målingene ble det gått inn i vegkartet til Statens vegvesen for å se hva slags element som utgjorde avviket [67]. Dersom de observerte elementene samsvarte med avvikene i falloddsmålingene ble disse fjernet siden de hadde betydelig innvirkning på de etterregnede E-modulene. Når disse var fjernet kunne gjennomsnittsverdien, standardavviket og variasjonskoeffisienten for etterregningen beregnes. Hvis variasjonskoeffisienten til etterregningen ikke var i nærheten av 20-30% måtte det itereres videre, da en verdi rundt 20% anses som gode, homogene data [82]. Opp mot 40% kan også aksepteres i enkelte tilfeller. Om det måtte itereres videre ble den gjennomsnittlige E-modulen fra etterregningen for de ulike lagene brukt som startmodul for den neste etterregningen. Denne prosessen ble iterert videre helt til variasjonskoeffisienten kunne betraktes som tilfredsstillende.

Når E-modulene fra etterregningen skulle benyttes i PMS Objekt måtte det etterregnes på nytt med referansetemperaturene gitt i Tab. 3.3. Disse referansetemperaturene ble lagt inn der materialeegenskapene til “asphalt concrete” endres i programmet. Når referansetemperaturen var lagt inn for de ulike årstidene ble det etterregnet på nytt med samme metode som beskrevet i forrige avsnitt. Et viktig steg i denne prosessen er at man før det etterregnes må huke av for at resultatet av etterregningen skal vises justert ift. referansetemperaturen. Om ikke dette gjøres vil Elmod vise resultat ut fra den temperaturen som er brukt i den opprinnelige etterregningen. Etter gjennomsnittsverdiene for E-modulene for de ulike årstidene var klare ble disse lagt inn i PMS Objekt slik at overbygningstykkelsene kunne bergenes på nytt med etterregnede E-moduler.

6.6 Tegning av overbygning

Etter overbygningene var dimensjonert med N200 og PMS Objekt ble det laget F-tegninger [83] for disse. Dette ble gjort for å illustrere overbygningene. Tegningene ble utarbeidet i AutoCAD iht. kravene som er stilt i håndbok R700 i forhold til hvilke hatcher osv. som skal brukes for de ulike lagene i overbygningen.

7 | Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene som er kommet frem gjennom dimensjoneringen av overbygningene for de to case-prosjektene. Deretter presenteres etterregningene gjennomført i Elmod og til slutt hva slags innvirkning disse etterregningene har på overbygningstykkelsene dimensjonert i PMS Objekt.

7.1 E6 Soknedal - Dimensjonering

For å dimensjonere overbygningstykkelsene til E6 Soknedal ble det brukt både N200 og PMS Objekt. Dette kapitlet er dermed todelt hvor den ene delen tar for seg resultatene når det har blitt dimensjonert med N200 og den andre delen tar for seg resultatene dimensjonert med PMS Objekt. Kapittel 7.2 som omhandler det andre case-prosjektet, er bygget opp på likt måte.

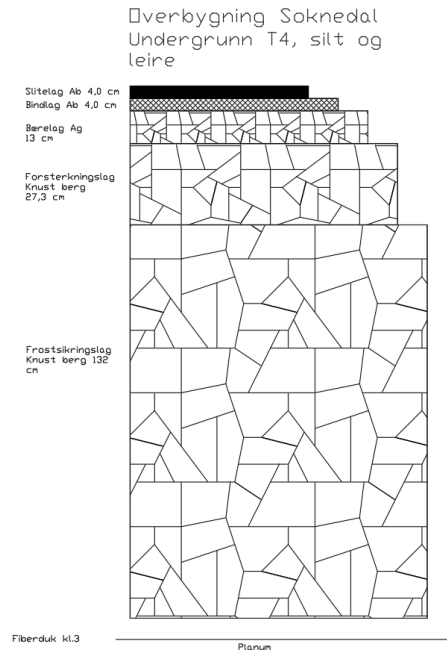
7.1.1 Dimensjonering med N200

Den første dimensjoneringen som ble gjort iht. N200 ble gjort for hånd som metoden beskrevet i kapittel 6.4.1. Bakgrunnen for dette er i hovedsak for å vise i detalj hvordan denne prosessen foregår, men også for å kontrollere at Excel-arket (vedlegg B) som har blitt utarbeidet ikke inneholder feil og/eller mangler. Beregningen av trafikkbelastningen ga en verdi rundt 5,5 millioner som tilsier at vegen ligger i trafikkgruppe E. Vegens ÅDT på over 5000 gjorde at tykkelsen på vegdekket ble 8 cm, hvorav 4 cm med slitelag og 4 cm med bindlag. Det ble valgt å benytte asfaltbetong i begge av disse lagene.

Bærelaget får en tykkelse på 13 cm og det ble valgt å bruke asfaltert grus (Ag) som materiale i dette laget, iht. Tab. 3.6. Overbygningens bærelagsindeks ble deretter beregnet til å være 63 som er innenfor kravet for trafikkgruppe E på 62. I likhet som det ble gjort i case-prosjektet ble det også her valgt å frostsikre med sand, grus eller knust berg. Frostmengden er 17810 h°C. Dette gir en frostdybde på 1,95 m etter den har blitt korrigert for årsmiddeltemperaturen, som er på 3,4 °C. Siden ÅDT-en er under 8000 er det den maksimale overbygningstykkelsen, iht. Tab. 3.9, som blir overbygningstykkelsen (1,8 m) for denne overbygningen.

I forsterkningslaget ble det valgt å bruke knust berg. Dette gir en tykkelse på 30 cm ettersom laget legges over et frostsikringslag som ligger i telefarlighetsklasse T1. Lagtykkelsen ble deretter redusert til 27,3 cm når lastfordelingskoeffisienten til knust berg ble tatt i betraktning. Når lagtykkelsene

blir lagt sammen gir det frostsikringslaget en tykkelse på 132 cm. Etter alle lagtykkelsene var klare ble overbygningens styrkeindeks beregnet til å være 238, som er godt over kravet på 152. Hele dimensjoneringen av overbygningen er vist i detalj i vedlegg A og den endelige overbygningen er vist i Fig. 7.1.



Figur 7.1: Overbygning med steinmateriale i frostsikringslag. Egen tegning i AutoCAD [84].

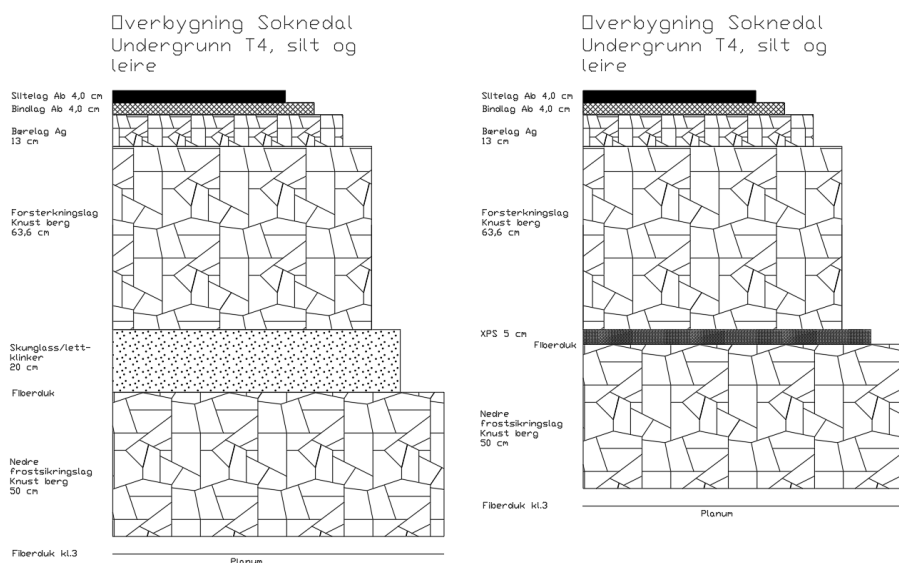
Etter overbygningen med steinmaterialer i frostsikringslaget var dimensjonert ble det, med de samme verdiene, dimensjonert to nye overbygninger. Én overbygning hvor det ble benyttet skumglass/lettklinker som frostsikring og én hvor det ble benyttet XPS-plater. Tykkelsen på de tre øverste lagene blir lik som når det ble benyttet steinmaterialer, men tykkelsen på forsterknings- og frostsikringslaget blir annerledes. Siden både XPS-plater og skumglass/lettklinker ligger i en annen bæreevnegruppe enn steinmaterialene, ble tykkelsen på dette forsterkningslaget 63,6 cm når lastfordelingskoeffisienten er tatt i betraktning. Undergrunnen inneholder silt/leire med $C_u \geq 50$ kPa, som fører til at tykkelsen på det nederste laget mot grunnen ble 50 cm, iht. Tab. 3.10. Isolasjonslaget får da en tykkelse på 5 cm når det benyttes XPS-plater og 20 cm når det benyttes skumglass/lettklinker. Dimensjoneringen av de to overbygningene ble gjennomført i Excel-arket (vedlegg B). I Fig. 7.2 er dimensjoneringen for overbygningen med XPS-plater vist. Resultatet av denne dimensjoneringen, og dimensjoneringen for overbygningen med skumglass/lettklinker, er vist i Fig. 7.3. Ved å bruke XPS-plater blir den totale overbygningstykkelsen 140 cm, mens ved å bruke skumglass/lettklinker blir denne tykkelsen 155 cm.

7.1.2 Dimensjonering med PMS Objekt

I PMS Objekt ble vegens trafikkbelastning beregnet til å være i underkant av 7,4 millioner, når verdiene vist i Fig. 7.4 ble benyttet. Verdiene er hentet fra den svenske håndboken beskrevet i kapittel 3.2.3. For dimensjoneringen ble det valgt å bruke klimasone 4, da områdene i denne klimasonen

Beregning av trafikkbelastning, lgn 3.1 N200		Alle mål er i cm, med mindre annet er oppgitt. Hensvisningene er til HB N200	
ÅDT	5900	Årsdøgntrafikk	
C	2.4	Gjennomsnittlig antall aksler	
E	0.427	Ekvivalensfaktor	Fordelingsfaktor
ÅDT_T	1239	Årsdøgntrafikk, tungtransport	1-feltsveg
f	0.5	Fordelingsfaktor	2-feltsveg
p	2	Årlig trafikkvekst, tungtransport	4-feltsveg
N	5630313.216		6-feltsveg
		Trafikkgruppe	E
Undergrunn, kapittel 3.1.4		Lastfordelingskoeffisienter	
Telefarlighetsklasse	T4 fra tabell 3.2	Varmblandet asfalt og Ag	3
Bærevnegruppe	G fra tabell 3.3	Pukk, kult	1.1
Materiale i bærelag, kapittel 3.1.5.3		Kontroll av bærelagsindeks	
Øvre og nedre bærelag	Ag fra tabell 3.7	Bærelagsindekskrav (fra tabell 3.21)	62
Materiale i forsterkningslag, kapittel 3.1.5.4		Denne overbygningens bærelagsindeks	63
	Knust berg fra tabell 3.8	GODKJENT JA	
Frostsikring bestemmes ut fra kapittel 3.2		Kontroll av styrkeindeks	
Dimensjonerende frostmengde (F_10 eller F_100)	F_10 fra tabell 3.13	Styrkeindekskrav (fra tabell 3.20)	152
Frostmengde	17810.3 fra kart	Denne overbygningens styrkeindeks	188
Årsmiddeltemperatur	3.4 fra kart	GODKJENT JA	
ÅDT	5900	Endelig lagtykkelse	
Kjørefelt	3	Lag	Materiale
Telefarlighetsklasse	T4	Vegdekke	Asfaltbetong (begge lag)
Maks overbygningstykkelse	180 fra tabell 3.13	Bærelag	Asfaltgrus
Frostsikringsmetode (stein, lettklink/skumglass, el. XPS)	XPS	Forsterkningslag	Knust berg
Isolasjonstykkelse	5 fra figur 3.4	Isolasjonslag	XPS
Tykkelse nedre frostsikringslag	50.0 fra figur 3.4	Nedre frostsikringslag	Knust berg
Minimumtykkelse på nederste lag	50.0 fra tabell 3.15	Total overbygningstykkelse	140
Tykkelse vegdekke			
Slite- og bindlag	4,0 over 4,0 fra tabell 3.17		
Tykkelse bærelag			
Brukes Ag i bærelaget (cm)	13 fra tabell 3.19		
Tykkelse forsterkningslag			
Avhengig av bærevnegruppe, telefarlighet	70 fra tabell 3.20		
Endelig tykkelse basert på lastfordeling	63.6		

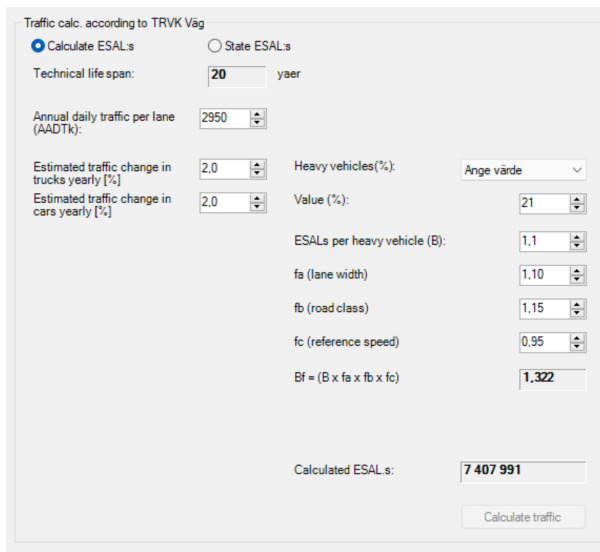
Figur 7.2: Dimensjonering i Excel-arket. Skjerm bilde fra Excel [85].



Figur 7.3: Overbygning med skumglass/lettklinker til venstre, XPS til høyre. Egen tegning i AutoCAD [84].

ligger i nærhet til Soknedal og årsmiddeltemperaturen for Soknedal på 3,4 °C var nesten identisk årsmiddeltemperaturen for Östersund-området som ligger rundt 3,5 °C [86]. Kaxås som ligger nordvest for Östersund ble valgt som VViS-stasjon for dimensjoneringen. Siden overbygningen blir dimensjonert i Norge skal det som beskrevet i kapittel 3.3.6 kun oppstå ett telehiv på ti vintre. Med

bakgrunn i dette og samtaler med veileder, se vedlegg E, ble det valgt å dimensjonere overbygningen slik at det ikke skulle oppstå telehiv (0 mm).



Figur 7.4: Inndata for beregning av trafikkbetasting. Skjermbilde fra PMS Objekt [79].

Neste steg i programmet var å klassifisere undergrunnen. Undergrunnen i Soknedal har som beskrevet tidligere en skjærfasthet ≥ 50 kPa, og iht. TRVK Väg kapittel 4.5.5.1.2 [25, s. 36] blir undergrunnen da klassifisert i klasse 4C. Det ble valgt at det skal benyttes en bergbitumenoverbygning, som er vist i Fig. 3.16. Dette for at overbygningene dimensjonert i programmet skal kunne sammenlignes direkte mot overbygningene dimensjonert vha. N200. I den første dimensjoneringen ble ingen av lagtykkelsene endret. Dette ga et resultat som ikke var tilfredsstillende hverken når det kom til overbygningens bæreevne eller frostsikringsevne, som vist i henholdsvis Fig. 7.5 og Fig. 7.6. Denne dimensjoneringen ble gjennomført med lagtykkelsene vist i Tab. 7.1.

Tabell 7.1: Lagtykkelser brukt i første dimensjonering i PMS Objekt

Lag	Tykkelse
Slitelag	4 cm
Bind-/bærelag	14 cm
Bærelag av stein	8 cm
Forsterkningslag	42 cm
Tot. tykkelse	68 cm

Siden overbygningen ikke tilfredsstillte kravene måtte den iterative prosessen som er vist i flytskjemaet i Fig. 3.3 påbegynnes. Den opprinnelige overbygningen hadde ikke frostsikringslag, og det ble derfor valgt å legge inn et lag på 20 cm for den neste dimensjoneringen. Med dette frostsikringslaget var fremdeles flere av verdiene utenfor det som blir tolerert. Unntaket var den dobbelte trafikkbetastingen ($2N_{ekv}$) som tillates for den vertikale tøyningen i undergrunnen ($N_{till,te}$). Trafikkbetastingen (N_{ekv}) oversteg fremdeles antall aksler som tillates for den horisontale tøyningen under de bituminøse

Correction factor that takes moisture and water in the sub-grade into account.

Correction factor fd:

Number of ESALs, accumulated

Horizontal tensile strain in the under side of bitumen bound layers	Ntill_bb <input type="text" value="5 177 316"/>	Nekv <input type="text" value="8 754 899"/>	
Compression strain on the foundation level	Ntill_te <input type="text" value="4 162 409"/>	Nekv * 2 <input type="text" value="17 509 798"/>	

Vertical compression strains, singular load

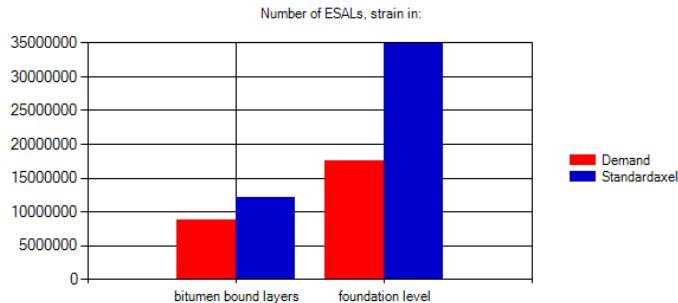
Compression strain on the foundation level	maximum allowed <input type="text" value="0,001000"/>	Calculated <input type="text" value="0,001168"/>	
--	--	---	--

Figur 7.5: Kontroll av overbygningen ift. bæreevne. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

Frost heave Calculated lift (heave) [mm]: <input type="text" value="129"/>	Maximum allowed frost heave [mm]: <input type="text" value="80"/>	Frostdept adjusted, [mm] <input type="text" value="1060"/>	IblFactor <input type="text" value="1,00"/>
--	--	---	--

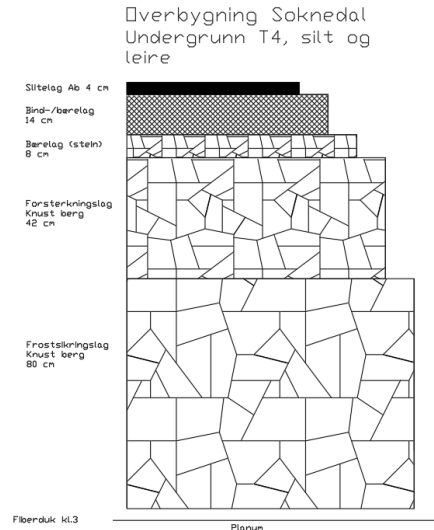
Figur 7.6: Kontroll av overbygningen ift. telehiv og frost. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

lagene. Derfor ble det valgt å øke tykkelsen på frostsikringslaget ytterligere til 30 cm, samt å øke tykkelsen på det bituminøse bærelaget til 16 cm. Denne endringen ga verdier som var langt over de kravene som var gitt i forhold til bæreevne, som vist i Fig. 7.7. Når det kommer til det tillatte telehivet var overbygningen fremdeles langt unna kravet. Lagtykkelsene måtte dermed justeres ytterligere.



Figur 7.7: Overdimensjonert overbygning. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

Etter flere iterasjoner var et endelig resultat klart, som både var innenfor kravene satt ift. bæreevne og tillat telehiv. For å komme frem til dette resultatet ble det valgt å justere på det bituminøse bærelaget og frostsikringslaget. Den endelige lagtykkelsen på disse to lagene ble da henholdsvis 14 og 35 cm. For de andre lagene ble lagtykkelsene som er gitt i TRVK Väg benyttet. Dette ga en overbygningstykkelse på 148 cm. Den endelige overbygningen er vist i Fig. 7.8.



Figur 7.8: Overbygning dimensjonert i PMS Objekt. Egen tegning i AutoCAD [84].

7.2 E39 Lønset-Hjelset - Dimensjonering

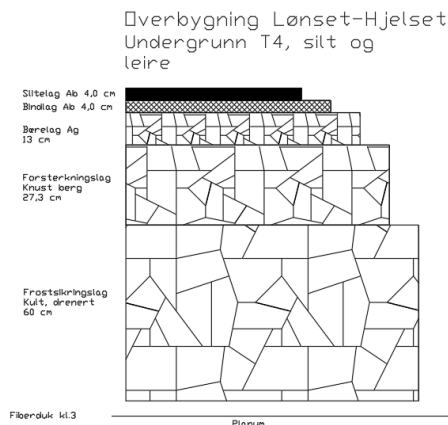
7.2.1 Dimensjonering med N200

Det samme formaterte Excel-arket som ble benyttet i dimensjoneringen for E6 Soknedal ble benyttet for dimensjoneringen for denne overbygningen, se vedlegg C. Etter beregningen av trafikkbelastningen ble det klart at også denne vegen lå i trafikkgruppe E, med en trafikkbelastning på like over fem millioner. Frostdybden ble beregnet til å være 95 cm dersom det ble benyttet ikke telefarlig sand, grus eller knust berg i frostsikringslaget. For å kunne sammenligne direkte med det andre case-prosjektet ble det brukt de samme materialene i denne dimensjoneringen. Dermed fikk vegdekket, bærelaget, og forsterkningslaget den samme tykkelsen. Men på grunn av overbygningens styrkeindeks ikke tilfredstilte kravet ved bruk av ikke telefarlig, sand eller knust berg i frostsikringslaget, ble materialet endret til drenert kult. Dette ga en tykkelse på frostsikringslaget på 60 cm. Overbygningens styrkeindeks ble da på 159 og dermed innenfor kravet på 152. Dette ga en overbygningstykkelse på 109 cm, som vist i Fig. 7.9.

Årsmiddeltemperaturen og frostmengden ble funnet til å være henholdsvis 6,2 °C og 3631 h°C. Ved slike verdier er det umulig å hente ut noen eksakte isolasjonstykkelser fra hverken Fig. 3.7 eller Fig. 3.8. Derfor blir det valgt å bruke minimumstykkelsene for både isolasjonslagene og det nedre frostsikringslaget. Overbygningene ble dermed identiske som de som er dimensjonert for E6 Soknedal, vist i Fig. 7.3.

7.2.2 Dimensjonering med PMS Objekt

I likhet med for E6 Soknedal måtte også trafikkbelastningen beregnes og tilsvarende klimadata bli funnet for dette case-prosjektet. Det ble valgt å bruke klimasone to og Karlstad som VViS-stasjon, da denne stasjonen har samme årsmiddeltemperatur (6,2 °C) som det som er brukt i dimensjoneringen

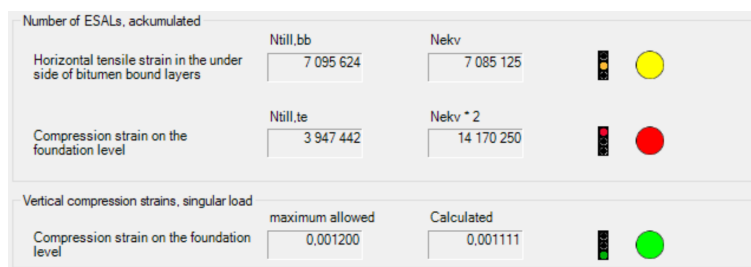


Figur 7.9: Overbygning med steinmateriale i frostsikringslag. Egen tegning i AutoCAD [84].

med N200. For beregningen av trafikkbelastningen ble det benyttet de samme verdiene som for E6 Soknedal, med unntak av verdiene for ÅDT (7900) og ÅDT_T (1185). Materialtypen i undergrunnen og overbygningstypen ble valgt til å være 4C og bergbitumenoverbygning. Det ble også her valgt å dimensjonere for at det ikke skal oppstå telehiv (0 mm). De initiale lagtykkelsene som ble benyttet i dimensjoneringen er vist i Tab. 7.2. Ved å bruke disse tykkelsene ga dette resultatene som vist i Fig. 7.10 og Fig. 7.11.

Tabell 7.2: Lagtykkelser brukt i første dimensjonering i PMS Objekt

Lag	Tykkelse
Slitelag	4 cm
Bind-/bærelag	13 cm
Bærelag av stein	8 cm
Forsterkningslag	42 cm
Tot. tykkelse	67 cm

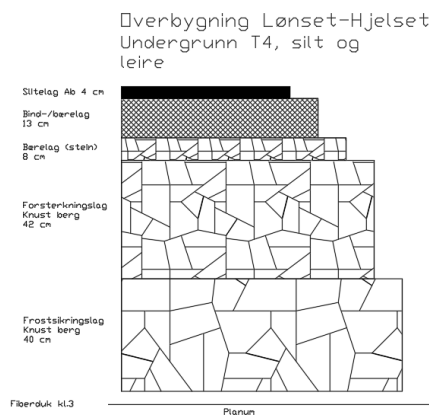


Figur 7.10: Kontroll av overbygningen ift. bæreevne. Skjermbilde fra PMS Objekt [79].

Som figurene viser måtte det gjøres ytterligere justeringer av overbygningstykkelsen for å komme innenfor kravene, både ift. bæreevne og det tillatte telehivet. Ved å legge inn et frostsikringslag på 40 cm tilfredsstilte overbygningen de nevnte kravene. Overbygningen fikk da en total tykkelse på 107 cm, og er vist i Fig. 7.12.

Frost heave Calculated lift (heave) [mm]:	Maximum allowed frost heave [mm]:	Frostdept adjusted, [mm]	IblFactor
78	80	814	1,00

Figur 7.11: Kontroll av overbygningen ift. telehiv og frost. Skjermbilde fra PMS Objekt [79].



Figur 7.12: Overbygning dimensjonert i PMS Objekt. Egen tegning i AutoCAD [84].

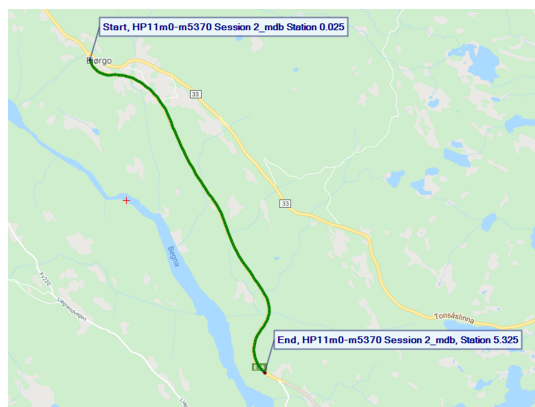
7.3 Etterregning

7.3.1 Etterregning for E6 Soknedal

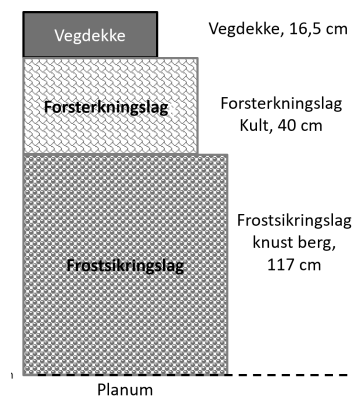
De første falloddsmålingene som skulle etterregnes er utført i mai 2020 i østgående felt på en strekning av E16 nord for Bagn i Valdres. Strekningen er vist i Fig. 7.13 sammen med den tilhørende overbygningen. Vegens overbygning har store likheter med overbygningen til E6 Soknedal og kunne derfor brukes som et direkte beregningsgrunnlag. For å utføre målingene er det brukt falloddsutstyr fra Dynatest med ni ulike nedbøyningsensorer. Sensorene ble plassert med avstandene som er vist i Fig. 3.13. Falloddet ble sluppet tre ganger med en last på 50 kN for hver 50 m langs vegstrekningen. Temperaturen i asfalten ble satt til å være 12 °C, etter anbefalinger gitt i en av kursene til programmet [87]. Lagtykkelsene brukt i dimensjoneringen er deretter seksjonert inn i tre ulike seksjoner, som vist i Tab. 7.3. I vegdekket er det valgt materialet “asphalt concrete”. For både forsterknings- og frostsikringslaget ble det brukt ubundne materialer. Som beskrevet i kapittel 6.5 ble det valgt å benytte seg av DBF-metoden til etterregningen av E-modulene. Og det måtte derfor velges startmoduler for de ulike lagene. Vegdekket er gitt en startmodul på 3000 MPa, forsterkningslaget på 240 MPa og frostsikringslaget fikk en startmodul på 130 MPa.

Tabell 7.3: Seksjonering av falloddsmålinger

Nr.	Seksjon (m)	Vegdekke (mm)	Forsterk.lag (mm)	Frostsikringslag (mm)
1	5 - 2350	165	400	1170
2	2350 - 2683	165	450	-
3	2683 - 5350	165	400	1170



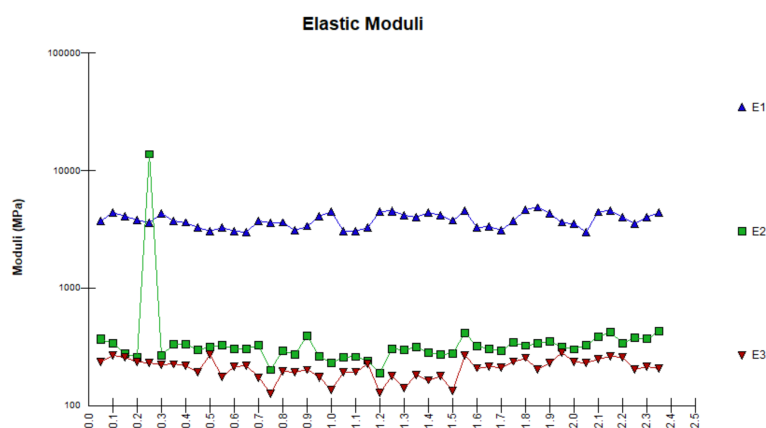
(a) Oversikt over måleområdet



(b) Overbygning med tilhørende lagtykkelser

Figur 7.13: Falloddsmålinger utført i Bagn. Hentet fra dokument [88].

Når disse verdiene var satt begynte etterregningen av E-modulene. Den grafiske fremstillingen av den første etterregningen er vist i Fig. 7.14, 7.15, og 7.16. Alle figurene viser relativt homogene data med enkelte unntak.

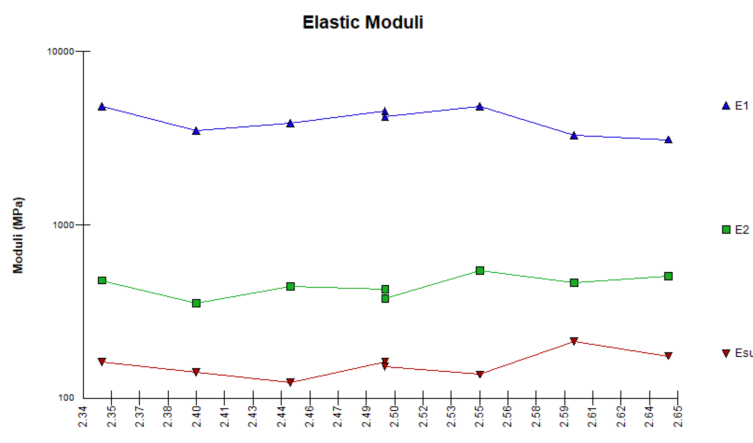


Figur 7.14: Etterregning for seksjon 1 i Elmod (km langs x-akse). Skjerm bilde fra Elmod [81].

Tabell 7.4: Resultat fra etterregning én

	Gjennomsnitt i MPa	Standardavvik	Variasjonskoeffisient
Vegdekke	3978,3	939,9	23,6
Forsterkningslag	336,6	75,2	22,3
Frostsikringslag	271,9	156,7	57,6

Et område som utpeker seg er E-modulene i seksjon 1 mellom profilnummer 200 og 300. I dette intervallet har forsterkningslaget en E-modul på over 10000 MPa. Etter å ha undersøkt i vegkartet viste det seg at det var en bru som gjorde at E-modulen ble så høy, og falloddsmålingene i dette intervallet ble derfor fjernet slik at de ikke hadde innvirkning på de endelige E-modulene fra etterregningen.

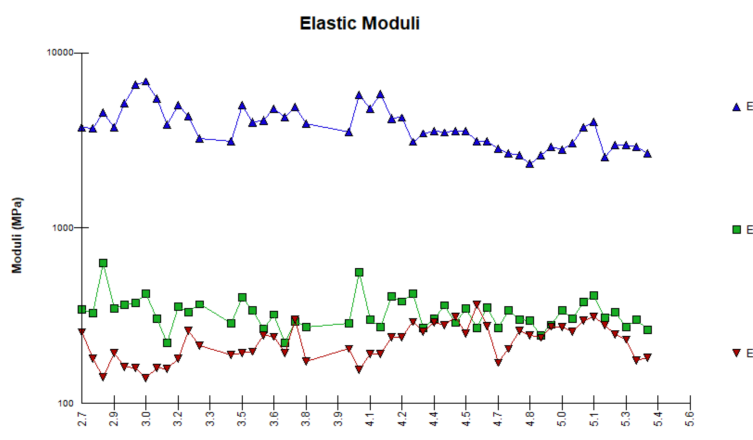


Figur 7.15: Etterregning for seksjon 2 i Elmod (km langs x-akse). Skjerm bilde fra Elmod [81].

Nedbøyningene og E-modulene for alle seksjonene ble deretter lagt inn i Excel-arket som ligger i vedlegg B. I arket ble det beregnet gjennomsnittsverdi, standardavvik og variasjonskoeffisient for E-modulene for de ulike lagene. Verdiene for disse er vist i Tab. 7.4. Som det utgår av figuren er de fleste av variasjonskoeffisientene i nærheten av 20%, med unntak av koeffisienten for frostsikringslaget. Ettersom denne verdien var langt fra det som anses som et gyldig resultat, måtte det etterregnes på nytt. Før denne etterregningen ble det fjernet ytterligere avvik fra målingene. I denne omgang omfattet det i hovedsak stikkrenner og kulverter under veggen for håndtering av vann. Resultatet av denne etterregningen er vist i Tab. 7.5. Økningen av variasjonskoeffisienten for denne etterregningen tilsa at det måtte itereres videre for å finne et resultat som kunne betraktes som akseptabelt.

Tabell 7.5: Resultat fra etterregning to

	Gjennomsnitt i MPa	Standardavvik	Variasjonskoeffisient
Vegdekke	3867,3	857,6	22,2
Forsterkningslag	333,0	76,4	22,9
Frostsikringslag	282,6	243,7	86,3



Figur 7.16: Etterregning for seksjon 3 i Elmod (km langs x-akse). Skjerm bilde fra Elmod [81].

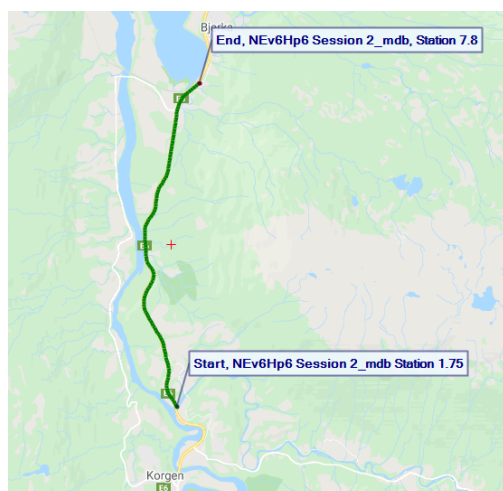
Slik det er vist i Excel-arket ble det gjennomført fire ytterligere etterregninger for å kunne nå en akseptabel variasjonskoeffisient for samtlige lag. I etterregningene ble det observert flere avvik som fjernet. I hovedsak besto disse avvikene av allerede nevnte stikkledninger, men også kombinasjon av ulike materialer i undergrunnen hadde innvirkning på resultatet. Alle avvikene som oppsto er beskrevet og deretter fjernet i Excel-arket. Den endelige etterregningen uten vesentlige avvik ga E-modulene vist i Tab. 7.6. Verdiene for seksjon 2 er vist i parentes.

Tabell 7.6: Endelige E-moduler etter femte etterregning

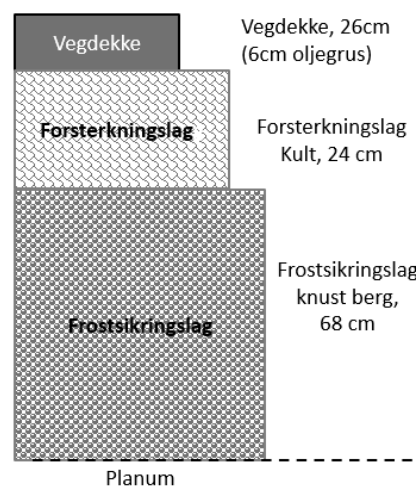
	Gjennomsnitt i MPa	Standardavvik	Variasjonskoeffisient
Vegdekke	3813,3 (4083,0)	830,7	21,8
Forsterkningslag	326,9 (467,7)	64,9	19,9
Frostsikringslag	219,7 (-)	47,3	21,5

7.3.2 Etterregning for E39 Lønset-Hjelset

Falloddsmålingene til denne etterregningen ble utført i september 2019 på E6 ved Korgen i Nordland, som vist i Fig. 7.17 med den tilhørende overbygningen. Vegen har relativt lik overbygningen som E39 Lønset-Hjelset, med unntak av laget med oljegrus. Lagtykkelsene til denne falloddsmålingene ble funnet vha. oppgraving, i motsetning til målingen på E16 hvor lagtykkelsene ble hentet fra tegninger. Selve falloddsmålingen er utført på lik måte som den foregående målingen. Valget av materialer, startmoduler og etterregningsmetode er også tilsvarende som for den forrige etterregningen. Det ble ikke gjort noen form for seksjonering. Asfalttemperaturen er målt til å være 6,7 °C når falloddsmålingene ble utført.



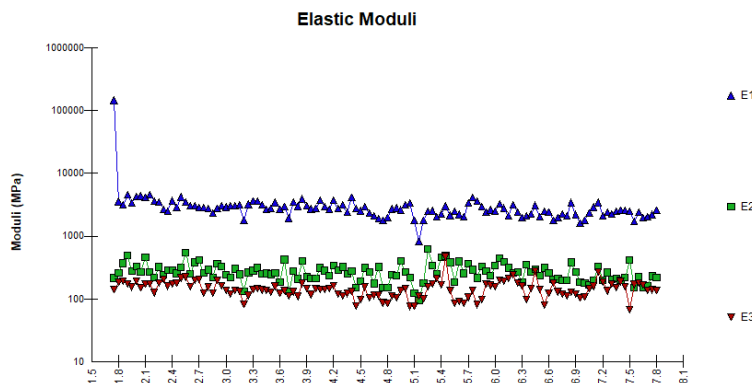
(a) Oversikt over måleområdet



(b) Overbygning med tilhørende lagtykkelser

Figur 7.17: Falloddsmålinger utført i Korgen. Hentet fra dokument [89].

Selve etterregningen ble gjort på lik måte som for E6 Soknedal. Prosessen er vist i Excel-arket i vedlegg C og resultatet etter endt etterregning er vist i Fig. 7.18 og Tab. 7.7. Variasjonskoeffisienten ble redusert under etterregningen, men er noe høyere enn for etterregningen på overbygningen til E6 Soknedal. Allikevel er koeffisienten innenfor det som blir ansett som et godkjent resultat.



Figur 7.18: Etterregning for E39 i Elmod (km langs x-akse). Skjermbilde fra Elmod [81].

Tabell 7.7: Endelige E-moduler etter fjerde etterregning

	Gjennomsnitt i MPa	Standardavvik	Variasjonskoeffisient
Vegdekke	2778,3	658,4	23,7
Forsterkningslag	283,0	80,7	28,5
Frostsikringslag	147,0	49,3	33,6

7.4 Dimensjonering med etterregnede E-moduler

For å skaffe E-moduler som skal inn i PMS Objekt ble det etterregnet i forhold til referansetemperaturer som er vist i Tab. 3.3, og iht. hvilken klimasone prosjektene tilhører. For de to case-prosjektene er det som nevnt tidligere klimasone 2 og 4 som er gjeldende. Startmodulene som benyttes i etterregningene er resultatet fra de foregående etterregningene (Tab. 7.6 og Tab. 7.7). Disse brukes som startmodul siden eventuelle avvik i målingene allerede er utelukket. Siden man allerede har startmoduler ble det valgt å beregne vha. DBF-metoden. I Fig. 7.19 vises både de opprinnelige og de nye E-modulene som kom ut av etterregningen i Elmod for E6 Soknedal, mens i Fig. 7.21 vises tilsvarende for den E39 Lønset-Hjelset.

Når de etterregnede E-modulene var lagt inn i programmet kunne overbygningene dimensjoneres på nytt. Ved å ikke endre noen av lagtykkelsene ga dette resultatet vist i Fig. 7.20 for E6 Soknedal. Som det utgår av figuren er to av verdiene innenfor det som er tillatt. Unntaket er at trafikkbelastningen (antallet aksler) er altfor høyt i forhold til det som tillates for den horisontale tøyningen under de bituminøse lagene. Det ble derfor valgt å øke slitelagets tykkelse med 2 cm slik at $N_{till,bb}$ -verdien nådde en tilfredstillende verdi. Dermed er overbygningen med de nye, etterregnede, E-modulene identisk som overbygningen vist i Fig. 7.8, med unntak av at slitelagets tykkelse er økt fra 4 til 6 cm.

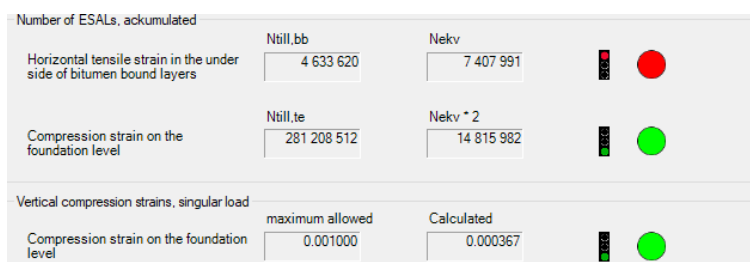
Dette gir en total overbygningstykkelser på 150 cm. I vedlegg B er prosessen frem til resultatet vist i detalj.

Material	Thickness [mm]	Winter [MPa]	Thawing [MPa]	Summer [MPa]	Fall [MPa]	Material	Thickness [mm]	Winter [MPa]	Thawing [MPa]	Summer [MPa]	Fall [MPa]
1 Bitumenbundet slitlager	40	17000	10500	4000	11000	1 Bitumenbundet slitlager	40	13764	6551	3126	7789
2 Bitumenbundet bärlager	140	13500	8000	2500	8000	2 Bitumenbundet bärlager	140	13764	6551	3126	7789
3 Obundet bärlager	80	1000	300	450	450	3 Obundet bärlager	80	326	326	327	326
4 Forst�rkningslager krossat mate	420	450	450	450	450	4 Forst�rkningslager krossat mate	420	326	326	327	326
5 Skyddslager	800	1000	70	100	100	5 Skyddslager	800	219	219	218	219
T 4c - Lera	0	25	25	25	25	T 4c - Lera	0	25	25	25	25

(a) Opprinnelige E-moduler

(b) Etterregnede E-moduler

Figur 7.19: Opprinnelige og etterregnede E-moduler (E6 Soknedal) i PMS Objekt. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].



Figur 7.20: Første dimensjonering i PMS Objekt for E6 med etterregnede E-moduler. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

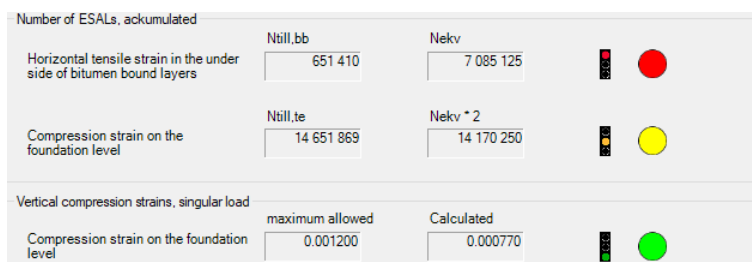
Tilsvarende fremgangsmåte som beskrevet i det forrige avsnittet ble benyttet for E39 Lønset-Hjelset. De opprinnelige, og nye E-modulene, som kom ut fra etterregningen er vist i Fig. 7.21. I tilfellet hvor det ikke er endret på noen av lagtykkelsene i programmet, ga dette resultatene vist i Fig. 7.22. I likhet med for E6 Soknedal er også her antallet aksler som tillates for den horisontale tøyningen under de bituminøse lagene langt lavere enn det faktiske antallet som opptrer. Etter flere iterasjoner med ulike lagtykkelser på de to bituminøse lagene endte det opp med at slitelaget fikk en tykkelse på 8 cm og det bituminøse bærelaget fikk en tykkelse på 20 cm. Bortsett fra dette er overbygningen lik den som er vist i Fig. 7.12. Den totale overbygningstykkelser med de etterregnede E-modulene blir da 118 cm. Vedlegg C viser dimensjoneringen i PMS Objekt i detalj.

Material	Thickness [mm]	Winter [MPa]	Thaw.Winter	Thawing [MPa]	Late spring	Summer	Fall [MPa]	Material	Thickness [mm]	Winter [MPa]	Thaw.Winter	Thawing [MPa]	Late spring	Summer	Fall [MPa]
1 Bitumenbundet slitlager	40	14500	13000	12000	11500	4000	11000	1 Bitumenbundet slitlager	40	4737	3935	3920	3462	844	3289
2 Bitumenbundet bärlager	130	11500	10000	9000	8500	2500	8000	2 Bitumenbundet bärlager	130	4737	3935	3920	3462	844	3289
3 Obundet bärlager	80	1000	150	300	450	450	450	3 Obundet bärlager	80	285	285	285	285	284	285
4 Forst�rkningslager kross.	420	450	450	450	450	450	450	4 Forst�rkningslager kross.	420	285	285	285	285	284	285
5 Skyddslager	400	1000	1000	70	85	100	100	5 Skyddslager	400	147	147	147	147	147	147
T 4c - Lera	0	25	25	25	25	25	25	T 4c - Lera	0	25	25	25	25	25	25

(a) Opprinnelige E-moduler

(b) Etterregnede E-moduler

Figur 7.21: Opprinnelige og etterregnede E-moduler (E39 Lønset-Hjelset) i PMS Objekt. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].



Figur 7.22: Første dimensjonering i PMS Objekt for E39 med etterregne E-moduler. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

7.5 Oppsummering av overbygningstykkelser

Slik at det er lettere å kunne sammenligne og sette de ulike overbygningene opp mot hverandre har det blitt utarbeidet en tabell som viser en oversikt over overbygningene. Denne tabellen er vist i Tab. 7.8. Tabellen viser kun de tilfellene hvor det er benyttet steinmaterialer som frostsikring. Det vil si at de to tilfellene vist i Fig. 7.3, hvor det ble benyttet isolasjonsmaterialer som frostsikring ikke er inkludert i tabellen.

Tabell 7.8: Oppsummering av ulike overbygninger

	N200		PMS		PMS (e.regnet)	
	E39	E6	E39	E6	E39	E6
Vegdekke	8	8	4	4	8	6
Bærelag	13	13	13	14	20	14
Bærelag m/stein	-	-	8	8	8	8
Forsterkningslag	27	27	42	42	42	42
Frostsikringslag	60	132	40	80	40	80
Total tykkelse	109	180	107	148	118	150

8 | Diskusjon

I dette kapitlet vil resultatene fra foregående kapittel diskuteres. Kapitlet begynner med å diskutere resultatene fra overbygningene dimensjonert ved hjelp av N200 og diskusjon rundt den empiriske dimensjoneringen. Deretter diskuteres resultatene som har kommet ut fra dimensjoneringen i PMS Objekt, etterregningen av fallodsmålingene gjennomført i Elmod og hva slags påvirkning disse har hatt på dimensjoneringen i PMS Objekt.

8.1 Empirisk dimensjonering - N200

Når overbygningene for begge case-prosjektene sammenlignes, er det klart hvor stor påvirkningsgrad frost kombinert med dårlig undergrunn har på overbygningstykkelsen i Norge. I tilfellene hvor det ble brukt steinmaterialer som frostsikring skiller det 71 cm i overbygningstykkelsen mellom case-prosjektene. Som beskrevet i kapittel 7.2.1 er det valgt å frostsikre med drenert kult for E39-prosjektet, istedenfor ikke telefarlig sand, grus eller knust berg som ble brukt for E6 Soknedal. I utgangspunktet var det tenkt å bruke de samme materialene på tvers av case-prosjektene, så materialene i seg selv ikke skulle ha noen innvirkning på resultatet. Men det lot seg, som kjent, ikke gjøre. Ved å bruke ikke telefarlig sand, grus eller knust berg havnet overbygningens styrkeindeks utenfor det kravet som stilles. Overbygningen tilfredstilte heller ikke kravet om tykkelsen på det nederste laget mot grunnen. Sett i ettetid så kunne en mulig løsning vært å øke tykkelsen på laget når det ble benyttet ikke telefarlig sand, grus eller knust berg og oppnå en tilfredstillende styrkeindeks på den måten. Ved å gjøre det på en slik måte ville også antageligvis kravet til det nederste laget mot grunnen blitt tilfredsstillt.

Gjennom praksisen i andre land ville overbygningen på E39-prosjektet vært blant de mer ekstreme tilfellene til tross for at dette er et prosjekt hvor årsmiddeltemperaturen er relativt høy. Det er ikke gjennomført tester på nedbøyningen i undergrunnen for noen av case-prosjektene, så det er vanskelig å sammenligne direkte mot tykkelsene som brukes i Canada. Men om det antas at vegen ville gått inn under vegtype B og det er noe nedbøyning i undergrunnen ville overbygningen sannsynligvis hatt en tykkelse mellom 75 og 90 cm. Til tross for at frostdybden på E6 Soknedal er betydelig større enn det den er på E39 ville man sett en enda større reduksjon av tykkelsen her, da både den østerrikske og canadiske dimensjoneringen ikke tar hensyn til frost i dimensjoneringen, kun antall ESAL og materialene som er i undergrunnen.

Bruk av isolasjonsmaterialer er på mange måter et forsøk på å redusere overbygningstykkelsen, men det er ikke i nærheten av like utbredt som bruken av steinmaterialer. I N200 er det også som beskrevet tidligere gitt at overbygninger med isolasjonsmaterialer er avhengig av steinmaterialer både over og under isolasjonslaget pga. anleggstekniske forhold. Med bakgrunn i isolasjonsmaterialene sin reduserte bæreevne og den dårlige undergrunnen utgjør steinmaterialer derfor fremdeles over 1 m av overbygningen til E6 Soknedal. Grunnen til dette er i hovedsak at forsterkningslaget legges over isolasjonsmaterialer som ligger i bæreevnegruppe fire. Dette øker tykkelsen på laget med omtrent 35 cm. Styrkeindeksen til overbygningen får da en verdi som er omtrent 50 over det som er nødvendig.

Siden det ikke er utført noen tester på slike reduksjoner i denne oppgaven er det vanskelig å si om en reduksjon av overbygningstykkelsen for begge case-prosjektene er forsvarlig. Som undersøkelsen i kapittel 2.1 beskriver, har f.eks. Sverige bedre opplevd vegkvalitet enn Norge, på tross av at telehivet som tillates er høyere. I Norge er kravet til ujevnheter som beskrevet tidligere satt til omtrent 2 mm/m, avhengig av vegens ÅDT. I tillegg til denne verdien tillates det kun telehiv for én av ti vintre i Norge. I oppgaven har dette blitt antatt som et tillat telehiv på 0 mm, noe som er betraktelig mindre enn 80 mm, som tillates i Sverige. Likevel ville sannsynligvis overbygningstykkelsen blitt redusert dersom det tillate telehivet hadde vært høyere. Samtidig blir risikoen for ujevnheter trolig høyere. Da må det diskuteres om det er ønskelig å redusere overbygningstykkelsen og potensielt la det gå utover vegkvaliteten. En reduksjon av tykkelsen vil uansett være motstridende ettersom kravene til frostsikringen i Norge blir stadig strengere, som det er beskrevet i kapittel 3.3.4.

Som beskrevet i kapittel 3.2.1 er denne formen for dimensjonering basert på en håndbok som snart er 30 år gammel. Dimensjoneringen som gjøres iht. N200 er enkel. Så lenge trafikkbelastningen er utregnet blir alle lagtykkelsene, med unntak av frostsikringslaget som er avhengig av frostdybden, funnet i tabellene i håndboken. Dette støttes av Excel-arket som er utarbeidet i oppgaven, hvor alle lagene utenom forsterknings- og frostsikringslaget sin tykkelse ble funnet automatisk gitt de nødvendige inputene for å beregne trafikkbelastningen. Etterregnede E-moduler og falloddsmålinger, som har vært et gjennomgående tema i oppgaven, er lite nevnt i håndboken. Selv om det ikke er nevnt i håndboken kan de etterregnede E-modulene brukes til å bestemme lastfordelingskoeffisienter, som kan brukes i dimensjoneringen ved å bruke formler gitt i læreboken for vegteknologi [9]. Men som det er beskrevet i kapittel 3.2.1 er det per dags dato ingen variasjon i disse lastfordelingskoeffisientene gjennom året.

8.2 Mekanistisk-empirisk dimensjonering - PMS Objekt

Ved dimensjonering i PMS Objekt, istedenfor N200, ble overbygningstykkelsene for begge case-prosjektene redusert. Som det er beskrevet i foregående kapittel, opereres det i Sverige med et maks tillat telehiv på 80 mm, når fartgrensen er 80 km/t. Om dette hadde vært det tillate telehivet i Norge hadde antallet iterasjoner i programmet vært redusert kraftig. Ettersom det er brukt et tillat telehiv på 0 mm, har det ført til at samtlige av overbygningene dimensjonert i PMS Objekt har blitt overdimensjonert ift. deres bæreevne. Eksempelvis er E6 Soknedal sitt antall tillate aksler ift.

den vertikale tøyning over undergrunnen ($N_{till,te}$) over 300 millioner mer enn det dobbelte antallet aksler ($2N_{ekv}$) som faktisk opptrer, slik det er vist i Fig. 8.1. Årsaken til denne store verdien er frostsikringslaget på denne vegen. Dette er så tykt for å kunne tilfredsstille det tillate telehivet brukt i oppgaven. Tilsvarende verdi for E39 Lønset-Hjelset ble naturlig nok lavere siden vegen ikke er like utsatt for frost. Denne overbygningen ble også betydelig overdimensjonert med en $N_{till,te}$ -verdi omtrent 30 millioner høyere enn det som var nødvendig.



Figur 8.1: Overdimensjonert overbygning ift. bæreevne. Skjerm bilde fra PMS Objekt [79].

Overbygningstykkelsen for E39 Lønset-Hjelset ble kun redusert med 2 cm når det ble dimensjonert med PMS Objekt istedenfor N200. Hadde det vært det samme kravet til tillat telehiv i Norge kunne overbygningstykkelsen vært redusert med nesten 15 cm og fremdeles hatt tilstrekkelig bæreevne. Ved bruk av PMS Objekt ble tykkelsen til overbygningen på E6 Soknedal redusert med ca. 30 cm, sammenlignet med når det ble dimensjonert med N200. Ved et tillat telehiv på 80 mm kunne tykkelsen, i dette tilfellet, vært redusert med ytterligere 40 cm. For begge case-prosjektene er det reduksjon av tykkelsen til frostsikringslaget som bidrar til den totale reduksjonen av overbygningstykkelsen. Når det maksimalt tillate telehivet er satt til 0 mm fører dette dermed til en nær doubling av tykkelsen på frostsikringslaget for begge prosjektene.

En av usikkerhetsmomentene ved bruken av PMS Objekt i denne oppgaven har vært å finne passende klimasoner/VViS-stasjoner som tilsvarer klimaet til de to case-prosjektene. Siden det er lite beskrevet hva slags klima som faktisk finnes innad i klimasonene, måtte det antas ut fra case-prosjektene plassering i landet hvilken klimason som ville passe. Det er spesielt E39 Lønset-Hjelset som var utfordrende, da det ikke lyktes å finne noen kystområder i Sverige som hadde den samme årsmiddeltemperaturen som dette case-prosjektet har. Klimason 2 ble da valgt fordi det ble antatt at Karlstad hadde omtrent likt klima som ved Lønset-Hjelset. Det kunne blitt vurdert å velge en VViS-stasjon som lå på utsiden av klimasonen, men dette pleier å redusere kvaliteten på resultatet fra dimensjoneringene i programmet, og ble derfor ikke gjort.

En annen faktor som kan ha påvirket resultatene er valget av undergrunn i programmet. For begge case-prosjektene ble det valgt at materialet i undergrunnen lå i klasse 4C. Det ble ansett at dette var den klassen som lå nærmest den klassifiseringen undergrunnen hadde fått i Norge. I denne klassen er det gitt at materialets skjærfasthet er mellom 40 og 75 kPa, mens det i den norske klassifiseringen kun er gitt at undergrunnens skjærfasthet er større eller lik 50 kPa. Den øvre begrensningen i klasse 4C, gjør at klassen ikke tar med leire som er fastere og av bedre kvalitet. Dermed er det i dimensjoneringen med PMS Objekt muligens antatt en noe lavere skjærfasthet for undergrunnen enn det som er brukt i dimensjoneringen med N200. Dette kan ha ført til at overbygningen har blitt noe tykkere enn nødvendig ettersom en lavere skjærfasthet i undergrunnen tilsier en tykkere overbygning. Det kunne også blitt vurdert å ta i bruk klasse 4B (fastere leire), men da risikeres en

overbygning som er underdimensjonert hvis skjærfastheten til undergrunnen ikke overstiger 75 kPa. Siden det ikke står noe i de tilsendte dokumentene om at undergrunnen sin fasthet overstiger 75 kPa ble det valgt å ikke benytte seg av denne klassen, med bakgrunn i den nevnte risikoen.

8.3 Etterregning av falloddsmålinger

8.3.1 Etterregning E6 Soknedal

Temperaturen i asfalten er noe som kan ha påvirket resultatene fra etterregningen på E6 Soknedal. Som nevnt i kapittel 7.3 ble det i Elmod valgt en temperatur på 12 °C i asfalten for alle etterregningene som ble utført. Dette er kun et grovt estimat basert på årstid og erfaringstall som ble nevnt i kurset. Ideelt sett skulle det vært utført temperaturmåling i asfalten når falloddsmålingen ble gjort. Det kunne også blitt vurdert å ta i bruk Bell-funksjonen i programvaren, da man ved bruk av denne kun er avhengig av én temperaturmåling. Kursholderen for programmet anbefalte ikke bruk av denne funksjonen, siden han hadde observert at kvaliteten på etterregningene varierte stort i de tilfellene denne funksjonen hadde blitt tatt i bruk. De antatte temperaturene hadde ingen innvirkning på resultatene fra når det ble beregnet E-moduler som skulle inn i PMS Objekt, siden det da ble brukt referansetemperaturer fra TRVK Väg.

En stor fordel hadde også vært om falloddsmålingene hadde vært utført på case-prosjektet, men de tilsendte dataene måtte benyttes da slike målinger ikke er gjennomført. Dette kan ha gjort at resultatene ikke er så gode som de potensielt kunne vært. Overbygningen fra E16 i Valdres som ble brukt som grunnlag for E6 Soknedal har tilnærmet lik inndeling av lagene i overbygningen, men det er fremdeles faktorer som kan ha påvirket resultatet. En av disse er materialene i undergrunnen. I grunnlaget tilsendt fra Sweco er det beskrevet at undergrunnen er antatt til å være en kombinasjon av T3 og T4, hvorav mesteparten er T4. Den samme beskrivelsen er gitt for E16 Valdres, men det er ikke beskrevet om det er overskudd av T3 eller T4. Siden frostsikringslaget for E16 i Valdres er noe tynnere enn frostsikringslaget på E6 Soknedal er det mulig at undergrunnen der består av mer materialer som faller innenfor T3-kategorien. For å se om denne forskjellen i tykkelse hadde noen innvirkning på E-modulene, ble det utført etterregninger med begge lagtykkelsene, men det viste seg at forskjellen det utgjorde var minimal. Derfor ble valgt å bruke lagtykkelsene fra E16 til etterregningen, siden det var her de faktiske falloddsmålingene hadde tatt sted.

Seksjoneringen av vegstrekningen kan også ha hatt en innvirkning på resultatet. En av årsakene til dette kan være at vegkartet som ble brukt til seksjoneringen har avvik, som gjør at noen falloddsmålinger har blitt registrert som fylling istedenfor skjæring og visa versa. Et eksempel på hvor det er vanskelig å avgjøre hva som er skjæring og fylling er området mellom profilnummer 2350 og 2650, markert med rødt i Excel-arket. I utgangspunktet er det, i vegkartet, markert skjæring fra profilnummer 2540 til 2680. Men som det utgår fra E3-verdien i Excel-arket er lave E-moduler målt over et større område enn dette. Her ble det derfor gjort en antagelse om at området med skjæring gikk over det førstnevnte profilintervallet, med unntak av ved profilnummer 2600. I ettertid kan det være at også profilnummer 2650 skulle vært antatt som fylling, men det ble ikke gjort denne gangen.

Om det hadde blitt inkludert i seksjonen for fylling ville det uansett ikke hatt stor innvirkning på resultatet fra etterregningen ettersom det kun er én måling.

I vegkartet er det et markert område rundt profilnummer 3500 og 4500 som ikke har frostsikringslag. Dette gjenspeiler seg også i de etterregne E-modulene da E3-verdien varierer stort rundt disse profilnumrene. Etter den første etterregningen hadde blitt gjennomført ble det vurdert om også dette området skulle seksjoneres, men pga. den store variasjonen ble det heller valgt å fjerne de største avvikene. Når det er seksjonert på denne måten vil Elmod tolke hele intervallet mellom 3500 og 4500 til å være fylling. Siden overbygningstykkelsen til fylling er betydelig tykkere enn for skjæring vil f.eks. fast fjell i grunnen kunne bli tolket som frostsikringslag siden tykkelsen til overbygningen blir antatt å være tykkere enn det den faktisk er. Dette har mest sannsynlig gitt et utslag på E-modulen til frostsikringslaget og antageligvis ville en mer nøyaktig seksjonering ført til en lavere E-modul for frostsikringslaget og en reduksjon i variasjonskoeffisienten.

Resten av etterregningen for E6 Soknedal foregikk uten store problemer. Som det utgår av Excelarket brukt til etterregningen var det flere elementer som ble fjernet underveis. For at resultatet skulle blitt ytterligere optimalisert kunne det blitt undersøkt mer i detalj etter elementer som kunne utgjøre et utslag, men siden det ikke ble observert noen åpenbare avvik ble ikke dette gjort. Den allerede tilfredsstillende variasjonskoeffisienten på tilnærmet 20% var også en grunn til at det ikke ble gjennomført noen ytterligere undersøkelser. Hvis E-modulene som er etterregnet sammenlignes opp mot startmodulene som ble anbefalt, er verdiene noe høyere. Årsaken til dette antas å være at falloddsmålingene er utført på en relativt ny overbygning, noe som medfører at samtlige lag er stivere enn det de vil være noen år ut i overbygningens levetid. Samtidig så er det i vegdekket for denne overbygningen en kombinasjon av både asfaltbetong og asfaltert grus. Startmodulen på 3000 MPa tilhører asfaltert grus i læreboken for vegteknologi [9] og siden asfaltbetong har en høyere E-modul er det naturlig at dette vil bidra til en økning av E-modulen for vegdekket.

8.3.2 Etterregning E39 Lønset-Hjelset

I likhet med for E6 Soknedal måtte det benyttes tilsendte falloddsmålinger også for denne etterregningen, siden det ikke er gjennomført falloddsmålinger for E39 Lønset-Hjelset. Den vesentlige forskjellen mellom de to er at det er brukt oppgravingsprøver på E6 Korgen for å finne lagtykkelsene, mens for etterregningen på E6 Soknedal ble det brukt lagtykkelser fra F-tegninger. Årsaken til at det ikke kunne benyttes lagtykkelser fra tegninger, for denne etterregningen, er at overbygningen er mange år gammel. Derfor finnes det ikke tegninger som sikkert nok kan fortelle hvor tykke de ulike lagene i overbygningen er. Viktigheten av disse lagtykkelsene er som beskrevet tidligere stor, for at stivheten til lagene ikke skal bli overestimert. I tegningene finnes det heller ikke noen beskrivelse om hva slags telefarlighetsklasse og bæreevnegruppe undergrunnen tilhører, annet enn at det består av en blanding av sand, morene og fast leire. Derfor kunne det bare antas at dette er et materiale som kan tilsvare undergrunnen på E39 Lønset-Hjelset.

Overbygningens alder gir også en utfordring i forbindelse med seksjoneringen av vegen. Som det er beskrevet i kapittel 7.3.2, er det ikke delt inn i seksjoner for denne etterregningen. I utgangspunktet

var det tenkt å bruke samme metode som etterregningen på overbygningen brukt til E6 Soknedal, hvor vegkartet til Statens vegvesen ble undersøkt for hvor det var frostsikringslag. Det viste seg likevel tidlig at dette ikke lot seg gjøre ettersom vegen var bygget før man begynte å registrere lagtykkelser inn i vegkartet. Dermed ble det antatt at hele strekningen hadde lagtykkelsene vist i Fig. 7.17b og at det dermed ikke var behov for noen seksjonering. I dokumentene tilsendt er det gjennomført totalt fire oppgravingsprøver langs strekningen og resultatet fra disse viser generelt lite avvik fra lagtykkelsene brukt til etterregningen.

En utfordring med etterregningen for denne overbygningen var å kunne tolke hvor det var avvik fra målingene. Dette gjenspeiler seg i variasjonskoeffisienten som ligger rundt 25-35% for samtlige lag. Et åpenbart avvik er i starten av strekningen hvor det er en bru, men bortsett fra dette er det vanskelig å finne avvik som skiller seg ut. Det ble registrert et område mellom profilnummer 5050 og 5250 hvor E-modulen til lagene varierer stort og disse verdiene ble fjernet for å kunne redusere variasjonskoeffisienten. Slike tilfeller opptrer for flere målinger langs strekningen, men det ble valgt å ikke fjerne noen flere målinger siden det ikke var like åpenbart som på E6 Soknedal hva som ga de lave verdiene. Samtidig var det ikke ønskelig å fjerne for mange målinger siden det vil redusert validiteten til etterregningen.

På bakgrunn av at overbygningen er mange år gammel er det mulig at tykkelsene, og spesielt materialene i overbygningen, varierer mellom de fire oppgravingsprøvene som er utført. Om materialene brukt i overbygningen varierer vil dette ha stor innvirkning på E-modulene og variasjonskoeffisientene. Eksempelvis varierer E-modulen for frostsikringslaget fra rundt 70 til 240 MPa. Dermed kan materialene i frostsikringslaget variere mellom alt fra leire til knust berg, og det er derfor grunn til å tro at det er variasjonen i materialene som er årsaken til den forhøyede variasjonskoeffisienten. Sammenlignet med startmodulene har de etterregnede E-modulene verdier som ligger svært nær disse. Det er ikke beskrevet hva slags materiale det faktisk ligger i vegdekket annet enn det er 20 cm med asfalt og 6 cm oljegrus. I læreboken for vegteknologi [9], der startmodulene er hentet fra, står det ingenting om hvilken E-modul disse materialene har, og derfor må det antas at disse verdiene gir en tilfredsstillende E-modul for vegdekket. På grunn av overbygningens alder kan det være at stivheten er redusert i forhold til når vegen var ny og derfor er også E-modulen for forsterkning- og frostsikringslaget nærmere verdien brukt som startmodul.

8.4 Etterregnede E-moduler brukt i PMS Objekt

Som det er vist i Fig. 7.19 er det ikke mye som skiller de etterregnede E-modulene for E6 Soknedal mot E-modulene som benyttes som standardverdier i PMS Objekt. Generelt sett gir de etterregnede E-modulene som er lagt inn i programmet et inntrykk av at standardverdiene er for høye. Dermed antas det i programmet høyere stivhet for nesten samtlige lag, med enkelte unntak. Dette er grunnen til at overbygningen med de etterregnede E-modulene ble 2 cm tykkere enn når det ble dimensjonert med standardverdiene i PMS Objekt. Dette er fremdeles en reduksjon på nesten 30 cm i forhold til når det ble dimensjonert med N200.

På E39 Lønset-Hjelset er de etterregnede E-modulene betydelig lavere enn standardverdiene i programmet. For årstidene utenom sommeren er samtlige av de etterregnede E-modulene for de bituminøse lagene og frostsikringslaget tilnærmet én tiendels av den opprinnelige verdien i PMS Objekt. Innvirkningen dette gir på overbygningstykkelsen er betydelig, da den øker med 10 cm i forhold til når N200 ble brukt til dimensjoneringen. Et slikt resultat tilsier at overbygningen på E39 Lønset-Hjelset ikke er tilstrekkelig dimensjonert for en levetid på 20 år. Validiteten til dette er likevel tvilsom. Årsaken til dette er tilstanden til overbygningen som ble brukt til etterregningen. Her blir det brukt en gammel overbygning som grunnlag for en ny overbygning som bygges. Resultatet av dette er at det brukes E-moduler som er lavere enn det som er reelt for en ny overbygning. Det ses tydelig om E-modulene på de to case-prosjektene sammenlignes. Med bakgrunn i dette kan det derfor ikke vurderes om overbygningen er tilstrekkelig dimensjonert eller ikke.

9 | Konklusjon

I oppgaven har det vært fokus på både empirisk og mekanistisk-empirisk dimensjonering, hvor falloddsmålinger og etterregning av E-moduler har vært en stor del av den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen. I dette kapitlet vil først de tre underspørsmålene til forskerspørsmålet besvares og til slutt vil selve forskerspørsmålet besvares.

Hvilke faktorer påvirker E-moduler etterregnet fra falloddsmålinger?

De etterregne E-modulene er i stor grad påvirket av lagtykkelsene, temperaturen i de bituminøse lagene og seksjoneringen av vegstrekningen. Som det er beskrevet tidligere i oppgaven, kan kun et minimalt underestimert av lagtykkelsene føre til at stivheten blir kraftig overestimert. Viktigheten av å gi de riktige lagtykkelsene i Elmod er dermed essensiell for å kunne forsikre at E-modulene som skal brukes videre i dimensjoneringen er gode nok. Hva slags referansetemperatur som er gitt de bituminøse lagene har også stor innvirkning, da lagenes stivhet reduseres desto høyere temperaturen er. Ved å seksjonere vegstrekningen feil risikeres det f.eks. å definere at det er frostsikringslag på steder hvor det ikke eksisterer, som kan lede til at laget får en feilaktig E-modul.

Hvordan er de etterregne E-modulene fra falloddsmålingene sammenlignet med standardverdiene i PMS Objekt?

Når E-modulene som er etterregnet i Elmod blir sammenlignet opp mot E-modulene som ligger i PMS Objekt ses det klare forskjeller. Hvis etterregningen for E6 Soknedal sammenlignes med verdiene i PMS Objekt er de fleste av de etterregne E-modulene lavere enn standardverdiene. Det samme er også tilfellet for E39 Lønset-Hjelset, men på grunn av at denne etterregningen er utført på en eldre overbygning er E-modulene som er funnet enda lavere, og for lave for når det skal dimensjoneres for en ny overbygning. Siden det kun har blitt lagt inn referansetemperatur for de bituminøse lagene i etterregningen er det tilnærmet ingen variasjon i E-modulene gjennom årstidene for de andre lagene.

Hvordan påvirker etterregne E-moduler fra falloddsmålinger overbygningstykkelsene beregnet ved hjelp av mekanistisk-empirisk dimensjonering?

Den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen i oppgaven har blitt utført i PMS Objekt. Som det er beskrevet i det forrige underspørsmålet er tendensen at de etterregne E-modulene er lavere enn verdiene som opprinnelig ligger i programmet. Siden lavere E-modul tilsier at det er behov for å øke overbygningens bæreevne ble derfor begge overbygningene tykkere når de etterregne

E-modulene ble benyttet. E6 Soknedal sin overbygningstykkelse økte med 2 cm, mens E39 Lønset-Hjelset sin overbygningstykkelse er økt med 11 cm, ettersom falloddsmålingene som ble brukt til denne etterregning ikke er utført på en ny overbygning. Den økte tykkelsen skjer fordi ved bruk av de etterregnede E-modulene så er antallet aksler over det antallet aksler som tillates for den horisontale tøyningen under de bitumiøse lagene. Tykkelsen på lagene må derfor økes for å nå en tilfredsstillende verdi.

Hvordan endres overbygningstykkelsen ved bruk av mekanistisk-empirisk dimensjonering (PMS Objekt) kontra den empiriske (N200)?

Den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen, både med og uten etterregnede E-moduler, leder til en tilnærmet lik overbygningstykkelse for E39 Lønset-Hjelset om den sammenlignes med den empiriske dimensjoneringen. Ved bruk av standardverdiene i PMS Objekt reduseres den totale overbygningstykkelsen med 2 cm. Tykkelsen øker med 10 cm i forhold til den empiriske dimensjoneringen når de etterregnede E-modulene benyttes, men problematikken med at falloddsmålingene er utført på en eldre overbygning gjør at det er umulig å vurdere om at dette resultatet er gyldig.

For E6 Soknedal blir derimot overbygningstykkelsen redusert betraktelig i begge tilfeller. Ved bruk av standardverdiene i PMS Objekt oppnås en reduksjon på 32 cm i forhold til dimensjoneringen med N200. Reduksjonen er på 30 cm om de etterregnede E-modulene benyttes. En ytterligere reduksjon ville vært mulig om det tillate telehivet var større. Ut fra resultatene i denne oppgaven kan det derfor konkluderes med at ved å implementere den mekanistisk-empirisk metoden for dimensjonering i Norge vil tykkelsen på overbygninger med like forhold som E6 Soknedal, reduseres. Dimensjoneringsmetoden vil også kunne gjøre at overbygningene sin tilstand enklere kan overvåkes. Samtidig er etterregnede E-moduler fra falloddsmålinger med på å sikre at overbygningene blir tilstrekkelig dimensjonert for sin levetid.

10 | Anbefalinger

I dette kapitlet vil det presenteres tanker om hva som kan være interessant å forske videre på.

- Det burde utføres falloddsmålinger på en overbygning tilsvarende overbygningen til E39 Lønset-Hjelset, slik at resultatet av denne etterregningen kan valideres. Sånn det er i dag, fremstår overbygningen som underdimensjonert. Det ville vært interessant å se hva slags innvirkning falloddsmålinger utført på en ny overbygning ville hatt på dette resultatet.
- Se videre på hvordan andre land med tilsvarende klima dimensjonerer overbygninger. I oppgaven tok etterregningene så lang tid at dette ble nedprioritert. Det burde blant annet sees videre på hvordan undergrunn klassifiseres i Østerrike og om det er noen lag med stein mellom overbygningen og undergrunn. Årsaken til dette er fordi at tykkelsen på overbygningene i landet aldri overstiger 75 cm, og dette er noe som virker veldig lite i forhold til tykkelsene som brukes i Norge.
- I oppgaven lyktes det ikke å finne ut hva slags funksjon som ble brukt for å finne variasjonen i E-modul for ikke-bituminøse materialer gjennom de ulike årstidene i PMS Objekt. For å ytterligere optimalisere resultatene er derfor dette noe som burde gjøres.
- I oppgaven ble PMS Objekt brukt som program for den mekanistisk-empirisk dimensjoneringen, siden det ligger lett tilgjengelig og er gratis. Det kunne vært interessant å ta i bruk f.eks. ERAPave for å se om dette hadde hatt noen innvirkning på resultatet.
- Se hva slags tykkelse overbygningene med isolasjonsmaterialer får når de blir dimensjonert i PMS Objekt. For å få til dette må det utføres falloddsmålinger på en overbygning med isolasjonsmaterialer og deretter etterregne E-moduler. Etersom det ikke finnes noen form for isolasjonsmaterialer i materialmodellen i programmet.
- En siste anbefaling er å undersøke om det er mulig å øke det tillate telehivet i Norge, uten at det går utover vegkvaliteten. Bakgrunnen for denne anbefalingen er den bedre opplevde vegkvaliteten i Sverige, som tillater betraktelig mer telehiv enn i Norge.

Referanser

- [1] Vegdirektoratet, *Håndbok N200 - Vegbygging*. Statens vegvesen, jun. 2021, s. 152–288. Adresse: <https://store.vegnorm.vegvesen.no/svv-proj-1464925> (hentet 07.01.2022).
- [2] Byggeindustrien, «Hvorfor blir det telehiv på veiene?» Apr. 2018. Adresse: <https://www.bygg.no/hvorfor-blir-det-telehiv-pa-veiene/1349446/> (hentet 01.03.2022).
- [3] R. Evensen, J. M. Johansen og I. Ødegård, «Gevinstrealisering,» aug. 2020. Adresse: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2678743/VegDim%5C%20Gevinstrealisering%5C%202020-08-11.pdf?sequence=1&isAllowed=y> (hentet 02.03.2022).
- [4] B. Snilsberg, *VegDim*, jun. 2019. Adresse: <https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning-innovasjon-og-utvikling/pagaende-programmer-og-prosjekter/vegdim/> (hentet 16.03.2022).
- [5] AASHTO, *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008. Adresse: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/563568428712666/AASHTO08.pdf> (hentet 11.03.2022).
- [6] Det kongelige samferdelsdepartement, *Nasjonal transportplan 2022-2033*, mar. 2021. Adresse: <https://www.regjeringen.no/contentassets/fab417af0b8e4b5694591450f7dc6969/no/pdfs/stm202020210020000dddpdfs.pdf> (hentet 24.01.2022).
- [7] E. Dysvik og E. Bjørkås, «Kvaliteten på det norske veinettet,» okt. 2021. Adresse: https://s3-eu-west-1.amazonaws.com/opplysningsraadet-for-veitrafikk/images/VA_Rapport_Indesign_bla-versjon-pages_2021.pdf (hentet 25.01.2022).
- [8] E. Dysvik, T. Homleid og L. Andreev, «Kvaliteten på det norske veinettet - Status og utvikling for riks- og fylkesveier,» jan. 2021. Adresse: https://vista-analyse.no/site/assets/files/6912/va_rapport_2020-38_kvaliteten_pa_det_norske_veinettet.pdf (hentet 25.01.2022).
- [9] J. Aksnes, J. Aurstad, G. Berntsen mfl., *Lærebok vegteknologi*. Statens vegvesen, jun. 2016. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/publikasjoner/svv-rapport/svv-rapport-626-laerebok-vegteknologi.pdf> (hentet 17.02.2022).
- [10] Språkrådet, *Telehiv*, aug. 2021. Adresse: <https://www.sprakradet.no/Vi-og-vart/hva-skjer/Aktuelt-ord/telehiv/> (hentet 25.01.2022).
- [11] E. J. Ravndal og J. H. Halleraker, *FNs bærekraftsmål*, jul. 2021. Adresse: https://snl.no/FNs_b%5C%C3%5C%A6rekraftsm%5C%C3%5C%A51 (hentet 26.01.2022).

- [12] FN, *Industri, innovasjon og infrastruktur*, apr. 2021. Adresse: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/industri-innovasjon-og-infrastruktur> (hentet 26.01.2022).
- [13] Zero, *Å kutte utslipp fra bygging av en vei*, des. 2018. Adresse: <https://zero.no/a-kutte-utslipp-fra-bygging-av-en-vei/> (hentet 27.01.2022).
- [14] ZERO og Nye Veier, *Sjekkliste – klimatiltak i anleggsbransjen*, sep. 2020. Adresse: <https://www.nyeveier.no/media/ryfcjv22/sjekkliste-klimatiltak-i-anleggsbransjen.pdf> (hentet 27.01.2022).
- [15] Statens vegvesen, *Kuttet CO2-utslippene fra asfalt med 40 prosent*, des. 2021. Adresse: <https://www.vegvesen.no/om-oss/presse/aktuelt/2021/12/kuttet-co2-utslippene-fra-asfalt-med-40-prosent/> (hentet 26.01.2022).
- [16] T. Rise, L. Alnæs og I. Rambæk, «Kortreist stein (2016-2019),» 2019. Adresse: <https://www.sintef.no/globalassets/project/kortreist-stein/kortreist-stein-sluttrapport-final.pdf> (hentet 26.01.2022).
- [17] N. S. Uthus, «Bruk av knust stein eller sprengt stein i forsterkningslag,» Oslo, 2016.
- [18] FN, *Ansvarlig forbruk og produksjon*, jul. 2021. Adresse: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/ansvarlig-forbruk-og-produksjon> (hentet 26.01.2022).
- [19] Vegdirektoratet, *Håndbok N200 (2014) - Vegbygging*. Statens vegvesen, sep. 2014. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-n200-september-2014.pdf> (hentet 24.01.2022).
- [20] SINTEF, *Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring*, nov. 2018. Adresse: https://www.byggforsk.no/dokument/204/klimadata_for_termisk_dimensjonering_og_frostsikring (hentet 10.02.2022).
- [21] G. Refsdal, *Dimensjonering og forsterkning*. Oslo: Statens vegvesen, nov. 2011.
- [22] AASHTO, *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993. Adresse: <https://habib00ugm.files.wordpress.com/2010/05/aashto1993.pdf> (hentet 11.03.2022).
- [23] P. Senstad, G. Refsdal, J. Myre mfl., *Håndbok V261 – Skadekatalog for bituminøse vegdekker*. Statens vegvesen, sep. 1996. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v261.pdf> (hentet 17.02.2022).
- [24] Trafikverket, *PMS-objekt*, jan. 2022. Adresse: <https://www.trafikverket.se/for-dig-i-branschen/teknik/Tekniska-dokument/Vagteknik/PMS-Objekt/> (hentet 22.02.2022).
- [25] Trafikverket, *TRVK Väg*. jun. 2011. Adresse: https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/10750/RelatedFiles/2011_072_TRVK_vag_2.pdf (hentet 02.02.2022).
- [26] R. Evensen, «Vurdering av EDB-system for beregning av nedbrytning av veg,» Statens vegvesen, des. 2007, s. 8–16. Adresse: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/2686578> (hentet 22.02.2022).

- [27] T. Winnerholt, *PMS Objekt Manual 5.0.1*, Upublishert, tilsendt på mail fra Tomas Winnerholt, seniorspesialist overbygning v/ Trafikverket, 22. feb. 2022.
- [28] T. Winnerholt, *Beräkningar med PMS Objekt*, Upublishert, tilsendt på mail fra Tomas Winnerholt, seniorspesialist overbygning v/ Trafikverket, 22. feb. 2022.
- [29] M. Fladvad og J. Aksnes, «Planlegging og utførelse av komprimeringsarbeid,» Statens vegvesen, feb. 2014. Adresse: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2658779/Rapport%5C%20284%5C%20Planlegging%5C%20og%5C%20utf%5C%c3%5C%b8relse%5C%20av%5C%20komprimeringsarbeid%5C%20varige%5C%20veger%5C%202011-2014.pdf?sequence=1&isAllowed=y> (hentet 10.01.2022).
- [30] Statens vegvesen, *Bituminøse bindemidler*, 2021. Adresse: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/vegteknologi/vegbyggingsmaterialer/bituminose-bindemidler/> (hentet 20.01.2022).
- [31] J. Aurstad, *Litt om asfalt og asfaltbindemidler*, nov. 2019. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/teknologi/nov-2019-intensivkurs-i-vegteknologi/5-litt-om-asfalt-og-asfaltbindemidler-joralf-aurstad.pdf> (hentet 20.01.2022).
- [32] E. Taddesse og M. M. Alamnie, *UiA Advanced Pavement materials Lecture 3*, Forelesning avholdt i faget BYG511 ved UiA, 2021.
- [33] A. Arnevik, R. Evensen, N. S. Uthus, J. Aurstad, J. Aksnes og T. Jørgensen, «Retningslinjer asfalt 2019,» 2018. Adresse: https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2617168/Retningslinjer_asfalt_2019_SVVrapport_670.pdf?sequence=1&isAllowed=y (hentet 10.01.2022).
- [34] A. Gunnersjaa, *Støpeasfalt*, feb. 2021. Adresse: <https://snl.no/st%5C%C3%5C%B8peasfalt> (hentet 11.01.2022).
- [35] Vegdirektoratet, *Håndbok V250 - Kalde bitumenstabiliserte bærelag*. Statens vegvesen, 2014. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v250.pdf> (hentet 13.01.2022).
- [36] R. Aabøe, S. Holdhus, E. Øiseth og T. E. Frydenlund, «Gjenbruk av avfallsglass som granulert skumglass i vegkonstruksjoner,» sep. 2007. Adresse: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/2560333> (hentet 18.01.2022).
- [37] Glasopor, *Veiledning i bruk av Glasopor skumglass*, mai 2021. Adresse: <https://glasopor.no/wp-content/uploads/2021/05/glasopor-teknisk-brosjyre-2020-web.pdf> (hentet 18.01.2022).
- [38] Glasopor, *Norsk skumglass skal stoppe fly på Mayotte*, okt. 2018. Adresse: <https://glasopor.no/norsk-skumglass-skal-stoppe-fly-pa-mayotte/> (hentet 18.01.2022).
- [39] Statens vegvesen, *Isolasjonsmaterialer*, 2021. Adresse: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/vegteknologi/vegbyggingsmaterialer/isolasjonsmaterialer/> (hentet 18.01.2022).
- [40] J. V. Thue, *Lettklinker*, jun. 2021. Adresse: <https://snl.no/lettklinker> (hentet 18.01.2022).
- [41] Sundolitt, *XPS plateprodukter*, 2022. Adresse: https://www.optimera.no/globalassets/importedresources/x/pdf/xps_1017.pdf (hentet 19.01.2022).

- [42] A. Watn, G. Eiksund, M. G. Glåmen og H. Rathmayer, *NorGeoSpec 2002*, jun. 2004. Adresse: https://www.tencategeonordic.com/media/7a75b62d-4fce-4cfb-8960-87c11a1a6b10/X4L-LA/TenCate%5C%20Geo%5C%20Nordic/Documents/PDF/Standard/1.%5C%20The%5C%20Standard/NorGeoSpec_2002.pdf (hentet 19.01.2022).
- [43] J. Aksnes, «Frostsikring av norske veger,» mar. 2013. Adresse: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2659345/Rapport%5C%20338%5C%20Frostsikring%5C%20av%5C%20norske%5C%20veger%5C%20grunnlag%5C%20for%5C%20revisjon%5C%20av%5C%20h%5C%20C%5C%A5ndbok%5C%202018%5C%20Varige%5C%20veger%5C%202011%5C%20-%5C%202014.pdf?sequence=1&isAllowed=y> (hentet 07.03.2022).
- [44] K. A. Skoglund, *Telehiv og teleløsning*, apr. 2019. Adresse: <https://forskersonen.no/bil-og-trafikk-meninger-populaervitenskap/telehiv-og-telelosning-hvordan-oppstar-det-og-hva-kan-gjores/1327531> (hentet 01.03.2022).
- [45] B. Amundsen, *Hvorfor er det så mye telehiv?* Apr. 2018. Adresse: <https://forskning.no/samferdsel-naturvitenskap-ny/hvorfor-er-det-sa-mye-telehiv/275744> (hentet 01.03.2022).
- [46] S. Taber, «The Mechanics of Frost Heaving,» 1930. Adresse: <https://www.journals.uchicago.edu/doi/epdf/10.1086/623720> (hentet 01.03.2022).
- [47] E. Øvstedal, J. E. Henning, J. Aksnes, I. Hoff, G. Jensen og G. Refsdal, «Telehiv på nye norske veger,» feb. 2012. Adresse: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2507883/Telehiv%5C%20p%5C%c3%5C%a5%5C%20nye%5C%20norske%5C%20veger.pdf?sequence=1&isAllowed=y> (hentet 03.03.2022).
- [48] Statens vegvesen, *Håndbok R211 - Feltundersøkelser*. mar. 2021, s. 313–325. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/r211-feltundersokelser-2021.pdf> (hentet 21.02.2022).
- [49] T. B. Ellis, «A Comparison of Nondestructive Testing Backcalculation Techniques for Rigid and Flexible Pavements,» mai 2008.
- [50] N. I. Yusoff og M. R. Taha, «Measurements of the Elastic Modulus of Pavement Subgrade Layers Using the SASW and FWD Test Methods,» okt. 2015.
- [51] R. Stubstad, Y. Jiang og E. Lukanen, «Guidelines for Review and Evaluation of Backcalculation Results,» jan. 2006. Adresse: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/ltp/05152/05152.pdf> (hentet 14.03.2022).
- [52] T. F. Yideti, *Møte*, Dokument vist på møte som beskrev viktige faktorer i etterregningen, 11. mar. 2022.
- [53] The Highways Agency, *Design Manual For Roads And Bridges HD29/08*. mai 2008. Adresse: <https://www.standardsforhighways.co.uk/prod/attachments/4661d394-b28a-4579-8178-a8d4d357f901> (hentet 22.03.2022).
- [54] Dynatest, *ELMOD*, 2022. Adresse: <https://dynatest.com/elmod/> (hentet 14.03.2022).

- [69] Vegdirektoratet, *Håndbok N100 - Veg- og gateutforming*. Statens vegvesen, jun. 2021. Adresse: <https://svv-cm-sv-apppublic-prod.azurewebsites.net/product/859922?filePath=N100%5C%202021.pdf> (hentet 18.02.2022).
- [70] Vegdirektoratet, *Håndbok N100 (2019) - Veg- og gateutforming*. Statens vegvesen, mai 2019. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/n100-veg-og-gateutforming-041219.pdf> (hentet 18.02.2022).
- [71] J. E. Dahlhaug, *Ev 006-05, Vindåsliene til Korporals bru, Dimensjonering av vegoverbygning*, Upublisert, tilsendt på mail fra Kenneth Hansen (veileder), senioringeniør hos Sweco, 7. mar. 2022.
- [72] Statens vegvesen, *E39 Lønset - Hjelset*, mai 2021. Adresse: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e39lonsethjelset/> (hentet 17.02.2022).
- [73] R. Lund, *F201 - E39 Lønset-Hjelset*, Upublisert, tilsendt på mail fra Kenneth Hansen (veileder), senioringeniør hos Sweco, 4. nov. 2021.
- [74] H. Lie, P. M. Normann, S. Rustad og D. Skretting, «Forslag til ny vegtrasé for Fv415,» 2020.
- [75] Nye Veier, *Geoteknisk rapport*, Upublisert, tilsendt på mail fra Kenneth Hansen (veileder), senioringeniør hos Sweco, 2018. (hentet 25.03.2022).
- [76] Statens vegvesen, *Geoteknisk rapport*, jul. 2014. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/vegprosjekter/utbygging/e39lonsethjelset/vedlegg/regplan/10-geoteknisk-e39-lonsethjelset-2014107857-1.pdf> (hentet 25.03.2022).
- [77] Statens vegvesen, *Frostsonkart*, okt. 2020. Adresse: <https://www.vegvesen.no/kart/visning/frostsonkart> (hentet 23.02.2022).
- [78] Statens vegvesen, *Årsmiddeltemperaturkart*, feb. 2018. Adresse: <https://www.vegvesen.no/kart/visning/arsmiddeltemperatur> (hentet 23.02.2022).
- [79] H. Lie, *Skjerm bilde PMS Objekt*, 28. feb. 2022.
- [80] Statens vegvesen, *Norsk vegdatabank (NVDB)*, 2022. Adresse: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/nasjonal-vegdatabank/> (hentet 22.03.2022).
- [81] H. Lie, *Skjerm bilde Elmod*, 22. mar. 2022.
- [82] U. Pinori, *Elmod6 Opplæringskurs del 1 - Dynatest*, 18. feb. 2022.
- [83] Vegdirektoratet, *Håndbok R700 - Tegningsgrunnlag*. Statens vegvesen, jun. 2019. Adresse: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-r700-2019.pdf> (hentet 11.03.2022).
- [84] H. Lie, *Skjerm bilde AutoCAD*, 7. mar. 2022.
- [85] H. Lie, *Skjerm bilde Excel*, 19. mai 2022.
- [86] SMHI, *Månads-, årstids- og årskartor*, 2021. Adresse: <https://www.smhi.se/data/meteorologi/kartor/normal/arsmedeltemperatur-normal> (hentet 09.03.2022).
- [87] G. Berntsen, *Elmod6 Opplæringskurs del 2 - Dynatest*, Antagelse basert på årstid og område, 8. mar. 2022.

- [88] T. F. Yideti, *EV16 hp11 m25-5325*, Upublisert, dokument tilsendt på mail, 2020.
- [89] T. F. Yideti, *Layer thickness for E6*, Upublisert, dokument tilsendt på mail, 2022.

Vedlegg

A	Dimensjonering av overbygning - E6 Soknedal (stein)	74
B	Dimensjonering av overbygning - E6	77
C	Dimensjonering av overbygning - E39	83
D	Fremdriftsplan	89
E	Møtereferat	90
F	A3 poster	91

A Dimensjonering av overbygning - E6 Soknedal (stein)

Trafikkbelastning

$$N = 365 \cdot C \cdot E \cdot \dot{A}DT_T \cdot f \cdot \frac{(1.0 + 0.01 \cdot p)^{20} - 1}{0.01 \cdot p}$$

$$N = 365 \cdot 2.4 \cdot 0.427 \cdot 1239 \cdot 0.5 \cdot \frac{(1.0 + 0.01 \cdot 2)^{20} - 1}{0.01 \cdot 2}$$

Dette gir en trafikkbelastning rundt 5,5 millioner og vegen ligger dermed i trafikkgruppe E (fra 5 til 10 millioner).

Dimensjonerende frostmengde

Den dimensjonerende frostmengden ble funnet med bakgrunn i kartene beskrevet i kapittel 6.4.1.

- Årsmiddeltemperatur = $\frac{3,1 + 3,4 + 3,8}{3} = 3,4 \text{ } ^\circ\text{C}$
- Frostmengde: F10 = $\frac{17879 + 19173 + 16379}{3} = 17810 \text{ h}^\circ\text{C}$
- ÅDT mellom 1501 og 8000, og F10 gir en maksimal overbygningstykkelse på 1,8 m iht. Tab. 3.9.

Frostsikring med sand, grus, knust berg, ikke telefarlig materiale. Dette gir en frostdybde på 1,9 m, iht. 3.6.

Korreksjon av frostdybde

Frostdybden korrigeres ved å interpolere iht. Tab. 3.11.

$$\frac{2 - 3,4}{1,08 - x} = \frac{2 - 4}{1,08 - 1,00}$$

$$x = 1,024$$

$$1,9 \cdot 1,024 = 1,95$$

Frostdybden blir dermed 1,95 m. Siden vegens ÅDT er under 8000 blir overbygningstykkelsen for denne vegen 1,8 m, iht. Tab. 3.9.

Forsterkningslag

Forsterkningslaget legges over grus, sand, knust berg med telefarlighetsklasse T1 og tykkelsen til laget hentes ut fra Tab. 3.7.

- Forsterkningslag = 30 cm

- Lastfordelingskoeffisient = 1,1

Tykkelse forsterkningslag:

$$\frac{30}{1,1} = 27,3\text{cm}$$

Frostsikringslag

- Nødvendig overbygningstykkelse = 180 cm
- Tykkelse vegdekke = 8 cm (ÅDT over 5000 iht. 3.4)
- Tykkelse bærelag = 13 cm (trafikkgruppe E iht. 3.6)
- Tykkelse forsterkningslag = 27,3 cm

Tykkelsen på frostsikringslaget blir:

$$180 - 27,3 - 13 - 8 = 132\text{cm}$$

Kontroll av bærelagsindeks

- Tykkelse vegdekke = 8 cm
- Tykkelse bærelag = 13 cm
- Lastfordelingskoeffisient asfaltbetong (Ab)/asfaltgrus (Ag) = 3,0

Bærelagsindeks:

$$(8 \cdot 3,0) + (13 \cdot 3,0) = 63$$

Bærelagsindekskravet for en veg i trafikkgruppe E er 62, iht. 3.2. Dermed er denne overbygningens bærelagsindeks på 63 innenfor kravet.

Kontroll av styrkeindeks

- Bærelagsindekskrav = 62
- Frostsikringslag på undergrunn = 90 cm (fra Tab. 3.8)

Krav til styrkeindeks:

$$62 + 90 = 152$$

Styrkeindeks for denne overbygningen:

- Bærelagsindeks = 63
- Tykkelse forsterkningslag = 27,3 cm
- Tykkelse frostsikringslag = 132 cm
- Lastfordelingskoeffisient kult = 1,1

- Lastfordelingskoeffisient knust berg = 1,1

Styrkeindeks for vegkonstruksjonen:

$$63 + (27,3 \cdot 1,1) + (132 \cdot 1,1) = 238$$

Overbygningens styrkeindeks er innenfor kravet.

B Dimensjonering av overbygning - E6

I zip-filen ligger det én mappe som hører til E6 Soknedal. Mappen har navnet:
BYG508_E6_Vedlegg_B.

I mappen ligger det tre ulike Excel-filer for dimensjoneringen av overbygninger til E6 Soknedal. Filnavnene beskriver hva slags isolasjonsmateriale som har blitt brukt, og har følgende navn:

Dimensjonering_overbygning_stein_E6

Dimensjonering_overbygning_skumglasslettklinker_E6

Dimensjonering_overbygning_xps_E6

I den samme mappen ligger det også en Excel-fil for etterregningen av falloddsmålingene. Denne filen har navnet:

Etterregning_E-moduler_E6_Soknedal

På de påfølgende sidene er dimensjoneringen i PMS Objekt med de etterregnede E-modulene vist.

Created with PMS Object 2000 version 5.0
Printed: 16.05.2022 10:54

Project information - E6_Soknedal

Created: 09.03.2022 10:14

Annotations to the project

Section information - Soknedal

Section no: 1
Section type: NEW CONSTRUCTION
Created: 09.03.2022 10:14
Road number: E6
Climatic zone: Klimatzon 4
Reference speed: 90
Number of lanes: 2
County: Jämtland
Design period(years): 20
Section length: 4000
Road width: 12.5
Width of shoulder: 1.5
Roadtype: Normal section
Lanes: "Riktning 1"
Starting pointX:
Starting pointY:
Starting pointZ:
Ending pointX:
Ending pointY:
Ending pointZ:
Slope 1:
Slope 2:
Shoulder 0
Created by:
Organization:

Annotations

--Sidbrytning--

Comments

Traffic calculation section

Method for calculation: According to TRVK VÄG
AADTk: 2 950
Presumed traffic change per year: 2
Share of heavy vehicles: 21
ESAL's per heavy vehicle(B): 1.1
Adjusted Bf = (B x fa x fb x fc): $1.322 = 1.1 \times 1.1 \times 1.15 \times 0.95$
Calculated number of ESAL's: 7 407 991

--Sidbrytning--

Road construction

Pavement type: Pavement not saved but it has been changed!
Own pavement type: YES
Material type, subgrade: 4c - Lera
Frost susceptibility class: 3 - Måttligt tjällyftande

Layer

Layer overview

Layer	Thickness	Changed	Name	
1	60	YES	Bitumenbundet slitlager	
2	140	YES	Bitumenbundet bärlager	
3	80	YES	Obundet bärlager	
4	420	YES	Förstärkningslager krossat material	
5	800	YES	Skyddslager	
6	0	NO	4c - Lera	UPPER

FOUNDATION LEVEL

Total thickness above upper foundation level 1500

Stiffness modulii [MPa]

Layer	Winter	Thawing	Summer	Fall
1	13764	6551	3126	7789
2	13764	6551	3126	7789
3	326	326	327	326
4	326	326	327	326
5	219	219	218	219
6	25	25	25	25

Other properties

Layer	Lift	ω	ρ	η	σ_r	λ_{ofr}	λ_{fr}
1	NO	0.01	2200	0.17	0.13	2	2
2	NO	0.01	2200	0.17	0.13	2	2
3	NO	0.03	2000	0.25	0.24	1.33	1.02
4	NO	0.03	2000	0.25	0.24	1.33	1.02

5	NO	0.13	1900	0.28	0.88	1.8	2.43
6	YES	0.24	1600	0.4	0.96	1.52	2.51

--Sidbrytning--

Bearing capacity calculation

Calculation method: GravelBitumenPavement

Adjustment factor due to drainage(FD): 1.0

Number of axle loads, according to:

Strain at the bottom of bitumen bound layer

Nallow, bb: 8 218 013
Neqviv: 7 407 991
Quotient: 0.90

Strain in formation

Neqviv: 339 967 334
Neqviv * 2: 14 815 982
Quotient: 0.04

Vertical compression strain

Strain at formation level, isolated load

Calculated: 0.0004
Maximum allowed: 0.001
Quotient: 0.35

Strains in detail

Tensile strain in bitumen bound layer, accumulated

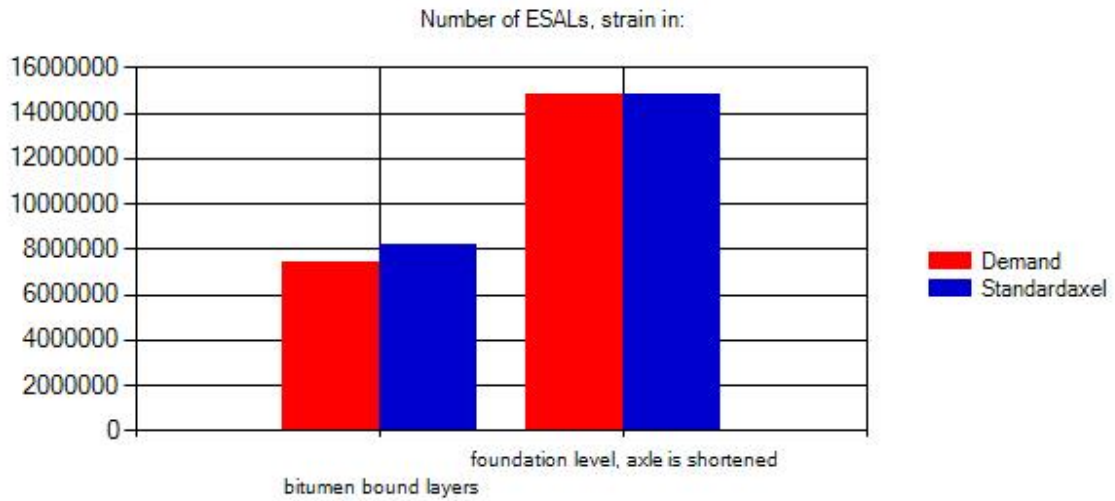
Winter	Thawing	Summer	Fall
0.000062	0.000100	0.000151	0.000090

Compression strain on formation level, ackumulated

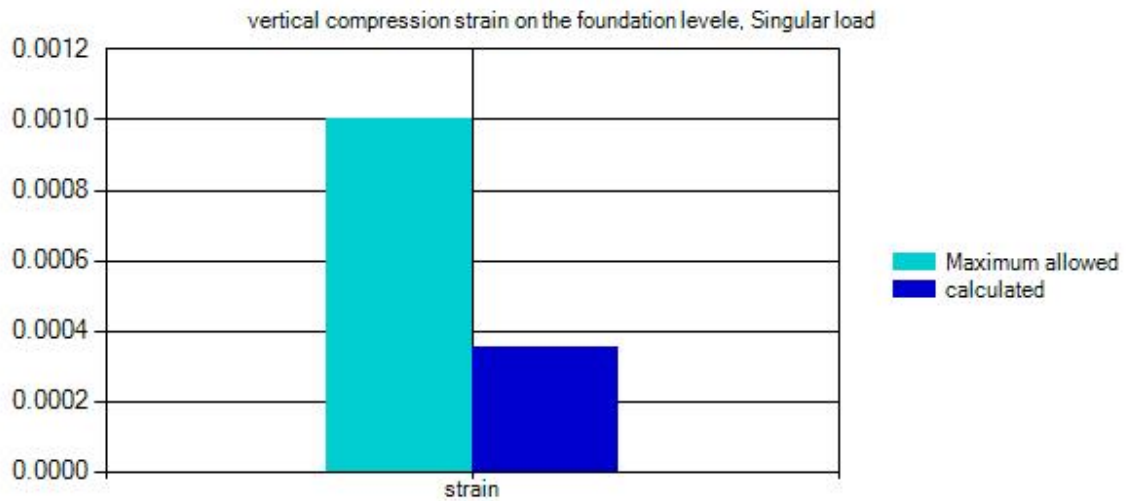
Winter	Thawing	Summer	Fall
0.000115	0.000126	0.000137	0.000124

Compression strain on formation level due to singular load

Winter	Thawing	Summer	Fall
0.000298	0.000327	0.000354	0.000321



Number of loadings - refers to foundation level and bitumen bound layers



Compression strain on formation level due to singular load
--Sidbrytning--

Frost heave calculation

VViS file:	2340
Calculated lift:	0
Calculated maximum frost depth (mm):	1276
Maximum adjusted frostdept(mm):	1276
Max allowed lift:	80
Lift speed above foundation level (mm/day):	0.5
Lift speed below foundation level (mm/day):	1.5
Gruondwater temperature(C):	3.5
Quotient:	0.00
VViS stationsname:	Kaxås
N coordinat:	7030859
E coordinat:	444244
H coordinat:	0
Used season:	99/00

Comments and annotations:



Max tillåtet tjällyft och beräknat tjällyft

Season	Hive [mm]	Utskiftningsdjup [mm]	Utskiftningsdjup adj.[mm]
1999/2000	0	1276	1276
2000/2001	0	1467	1467
2002/2003	0	1550	1550

C Dimensjonering av overbygning - E39

I zip-filen ligger det én mappe som hører til E39 Lønset-Hjelset. Mappen har navnet:
BYG508_E39_Vedlegg_C.

I mappen ligger det en Excel-fil for dimensjoneringen av overbygningen til E39 Lønset-Hjelset. Filen har følgende navn:

Dimensjonering_overbygning_stein_E39

I den samme mappen ligger det også en Excel-fil for etterregningen av falloddsmålingene. Denne filen har navnet:

Etterregning_E-moduler_E39_Lønset-Hjelset

På de påfølgende sidene er dimensjoneringen i PMS Objekt med de etterregnede E-modulene vist.

Created with PMS Object 2000 version 5.0
Printed: 16.05.2022 10:21

Project information - e39

Created: 21.03.2022 10:33

Annotations to the project

Section information - E39 Lonset

Section no: 1
Section type: NEW CONSTRUCTION
Created: 21.03.2022 10:33
Road number: E39
Climatic zone: Klimatzon 2
Reference speed: 90
Number of lanes: 3
County: Värmland
Design period(years): 20
Section length: 9000
Road width: 12.5
Width of shoulder: 1.5
Roadtype: 2+1

Traffic calculation section

Method for calculation: According to TRVK VÄG
AADTk: 3 950
Presumed traffic change per year: 2
Share of heavy vehicles: 15
ESAL's per heavy vehicle(B): 1.1
Adjusted Bf = (B x fa x fb x fc): $1.322 = 1.1 \times 1.1 \times 1.15 \times 0.95$
Calculated number of ESAL's: 7 085 125

--Sidbrytning--

Road construction

Pavement type: Pavement not saved but it has been changed!
Own pavement type: YES
Material type, subgrade: 4c - Lera
Frost susceptibility class: 3 - Måttligt tjällyftande

Layer

Layer overview

Layer	Thickness	Changed	Name	
1	80	YES	Bitumenbundet slitlager	
2	200	YES	Bitumenbundet bärlager	
3	80	YES	Obundet bärlager	
4	420	YES	Förstärkningslager krossat material	
5	400	YES	Skyddslager	
6	0	NO	4c - Lera	UPPER

FOUNDATION LEVEL

Total thickness above upper foundation level 1180

Stiffness modulii [MPa]

Layer	Winter	Thawing winter	Thawing	Late spring	Summer	Fall
1	4737	3935	3920	3462	844	3289
2	4737	3935	3920	3462	844	3289
3	285	285	285	285	284	285
4	285	285	285	285	284	285
5	147	147	147	147	147	147
6	25	25	25	25	25	25

Other properties

Layer	Lift	ω	ρ	η	σ_f	λ_{ofr}	λ_{fr}
1	NO	0.01	2200	0.17	0.13	2	2
2	NO	0.01	2200	0.17	0.13	2	2
3	NO	0.03	2000	0.25	0.24	1.33	1.02
4	NO	0.03	2000	0.25	0.24	1.33	1.02
5	NO	0.13	1900	0.28	0.88	1.8	2.43
6	YES	0.24	1600	0.4	0.96	1.52	2.51

--Sidbrytning--

Bearing capacity calculation

Calculation method: GravelBitumenPavement

Adjustment factor due to drainage(FD): 1.0

Number of axle loads, according to:

Strain at the bottom of bitumen bound layer

Nallow, bb: 7 712 119
Neqviv: 7 085 125
Quotient: 0.92

Strain in formation

Neqviv: 43 763 397
Neqviv * 2: 14 170 250
Quotient: 0.32

Vertical compression strain

Strain at formation level, isolated load

Calculated: 0.0006
 Maximum allowed: 0.0012
 Quotient: 0.50

Strains in detail

Tensile strain in bitumen bound layer, accumulated

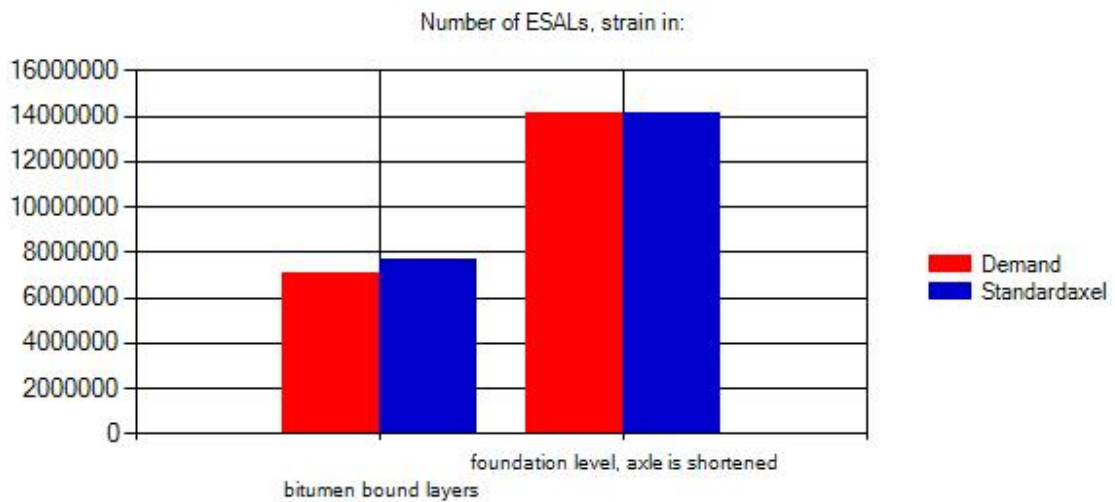
Winter	Thawing winter	Thawing	Late spring	Summer	Fall
0.000083	0.000092	0.000092	0.000099	0.000184	0.000102

Compression strain on formation level, accumulated

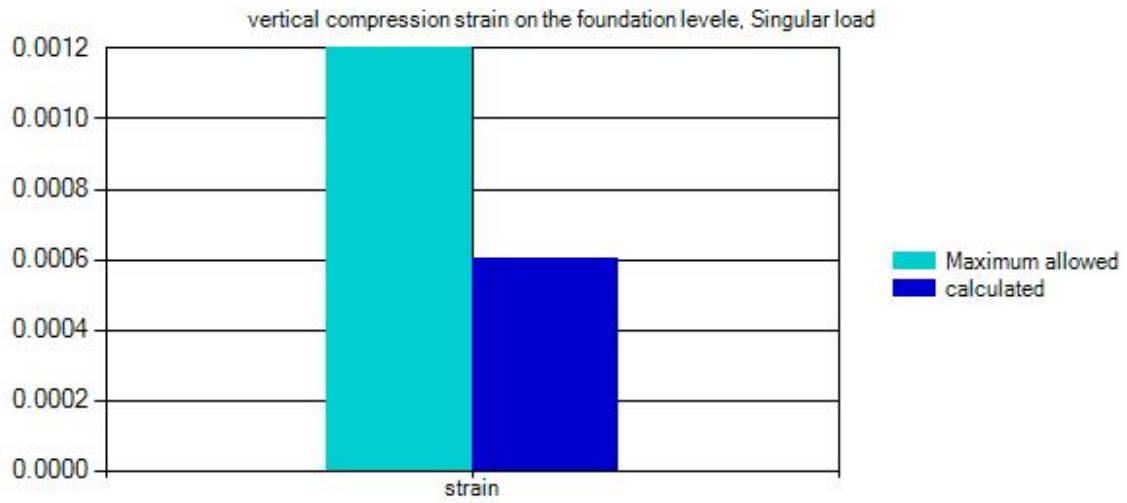
Winter	Thawing winter	Thawing	Late spring	Summer	Fall
0.000170	0.000177	0.000177	0.000182	0.000234	0.000184

Compression strain on formation level due to singular load

Winter	Thawing winter	Thawing	Late spring	Summer	Fall
0.000441	0.000458	0.000459	0.000470	0.000605	0.000475



Number of loadings - refers to foundation level and bitumen bound layers



*Compression strain on formation level due to singular load
--Sidbrytning--*

Frost heave calculation

VViS file:	1731
Calculated lift:	0
Calculated maximum frost depth (mm):	844
Maximum adjusted frostdept(mm):	844
Max allowed lift:	80
Lift speed above foundation level (mm/day):	0.5
Lift speed below foundation level (mm/day):	1.5
Gruondwater temperature(C):	6.0
Quotient:	0.00
VViS stationsname:	Karlstad
N coordinat:	6585420
E coordinat:	420295
H coordinat:	0
Used season:	10/11

Comments and annotations:



Max tillåtet tjällyft och beräknat tjällyft

Season	Hive [mm]	Utskiftningsdjup [mm]	Utskiftningsdjup adj.[mm]
1998/1999	0	844	844
1999/2000	0	783	783
2000/2001	0	845	845
2001/2002	0	888	888
2002/2003	0	1051	1051
2003/2004	0	803	803
2004/2005	0	813	813
2005/2006	0	905	905
2006/2007	0	718	718
2007/2008	-1	-1	-1
2008/2009	0	852	852
2009/2010	0	1133	1133
2010/2011	0	1180	11880

D Fremdriftsplan

Fremdriftsplanen ligger i den innleverte zip-filen og har følgende filnavn:

BYG508_Fremdriftsplan_Vedlegg_D

E Møtereferat

Møtereferatene ligger i den innleverte zip-filen og har følgende filnavn:

BYG508_Møtereferat_Vedlegg_E

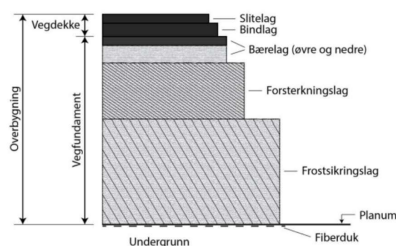
F A3 poster

Posteren til prosjektet finnes på neste side og er også vedlagt i zip-filen med følgende navn:
BYG508_A3poster_Vedlegg_F



Innledning

En overbygning består av flere lag, med egne formål. De øverste lagene i overbygningen består som oftest av flere lag med asfalt. De nederste lagene inneholder steinmaterialer eller andre former for isolasjonsmaterialer og har som hensikt å forhindre at frost skal ødelegge overbygningen. En annen viktig funksjon disse lagene har er å sikre at vegen har tilstrekkelig bæreevne. Lagene er vist i Fig. 1.



Figur 1 De ulike lagene i overbygningen

Når overbygninger dimensjoneres i Norge brukes en empirisk dimensjoneringsmetode (håndbok N200) som har sitt grunnlag fra 1990-tallet. De siste årene har det vært rettet kritikk mot denne metoden, da den anses som både utdatert og lite fleksibel. Derfor er det planer å innføre et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem i løpet av de neste årene. Systemets hensikt er å dimensjonere overbygningene slik at de skal vare et gitt antall år. For å kunne oppnå dette er man avhengig av å vite de ulike lagenes stivhet gjennom året. Disse stivhetene (E-modulene) blir i de fleste tilfeller funnet vha. etterregning på gjennomførte fallodsmålinger (Fig. 2).

Kunnskapsbakgrunn

Empirisk dimensjonering

I det empiriske systemet blir alle materialene som kan benyttes i overbygningen gitt en lastfordelingskoeffisient som beskriver materialets evne til å fordele laster. Metoden har sin opprinnelse fra den amerikanske (AASHTO) håndboken for vegbygging, utgitt i 1993. At systemet er empirisk, vil si at det er erfaringsbasert og utviklet på grunnlag av systematiske observasjoner og undersøkelser. Håndboken i Norge består stort sett av tabeller, hvor tykkelsen på de ulike lagene enkelt kan gis gitt vegens trafikkbelastning og undergrunn.

Mekanistisk-empirisk dimensjonering

Den mekanistisk-empirisk dimensjoneringen har sitt grunnlag fra en ASSHTO håndbok, utgitt i 2008. Når denne formen for dimensjonering tas i bruk beregnes tøyninger og spenninger i lagene i overbygningen og undergrunnen ut fra gitte inngangsdata. I likhet med den empiriske dimensjoneringen er også denne formen for dimensjonering avhengig av data for blant annet klima og trafikk for å kunne brukes.



Figur 2 Utstyr som brukes til fallodsmålinger

Forskerspørsmål

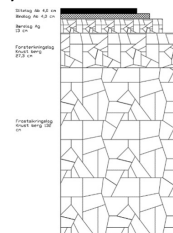
Hvordan endres overbygningstykkelsen ved bruk av mekanistisk-empirisk dimensjonering sammenlignet med den empiriske?

Case

For å kunne besvare forskerspørsmålet ble det valgt to ulike case-prosjekter, E39 Lønset-Hjelset og E6 Soknedal. Begge prosjektene er like i forhold til trafikkbelastning, undergrunn og dimensjoneringsklasse, men årsmiddeltemperaturen til E39 Lønset-Hjelset er nesten tre grader høyere enn E6 Soknedal.

Resultat og diskusjon

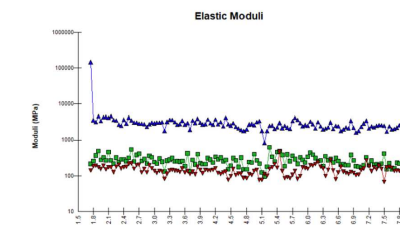
Når det ble dimensjonert med den empiriske metoden ble overbygningen som vist i Fig. 3 for E6 Soknedal. E39 Lønset-Hjelset sin overbygning ble identisk med unntak av at tykkelsen på frostsikringslaget ble redusert med 72cm pga. den lave frostdybden. Det ble også beregnet med bruk av isolasjonsmaterialer som frostsikring, men dette reduserte ikke overbygningstykkelsen nevneverdig.



Figur 3 Overbygning E6 Soknedal

Deretter ble programmet PMS Objekt brukt til å finne ut hvordan overbygningene ble vha. av den mekanistisk-empiriske dimensjoneringen.

Tykkelsene ble her redusert med 1cm for E39 Lønset-Hjelset og 32cm for E6 Soknedal. Siden det kun ble brukt standard E-moduler for den foregående dimensjoneringen i PMS Objekt så ble programmet Elmod brukt for å finne etterregnede E-moduler, med bakgrunn i å se om det hadde noen innvirkning på overbygningstykkelsen. Etterregningen for den ene overbygningen kan ses i Fig. 4.



Figur 4 Etterregning i Elmod

Overbygningen ble da 2cm tykkere med etterregnede E-moduler for E6, mens for E39 var tilsvarende tall 10cm. Dette vil si at E-modulene som ligger i programmet er for høye i disse tilfellene, ettersom man må kompensere med økte tykkelser. Fallodsmålingene brukt til E39 er utført på en gammel overbygning og har sannsynligvis ført til at E-modulene er lavere enn de er i realiteten. Etterregningen for E39 regnes derfor som ikke valid.

Konklusjon

Ved å sammenligne de valide resultatene fra de to dimensjoneringsmetodene sees en klar reduksjon ved bruk av ME-dimensjoneringen, både med og uten etterregnede E-moduler.