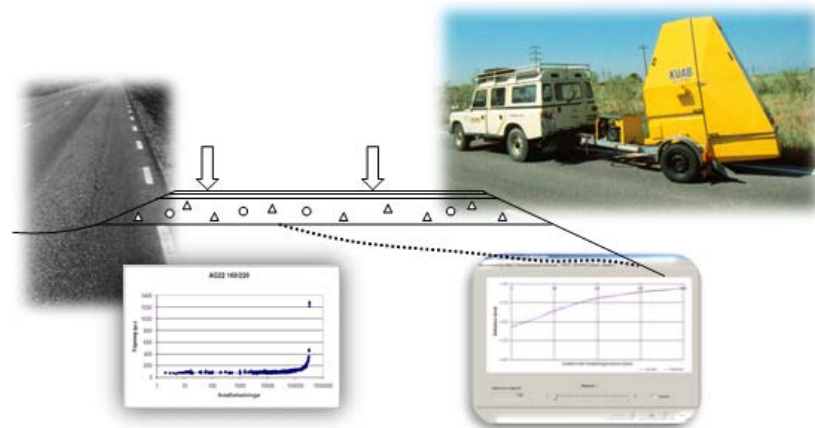


Förslag på E-moduler i PMS-Objekt

– baserad på fallviktsdata från vägobjekt i
Mälardalen

Johan Strandahl



Trafik och väg
Institutionen för Teknik och samhälle
Lunds Tekniska Högskola, Lunds universitet

Förslag till E-moduler till PMS Objekt

Johan Strandahl

Examensarbete

CODEN: LUTVDG/(TVTT-5151) 1-70/2010

Thesis/Lunds Tekniska Högskola,
Institutionen för Teknik och samhälle,
Trafik och väg, 184

ISSN 1653-1922

Johan Strandahl
Förslag till E-moduler till PMS Objekt
2010

Ämnesord:

E-modul, sprickor, asfalt, LTPP, PMS Objekt, kvot, medelvärde.

Referat:

När projektörer ska föreslå en beläggningsåtgärd saknas stöd i Vägverkets regelverk för val av styvhetsmoduler i en skadad beläggning. Projektören tvingas istället välja nominella moduler som ingår i regelverk, t ex. från publikationen VVTK Väg alternativt hämtas dem från skriften Bära eller brista, för att uppnå ett bra slutresultat. Förfarandet brister då de använda elasticitetsmodulerna(E-moduler) inte efterliknar moduler mätta med någon metod. Problem uppstår även när nominella E-moduler används i programmet PMS Objekt eller likvärdiga program då användaren uppmanas reducera styvhetsmodulerna om beläggningsen är skadad. Syftet med detta examensarbete är därför att föreslå rimliga justeringar av E-moduler baserade på datauppgifter från VTI:s fallvikts- och tillståndsmätningar. Dessa mätningar har genomförts på utvalda vägobjekt sedan 1984. Studien har avgränsats till två objekt i Mälardalen. Med utgångspunkt från fallviktsmätningar, som beskriver vägens strukturella tillstånd, anpassas E-modulerna till typen av slitage eller skada på vägbeläggning. Med hjälp av beräkningar i PMS Objekt från fallviktsdata på skadad beläggning görs försök att bestämma bättre beräknade E-moduler som ersättning till de tabellerade E-modulerna i PMS Objekt. Målet är att ge projektörerna bättre anpassade E-moduler inför uppgiften att föreslå åtgärder för skadade beläggningar.

English title:

Stiffness modulus to PMS Object - a proposal.

Keywords:

Stiffnes modulus, cracks, asphalt, LTPP, PMS Object, quotient, average.

Citeringsanvisning:

Johan Strandahl, Förslag till E-moduler till PMS Objekt. Lund, Lunds Tekniska Högskola, Institutionen för Teknik och samhälle. Trafik och väg 2003. Thesis 184.

Omslagsfoto: Bertil Mårtensson, Trafikverket, 2010.

Fotografierna i figurerna 7.1 till 7.6, sidorna 46 och 47, är publicerade med tillstånd av Svenska kommun och landstingsförbundet(Skl), Björn Hårdstedt, kommentus.

Institutionen för Teknik och samhälle
Lunds Tekniska Högskola
Trafik och väg
Box 118. 221 00 LUND

Department of Technology and Society
Lund Institute of Technology
Traffic and Roads
Box 118. SE-221 00 Lund. Sweden

Förord

Detta examensarbete har genomförts mellan april 2009 och mars 2010 för institutionen Teknik och Samhälle, avdelningen trafik och väg, vid Lunds tekniska högskola. Studien har varit ett samarbete med initiativtagaren Bertil Mårtensson från Trafikverket och handledaren Peter Ekdahl från Ramböll i Malmö.

Lund 2010

Johan Strandahl

Innehållsförteckning

Beteckningar	IX
Sammanfattning	X
Summary	XII
1 Introduktion	15
1.1 Bakgrund	15
1.2 Syfte och mål	17
1.3 Avgränsningar	17
2 Metod	18
3 Bakgrund Teori	20
3.1 Vägöverbyggnad.....	20
3.2 Överbyggnadstyper	21
3.2.1 Grusbitumenöverbyggnad, GBÖ.....	21
3.2.2 Bergbitumenöverbyggnad, BBÖ	22
3.3 Vägkroppens nedbrytning och skadetyper	23
3.3.1 Ytligt slitage	23
3.3.2 Strukturellt tillstånd.....	23
3.3.3 Beläggingsmaterialet asfalt	24
3.3.4 Sprickbildning	24
3.3.5 Belastnings- och utmattningssprickor	25
3.4 Linjärelastisk teori	27
3.4.1 Elasticitet	27
3.4.2 Boussinesqs elasticitetsmodell.....	28
3.4.3 Plattbelastning.....	30
3.4.4 Elasticitetsteorin och verkliga vägmateriäl.....	31
3.4.5 Odemarks ekvivalenta lagermodell.....	32
3.4.6 Flerlager system.....	33
4 LTPP	33
4.1 Databesamling från vägobjekt	34
4.2 Fallviktsmätning och okulär besiktning	35

4.3	Skadegrader	35
5	Fallviktsapparat.....	37
5.1	Sensorer och temperatur.....	37
5.2	Kontroll och kalibrering av mätutrustning.....	38
5.3	Granskning av mätta värden	39
6	Fallviktsberäkning från LTPP	39
6.1	Principen med backcalculation i PMS Objekt.....	40
6.2	Beräkningar av E-moduler från fallviktsmätningarna	41
6.3	Förutsättningar och inmatning i PMS Objekt.....	41
6.4	Indata och fallviktsberäkningar i PMS Objekt	42
6.5	Fallviktsberäkning i PMS Objekt från LTPP.....	42
7	Utvärdering	45
7.1	Inventering och urval av mätpunkter från LTPP	45
7.2	Vägöverbyggnad på objekten	47
7.3	Styvhetsmodulberäkning av mätpunkt i PMS Objekt	48
7.4	Beräkning av styvhetsmodul för olika typer av skador	49
7.5	Laboratorieförsök av asfalt	50
7.6	Beräknade E-moduler i PMS Objekt jämförs med E moduler från laboratorieförsök	52
7.7	Sammanfattning med beräknade E-moduler från PMS Objekt och VTI:s laboratorieförsök	58
8	Resultat.....	59
8.1	Förklaring till tabellen med resultat.....	60
8.2	Kommentarer till utvärderingen av E-moduler.....	61
8.3	Förslag till E-moduler i VVTK och PMS Objekt	63
9	Diskussion	65
10	Slutsats.....	68
11	Rekommendationer för fortsatta studier	70
12	Referenser.....	71
12.1	Litteratur	71
12.2	Muntliga kontakter	72
Bilaga 1	73

Bilaga 2	74
Bilaga 3	75
Bilaga 4	76

Beteckningar

P	punktlast[N]
σ_0	kontaktryck under belastningsplattan[MPa]
ε	töjning[μ strain]
τ	skjuvspänning
E	elasticitetsmodul eller styvhetsmodul
r	avstånd från deflektionssensor från belastningscentrum[mm]
v	tvärkontraktionstal[dimensionslöst]
n	antalet deflektionssensorer
z	djup[mm]
D_0	deflektion i centrum av belastningen[μ m]
D_r	deflektion på avståndet r från belastningscentrum[μ m]
a	belastningsplattans radie[mm]
T	temperatur[$^{\circ}$ C eller K]
f	korrigeringsfaktor
θ	vinkel[grader]

Sammanfattning

Projektörer saknar idag underlag för val av E-moduler i skadade beläggningar under ett nytt asfjaltlager vid underhållsåtgärder och bärighetsförbättringar. Idag väljs nominella E-moduler från regelverket VVTK och Vägverkets beräkningsprogram PMS Objekt. För att få stöd eller underlag till E-moduler i skadade beläggningar har Vägverket tagit initiativ till ett examensarbete. Syftet var att ta fram en metod för att reducera tabellerade E-moduler i VVTK Väg och PMS Objekt. Examensarbetet är ett försök att med ny ansats försöka föreslå E-moduler för beräkningar i PMS Objekt och avser endast den situation då ett delvis nedbrutet asfjaltlager skall behållas vid en förstärkningsåtgärd.

I inledningsskedet i examensarbetet bestämdes fyra vägobjekt i Mälardalen för en inventering i LTPP:s databas. Databasen innehöll information om fallviktsmätningar och okulära besiktningar på skadade beläggningar. Värden från fallviktsmätningarna användes för beräkningar i PMS Objekt och beläggningar med olika skadegrader kontrollerades i databasen. Efter beräkningar och kontroller återstod två vägobjekt och 30 mätpunkter med fallvikt på skadad beläggning med skadegraderna 1, 2 och 3. I sista urvalet i utvärderingen av E-moduler återstod två mätpunkter med skadegrad 1, en mätpunkt med skadegrad 3 och 27 mätpunkter med skadegrad 2. Mät punkterna som ingick i den slutliga utvärderingen var på landsväg 292 och riksväg 53.

Med korrigeringsfaktorer och mätvärden från utmattningsförsök utförda av VTI utvecklades en metodik med att beräkna E-moduler i skadad asfalt. Metodiken baserades på hypoteser med att beräkna E-moduler i beläggningar med sprickor till beläggningar utan sprickor i två beräkningssteg. Den första hypotesen i utvärderingen och i första beräkningssteget var att korrigeringsfaktorn f_s kunde användas för att justera E-modulen från ett skadat till ett oskadat tillstånd. Den andra hypotesen i andra beräkningssteget var att en liknande korrigering kunde utföras med data från belastningsförsök på laboratorieprov genom att använda Hooke's lag vid olika tillfällen i belastningsförloppet.

Arbetet koncentrerades på att försöka utvärdera beläggningar med skadegraden 2 som till antalet var 27 mätpunkter i fem vägsektioner. Anledningen var att mätpunkter med skadegraderna 1 och 3 i beläggningarna endast var totalt tre stycken. Totalt utvärderades och jämfördes 27 mätpunkter med olika E-moduler med skadegraden 2 med E-moduler från VTI:s laborieförsök med temperaturberoende i asfaltprov. Alla 27 E-modulerna med skadegraden 2 beräknades först i två steg och därefter jämfördes de 27 E-modulerna med E-modulerna i asfaltprovet från VTI:s laborieförsök vid olika temperaturer. Även jämförelser utan de båda beräkningsstegen av de 27 E-modulerna gjordes med E-modulerna i asfaltprovet från VTI:s laborieförsök vid olika temperaturer.

Om man utgår från resultaten i utvärderingen kan E-moduler i en skadad beläggning under ett nytt asfjaltlager reduceras med cirka 40 eller 55 % i medeltal. Men då ingick beläggningar med skadegraderna 1 och 3. Reduceringar av E-moduler med 40 % avser när E-modulerna från fallviktsmätningarna är beräknade i två steg medan reduceringar av E-moduler med 50 % avser när E-modulerna från fallviktsmätningarna inte är beräknade i två steg.

I en annan noggrannare undersökning av resultaten utvärderades beläggningar med enbart skadegrad 2 sektionsvis och med likartade temperaturer i beläggningarna. När man enbart tog hänsyn till skadegraden 2 i beläggningarna så blev skillnaden inte så stor. Skillnaden blev bara 1 % högre reduceringar av E-moduler i en skadad beläggning under ett nytt asfaltlager. I en vägsektion blev reduceringen av E-moduler 45 % i medeltal med standaravvikelsen 5 % i en beläggning med skadegraden 2 under nytt asfaltlager vid en underhållsåtgärd.

Det finns egentligen inget stöd från andra utvärderingar för modulreducering som i praktiken kan variera mellan gränserna 10 och 80 %. Om man möjligtvis ska rekommendera reduceringar av E-moduler i en sprucken beläggning under ett nytt asfaltlager kan reduceringar genomföras i intervallet 40-50 % med hänsyn till resultaten. Förslagen på reduceringar av E-moduler i detta examensarbete bör betraktas som preliminära och som ansats till vidare studier med reduceringar av E-moduler i en beläggning med sprickor.

Det var relativt svårt att ta fram lämpliga E-moduler i en skadad beläggning beroende på tillförlitligheten och osäkerheten i metodiken i examensarbetet. Skillnaderna mellan E-modulerna från fallviktsmätningarna blev stora trots att asfaltlagret hade likartade belastningsskador och temperatur. I stället skulle studier av livslängder i beläggningar och stort urval av E-moduler från fallviktsmätningar i VTI:s underhållsdatas databas kunna ge en lösning på problemet med reduceringar av E-moduler. Men då måste korrigeringsfaktorer utvärderas för mätta E-moduler och prövas i PMS Objekt tills underhållsdatas databasens livslängder överensstämmer med beräkningarna i PMS Objekt.

Möjligtvis kan det vara mer lämpligt att använda fallviktsmätning på skadad beläggning i direkt anslutning vid en underhållsåtgärd. En ny metod med en annan ansats kan möjligtvis ge en lösning på problemet med lämpliga E-moduler i en skadad beläggning. Resultaten i arbetet ska betraktas som ett inlägg i diskussionen om lämplig metod och eventuellt behövs en ny utvärdering med annan ansats och teori.

Summary

Today pavement designers have no access or lack of E-modules on damaged asphalt under a new layer of asphalt during maintenance and improvements of bearing capacity. Only nominal values are chosen today which is included in VVTK Road and Vägverkets computer tool PMS Objekt to get results as good as possible in the end. There is no alternative for a pavement designer on E-modules on damaged asphalt when maintenance must be done. To get a support or a base on E-modules on cracked layer which shall be used in PMS Objekt, Vägverket have taken initiative to an investigation. The purpose of this study is to develop a method to reduce the E-modules proposed by VVTK to correspond to damaged asphalt layer with different grades of defects. This thesis is a new attempt to suggest E-modules for calculation in PMS Objekt to be used only when a partially degradable asphalt layer is left when reinforcing.

In the initial stage in this assessment four road objects were chosen in Mälardalen for an investigation in LTTP's database. The database contained information about falling weight deflectometer measurements and visual inspections on damaged pavements. These values were used in PMS Objekt and asphalt layers with different grades of defects were controlled in the database. After calculations and controls two road objects and 30 measured points remained on a damaged asphalt layer with grades of defects 1, 2 and 3. In the last selection in the evaluation of E-modules two measured points with grade of defect 1, one measure point with grade of defect 3 and 27 measured points with grade of defect 2 remained. The measured points which are concluded in the final evaluation were on road 292 and road 53.

With correction factors and values from fatigue tests conducted by VTI a method was developed to calculate E-modules in a damaged asphalt layer. The method was based on hypothesis with calculate stiffness modulus in asphalt layer with cracks to layers without cracks in two steps. The first hypothesis in the evaluation and the first step of calculating was that correction factor f_s can be used to adjust the stiffness module from a damaged to a non damaged condition. The second hypothesis and second step of calculating was a similar correction can be used with data from loading tests on a specimen in a laboratory by using Hooke's law with different occasions in the loading lapse.

The work was concentrated on trying to evaluate asphalt layers with grade of defect 2 which was amount 27 measured points in five road sections. The reason was that there were only three measured points totally with grades of defect 1 and 3 in the asphalt layers. Totally 27 measure points with different E-modules with grade of defect 2 were evaluated and compared with E-modules from VTI's laboratory test with dependent of temperature in asphalt specimen. All 27 E-modules with grade of defect 2 were calculated first in two steps and then the 27 E-modules were compared with E-modules in asphalt specimen from VTI's laboratory test with different temperatures. Also comparisons without calculations of the 27 E-modules were done with E-modules in the asphalt specimen from VTI's laboratory test with different temperatures in the asphalt specimen.

If one emanate from the results in the evaluation perhaps E-modules in a damaged asphalt layer under a new asphalt layer can be reduced with 40 or 55 %, on average. But then grade of defects 1 and 3 in asphalt layers were included. Reducing E-modules with 40 % refers to when E-modules are calculating in two steps while reducing E-modules with 55 % refers to when E-modules are not calculating with two steps. In another more careful examination of the results asphalt layers with only grades of defect 2 were evaluated in sections and with similar temperature in the asphalt layers. If only grades of defect 2 in asphalt layers are concerned the difference do not become so large. The difference becomes only 1 % higher of reducing E-modules in damaged asphalt under a new asphalt layer. In one road section the reduction of E-modules became 45 %, on average, with standard deviation 5 % in an asphalt layer with grade of defect 2 under a new asphalt layer during a maintenance scenario.

Actually there is no support from other evaluations for reduction of E-modules, which can vary between the boundary lines 10 and 80 % in practice. If once should give a recommendation for reducing E-modules, maybe a reduction will be in the interval 40-50 % in asphalt with cracks under a new asphalt layer. The suggestion of reducing the E-modules shall be considered as preliminary and a base for further studies on reducing of E-modules in asphalt layer with cracks.

On the basis of the results it was relatively difficult to produce suitable E-modules in damaged asphalt due to unreliability and uncertainty in the method in this work. The differences between E-modules from the falling weight measurements were high despite the fact that the asphalt layers had similar damages and temperatures. Studies of lifetimes in asphalt layers and huge amount of E-modules from falling weights measures in VTI's database should maybe give a solution on the problem of reducing E-modules. But only when correction factors are evaluated on measured E-modules and trials in PMS Object are carried out until database maintenance lifetimes correspond with calculations in PMS Object.

Perhaps it can be considered more suitable to use falling weight measurements on cracked asphalt in connection to maintenance. A new method with another approach can possibly give a solution to the problem with eligible E-modules in damaged asphalt. The result of evaluation of E-modules should be considered as only a contribution to the overall discussion of a suitable method and eventually a new evaluation is needed with another approach and theory.

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Idag finns ett behov av förbättringar och underhåll av vägnätet eftersom många vägbeläggningar i Sverige har sprickor, spår och slitage. När en förstärkningsåtgärd planeras uppstår frågan om vilken styvhetsmodul som ska användas vid dimensioneringen av beläggningen. Val av styvhetsmoduler för beläggningar med olika typer av skador är en relativt komplicerad uppgift för projektörer. Vägverket har därför initierat till ett projekt som ska leda till förslag till styvhetsmoduler vid dimensionering av beläggningsåtgärder.

Vid dimensionering av väg är målsättningen på hållbarheten för ett asfaltbundet lager 20 år. Idag när vägar inventeras och besiktas konstateras att medellivslängden för bundet lager inte är mer än 12 år. Om dimensioneringen skulle förbättras så att medellivslängden hos beläggningar steg från 12 till 20 år skulle behovet av bärighetsåtgärder försvinna på sikt.

Vid bärighets- och tjälsäkring krävs att överbyggnaden dimensioneras rätt för att upprätthålla livslängden när en väg ska åtgärdas. En stor del av åtgärderna utförs i bundna bär- och bindlager tillsammans med slitlager. Nya lager läggs på gamla lager vars funktion är förbrukad och skadorna är främst spår- och sprickbildning. Om de gamla lagren ingår med korrekta värden, tjocklek, E-moduler o.s.v. vid dimensioneringen, kommer både över- och underdimensioneringar att reduceras.

Då det inte finns någon statistik som visar livslängden av beläggningar som åtgärdats p.g.a. sprickbildning kan endast bedömningar göras. Det innebär inte att beläggningstjocklekarna alltid skulle bli större men man kan anta att överdimensioneringar kan förekomma. Överdimensioneringar är naturligtvis inte heller ”kostnadseffektiva” eftersom beläggningar bryts ner av klimatfaktorer vid hög ålder och måste åtgärdas ändå.

År 2009 investerade Vägverket 1,9 miljarder kr i bärighets- och tjälsäkringsåtgärder på det allmänna vägnätet. Under år 2008 investerade Vägverket 155 miljoner kr i bärighetsåtgärder för nationella vägar och 1,3 miljarder kr investerades i övriga vägar. Av den totala volymen underhåll utgör mer än 60 % beläggningsunderhåll(2008). Kostnaden per kvadratmeter har generellt sjunkit kontinuerligt mellan 2002 och 2008 men under perioden 2004 - 2007 ökade underhållet på den totala ytan belagd väg. Underhållet av belagda vägar har oftast använts som en regulator eftersom drift har prioriterats före underhåll och bristen har drabbats främst underhållet av belagda vägar. (Vägverket, 2009)

Vägverket har genomfört ett antal åtgärder för att öka produktiviteten. Den största effekten på produktiviteten har varit åtgärder vid upphandlingar av bitumen och bättre upphandlingsrutiner. Under senare år har livslängden för beläggningar ökat. Anledningen är främst att dubbdäck numera har lätta dubbar och att den utlagda asfaltmassan har bättre stenmaterial och bättre homogenitet. Det har inneburit att årskostnaden har minskat successivt för underhåll av slitlager på belagda vägar i betydande omfattning. Trenden fortsätter och det innebär att effektiviteten i underhållet av belagda vägar ökar. (ibid.)

Den största orsaken till nedbrytning och sprickbildningar av belagda vägar är nu den tunga fordonstrafiken. Tung fordonstrafik ger upphov till spårbildningar som i sin tur orsakar sprickor i asfaltlagren. Fordonstrafiken kan räknas i trafikarbete med fordonskilometer och i den tunga trafiken ingår tunga lastbilar och bussar. Trafikarbetet med buss har minskat med 12,7 % sedan 1999 men med tunga lastbilar har trafikarbetet ökat med 21 %. Totalt har trafikarbetet med lastbilar ökat med 38,5 % sedan 1999 (lätta lastbilar inräknade). Utvecklingen sedan 1999 avseende trafikarbetet med tunga fordon är stigande med cirka 2,2 % varje år till 2008. År 2008 var den tunga fordonstrafiken omkring 7,1 % av det totala trafikarbetet. (ibid.)

Materialen i en vägöverbyggnad har olika hållfasthetsegenskaper beroende på var de återfinns i överbyggnaden. För att mäta hållfasthet eller dimensionera en vägkonstruktion används styvhetsmoduler(E) eller elasticitetsmoduler. Styvhetsmodulen E är förhållandet mellan den vertikala spänningen(σ_z) och den vertikala töjningen(ϵ_z) eller deformationen(σ_z / ϵ_z) om ett material antas linjär elastisk enligt Hooke's lag. (Instutionen för Teknik och samhälle, LTH, 2002)

Det uppstår problemet när en åtgärd behövs med vilken styvhetsmodul som ska användas för att förbättra vägens egenskaper så att det blir rätt styvhet eller passande E-modul i vägkonstruktionen. Vid dimensionering av vägar används bl.a. datorprogrammet pavement management systems object(PMS Objekt) som är ett beräkningsprogram framtagen och utvecklad av Vägverket.

Beräknings- eller dimensioneringsprogrammet PMS Objekt används ofta när en väg behöver bärighetsförstärkas vid en underhållsåtgärd. I många fall när en väg ska bärighetsförstärkas ska den gamla beläggningsen ligga kvar. Den gamla beläggningsen ska samverka lastbärande med övriga lager i vägen och den nya beläggningsen som läggs ovanpå.

När PMS Objekt ska köras vid en dimensionering uppmanas användaren reducera styvhetsmodulerna i datorprogrammet för den gamla och skadade beläggningsen. Men det finns inga värden på val av styvhetsmoduler eller E-moduler på gammal skadad beläggning för PMS Objekt. Det finns heller inget stöd för reduceringar av E-moduler på spruckna beläggningar. Eftersom det inte finns anpassade E-moduler för beläggning med olika grader av skador används nominella E-moduler från regelverket Vägverkets tekniska krav(VVTK) och PMS Objekt.

VTI har utfört fallviktsmätningar och okulära besiktningar på många vägobjekt i Sverige under 1980- och 1990-talet på uppdrag av Vägverket. Alla undersökningar eller tillståndsdata har samlats i en nationell databas(LTPP). I databasen finns information om bl.a. skadegrader och skadetyper i beläggningar och en stor mängd data med fallviktsmätningar på många vägsträckor. Tillgången till informationen i databasen finns på Vägverkets hemsida.

Med tillgång till stor mängd information om vägars kondition och tillstånd i long term pavement performance(LTPP) databasen och datorprogrammet PMS Objekt finns det förutsättningar att genomföra ett projekt. Projektet är ett examensarbete som förhoppningsvis ska leda till en metodik för att reducera E-moduler i regelverket VVTK och PMS Objekt.

1.2 Syfte och mål

Syftet med examensarbetet är att utreda vilka styvhetsmoduler för asfaltbeläggningar som är lämpliga att ansätta vid underhållsdimensionering i PMS Objekt. Med hjälp av fallviktsdata ska examensarbetet försöka ta fram underlag för val av styvhetsmoduler i sprucken beläggning med olika skadegrader.

De nya beräknade styvhetsmodulerna i sprucken beläggning ska användas i Vägverkets datorprogram PMS Objekt istället för nominella moduler som idag ingår i VVTK i kapitel 4.5 och PMS Objekt. Nominella moduler avser oskadad ny beläggning vid underhåll och bärighetsförbättringar. Nominella styvhetsmoduler är framtagna från empiriska dimensioneringar av vägöverbyggnader.

Nytt asfaltlager läggs som ut ovanpå gammalt asfaltlager höjer styvhetsmoduler kraftigt i hela bitumenbundna lagret. Höjningen av styvhetsmodulen kan bli onödigt hög i hela asfaltlagret, då är syftet med examensarbetet att beräkna styvhetsmoduler i underliggande asfaltlager som har sprickor. När projektörer vet vilka styvhetsmoduler en sprucken asfalt har, kan det underlätta valet av styvhetsmoduler för nya asfaltlager ovanpå en gammal sprucken beläggning.

1.3 Avgränsningar

Examensarbetet baseras på fallviktsmätningar genomförda av VTI på uppdrag av Vägverket. Arbetet begränsas till ett område i och omkring Mälardalen där ca 4500 fallviktsmätningar har utförts på fyra vägobjekt under olika perioder från 1984 till 1999.

Vägobjekten definieras som tre lager modell med styv undergrund på 3 meters djup under vägytan och ska vara flexibla överbyggnader och utformade som grusbitumenöverbyggnad(GBÖ) eller bergbitumenöverbyggnad(BBÖ).

I överbyggnaden väljs översta lagret som asfaltbundet slit- och bärlager. Bergbitumenöverbyggnaden har också bitumenindränkt makadamlager i de bundna lagren. Makadamlagret som är bundet adderas in i övre bundna slit- och bärlagren.

Andra lagret väljs som obundet bär- och förstärkningslager. Förstärkningslagret består alltid av krossat material, bergkross i bergbitumenöverbyggnad medan obundna bärlagret i grusbitumenöverbyggnaden består av okrossat material. Skyddslagret ska adderas in i de obundna lagren.

Tredje lagret eller understa lagret i modellen är undergrund eller terrass och vid beräkning ska den vara ett styvt skikt med oändlig tjocklek tre meter under vägytan. Samtliga material i vägkroppen ska betraktas som homogena med isotropa egenskaper.

2 Metod

I svenska nationella databasen long term pavement performance(LTPP) som är framtagen av VTI på uppdrag av Vägverket finns en mängd tillståndsdata på ett stort antal vägobjekt i Sverige. Den huvudsakliga avsikten med vägkarteringen är att ta fram underlag för nedbrytnings- och tillståndsmodeller som i senare skede ska användas i Vägverkets datorprogram PMS Objekt, ett planeringssystem för vägunderhåll.

Initialt utvärderas mätdata från tidigare genomförda bärighetsundersökningar med fallviktsapparat på befintliga äldre vägkonstruktioner. Undersökningarna innehåller provbelastningar på vägytor och har utförts med hjälp av fallvikt, Falling Weight Deflectometer(FWD). Metoden är en deflektionsmätning som registrerar vägytans nedsjunkning(deflektionsbassäng). Nedsjunkningen är funktionen av styvhetsmoduler i de olika lagren och underliggande materiallayers tjocklek som påverkas av belastningen.

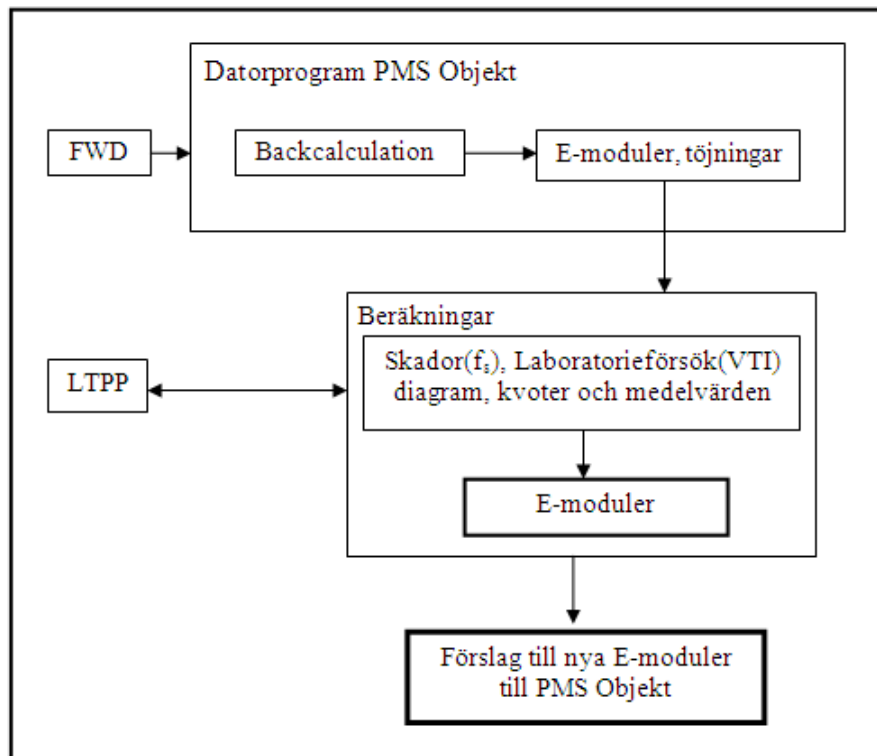
I belastningscentrum har de översta lagren störst betydelse medan när avståndet blir längre från belastningscentrum påverkas från undergrund eller terrass. I detta arbete är deflektionerna närmast belastningscentrum det som är intressanta med avseende på asfaltsbeläggnings tillstånd.

I fas I beräknades deflektioner i PMS Objekt med hjälp av valda och inventerade fallviktsmätningar från okulära besiktningar av beläggningar med en skada. En lagermodell av antalet lager, tjocklekar och ändring av Poissons tal som hör ihop med olika materialtyper i vägkonstruktionen definierades i PMS Objekt, se figur 2.1.

I fas II användes beräknade E-moduler från PMS Objekt sedan för omräkning till nya moduler med hjälp av korrektionsfaktorer relaterade till olika typer och grader av vägskador. De nya beräknade E-modulerna betraktades som E-moduler utan skador eller sprickor, se figur 2.1.

I fas III inhämtades resultat från laborietester från VTI på likartade asfalttyper där fallviktsmätningarna har genomförts. Årsdygnstrafiken från tunga fordon användes för att beräkna vid vilken tidpunkt skador kunde ha inträffat enligt belastningar i diagram med hänsyn till töjningar. E-moduler i skadade beläggningar beräknades och jämfördes med värden på E-moduler från VTI:s laborieförsök med likartad asfalttyp beroende på temperaturer. Jämförelser gjordes också med tabellerade E-moduler från VVTK, se figur 2.1.

Framtagna kvoter på E-moduler utvärderades och användes för att reducera E-moduler i PMS Objekt på en skadad beläggning. För att underlätta jämförelser av E-moduler i utvärderingen tillämpas indexering av omräknade E-moduler. Indexeringen införs för att lättare kunna följa resonemangen mellan beräknade E-moduler med kvoter och mätta E-moduler i fallviktsmätningar och i laboratorieförsök. Om det fanns ett stort antal fallviktsmätningar på spruckna beläggningarna orsakade av trafikbelastningar, skulle en validering utföras för att få fram lämpliga E-moduler i en beläggning med olika skador.



Figur 2.1 Flödesschema över metodiken förslag till nya E-moduler.

3 Bakgrund Teori

3.1 Vägöverbyggnad

En vägöverbyggnads primära syfte är att fördela och sprida trafiklaster till undergrunden så att deformationer i underbyggnad eller terrass blir så liten som möjligt under en bestämd dimensioneringsperiod. Vägöverbyggnaden skall även uppfylla kriterier som trafiken ställer på god komfort och hög säkerhet. Val av material i de olika lagren i överbyggnaden har mycket stor betydelse för nedbrytningen under dimensioneringsperioden. Klimatets inverkan och trafikens påverkan under livslängden på väggroppen medför nedbrytningar och i värsta fall skador som följd på överbyggnaden. (Institutionen för Teknik och samhälle, LTH, 2002)

Anpassning och val av material i överbyggnaden med hänsyn till topografi, nederbörd, temperatur, trafiklast, trafikmängd och var i Sverige en väg ska byggas är därför mycket viktig för att i möjligaste utsträckning motverka nedbrytning av väggroppen. Även i utförandeskedet, när en väg ska byggas är det mycket viktigt att utförandet följer anvisningarna från exempelvis regelverk så att risken för framtida skador på vägar minimeras. (ibid.)

Överbyggnadstyper delas in i tre huvudgrupper som är flexibla och styva överbyggnader och halvstyva. I allmänhet används grusbitumenöverbyggnad(GBÖ) bergbitumenöverbyggnad(BBÖ) och cementbitumenöverbyggnad(CBÖ) men även betongöverbyggnad och grusöverbyggnad används som alternativ i Sverige. (ibid.)

En vägöverbyggnad består i huvudsak av tre delar, slitlager, bärlager och förstärkningslager. Ett skyddslager kan i fall där det behövs för att motverka ojämna tjällyftningar, appliceras mellan förstärkningslager och terrass. Bärlagret kan vara bundet av bitumen eller obundet medan förstärkningslagret består av krossade eller okrossade material. Bindemedel av asfalt och väl sorterat och graderat stenmaterial eller vid stor belastning av tung trafik, cementbetong utgör slitlagret i överbyggnaden. (ibid.)

Slitlagret har den primära funktionen att förhindra vatten tränger ner i överbyggnaden och jämn med god friktion. Förutom god ytvattenavledning och ge goda ljusreflektioner vid väta och mörker ska slitlagret stå emot krafter orsakade av trafiken och ha en god lastspridande kapacitet. (FAS Asfaltbok, 1995)

Bärlagret är det viktigaste lagret i överbyggnaden med avseende på bärighet där funktionen syftar på att fördela och uppta trafikens laster så att deformationer och påkänningar till förstärkningslagret eller terrass inte blir för stora. Bärlagret ska vara beständigt mot fuktvariationer som kan ge upphov till volymförändringar och även självt kunna ta de vertikala påkänningar och i möjligaste utsträckning motstå utmattnings som kan uppstå i överbyggnaden. (Nilsson, 2000)

Bärlagret närmast slitlagret är ett bitumenbundet bärlager bestående av asfaltgrus (AG) oftast med bindemedlet 160/220. Under det bundna bärlagret utläggs antingen ett obundet bärlager av krossat material eller ett bitumenbundet lager exempelvis av makadam. Packningen måste utföras på ofrusat material med vält med bestämd hastighet och bestämd antalet överfarter beroende på vilken styvhet bärlagret ska ha. Vilken styvhet bärlagret ska ha beror på om det ska utföras en bärighetsförbättring och underhåll eller en nybyggnad. (Instutionen för Teknik och samhälle, LTH, 2002)

Lagret närmast under bärlagret är ett förstärkningslager som används i vägkonstruktioner där undergrunden har en låg bärighet och fördela trafikens belastningar vidare från det obundna grusbärlagret till terrass. Förstärkningslagret ska också fungera som ett dränerande lager. Det är då viktigt att tillräckligt grovt material utläggs för att få förstärkningslagret dränerande ut till vägens dagvattenssystem. Samtidigt måste tillräcklig bärighet uppnås för att lagret ska fungera som överfart för byggtrafiken när utläggning och packning utförs av ovanliggande lager. Förstärkningslagret ska förstärka undergrundens hållfasthet. (ibid.)

Materialet i förstärkningslagret är bergkross, sprängsten eller av krossat eller krossat grusmaterial. Packning utförs vanligtvis med vibratorvält. Byggutförandet av förstärkningslagret genomförs på liknande sätt som bärlagret och egenskaperna ska utöver det som nämnts vara samma som för bärlagret. (FAS Asfaltbok, 1995)

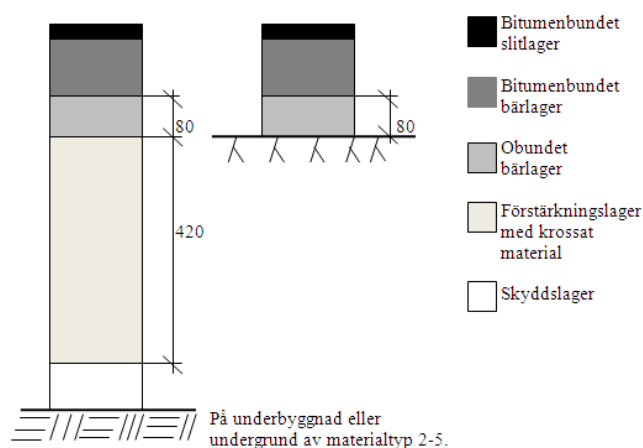
Efter förstärkningslagret kan i förekommande fall ett skyddslager utläggas där det kan förekomma stora köldmängder och tjälfarligt material i undergrunden. Skyddslagret har till uppgift att reducera tjällyftningar genom att förhindra finkorniga undergrundsmaterial tränga upp i förstärkningslagret. Det finns risk för exempelvis små partiklar av sand- och grusmaterial eller i värsta fall leror kontaminerar förstärknings- och bärlagret. Konsekvensen blir oftast mycket sämre hydrologiska och mekaniska egenskaper i de ovanliggande lagren. (Nilsson, 2000)

3.2 Överbyggnadstyper

Med flexibel överbyggnad avses överbyggnad med enbart obundna lager eller obundna och bitumenbundna lager (asfaltmassor) medan styv överbyggnad har minst ett hydrauliskt bundet lager och utgörs av cementbetong som är det lastfördelande lagret. Det används vanligtvis tre olika överbyggnader från grupperna flexibla och styva i Sverige, cementbitumen-, bergbitumen- och grusbitumenöverbyggnad. I en tredje grupp överbyggnader finns även halvstyva men detta arbete kommer enbart koncentreras på flexibla överbyggnader med varierande tjocklekar och materialtyper. (Vägverket, 2004)

3.2.1 Grusbitumenöverbyggnad, GBÖ

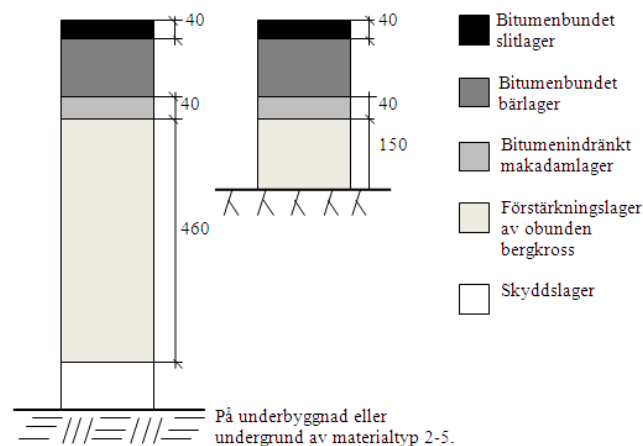
Grusbitumenöverbyggnad används normalt till mindre och medelstora vägar samt större vägar där tillgången på bergmaterial är begränsad. Grusbitumenöverbyggnaden kan också användas där det förekommer trafik med mycket tunga axellaster. Överbyggnadstypen består av bituminöst slitlager, eventuellt bitumenbundet bärlager obundet bärlager, förstärkningslager samt eventuellt skyddslager. Bärlagrets tjocklek beror av andelen okrossat material i förstärkningslagret. Vägkonstruktionen kan utföras på terrassyta av berg eller bergbank, se figur 3.1. (ibid.)



Figur 3.1 Grusbitumenöverbyggnad för vägkonstruktion, mått i mm (VVTK, 2008).

3.2.2 Bergbitumenöverbyggnad, BBÖ

Bergbitumenöverbyggnad används normalt till större vägobjekt där tillgången på bergmaterial är god. Överbyggnaden består av bitumenbundet slitlager, bitumenbundet bärlager, bitumenindränkt makadamlager (IM), förstärkningslager av obunden bergkross och eventuellt skyddslager. Underbyggnaden utgörs normalt av berg eller bergbank, se figur 3.2. (ibid.)



Figur 3.2 Bergbitumenöverbyggnad för vägkonstruktion, mått i mm (VVTK, 2008).

Överbyggnadstyper som utvärderades i detta arbete var bergbitumenöverbyggnad (BBÖ) och grusbitumenöverbyggnad (GBÖ) med undergrundsmaterial av lera, sandig moig morän, bergbank med sandigt grus och silt. Förstärkningslagren bestod av lätt bergbank av sorterad sprängsten eller enligt BYA och bärlagren av bitumenbunden bergkross eller bärlagergrus eller makadam enligt BYA. BYA är en föregångare till ATB Väg och VVTK som beskriver dimensioneringsmetoder enligt Svenska normer.

3.3 Vägkroppens nedbrytning och skadetyper

Vägkonstruktionen bryts ned kontinuerligt från den tidpunkt konstruktionen blivit nybyggd eller en åtgärd har utförts. Nedbrytningen startar direkt när vägen tas i bruk och fortsätter oavbrutet tills nästa åtgärd måste genomföras. Processen är ofrånkomlig och naturlig men är möjlig att påverka. Hastigheten på nedbrytningen kan reduceras genom val av standard på nybyggnad, kvalitet på utförande, material eller typ av åtgärd och tidpunkten för åtgärden. Miljö och trafik är de största faktorerna på nedbrytningsprocessen. (Bära eller brista, 2003)

3.3.1 Ytligt slitage

Processer som är nedbrytande på vägar och gator är bl.a. nötning från dubbdäck på framför allt högtrafikerade vägar vintertid och exempelvis åldring av beläggning som gör beläggningen spröd. Graden av nötning på beläggning beror på bland annat samverkan på trafikförhållanden, dubb- och däcktekniska faktorer, klimat- och beläggningstekniska faktorer. Den avnötta volymen och var på vägens yta nötning sker beror på fordonens spårbundenhet, stenmaterial, fuktförhållanden och dubbfrekvens. Även om motståndet mot nötning på asfaltlager och trafikmängd är samma kan spårdjupet variera på olika typsektioner och det gäller även däck utan dubbar när det enbart är frågan om spårdjup. Detta beror på omlagring i något eller några lager i vägbyggnaden. Klimatets inverkan på vägytan har en stor betydelse när det gäller temperaturförändringar. Uppstår det allt för stora och snabba temperaturväxlingar finns risken för sprickbildningar som följd då lagren med asfalt får för stora krymp- och expansionsspänningar. (ibid.)

En avgörande effekt som kan korta livslängden på beläggning är åldring. Åldringen av asfalten sker främst när bitumens egenskaper förändras och när vatten tillkommer på bindningen mellan stenytorna och bitumen. Bitumen blir dessutom mindre elastisk och hårdare genom avgående och oxidation av lättflyktiga beståndsdelar och dels att bindemedlet oxiderar. Processen av åldringen i bitumen är i huvudsak beroende på bitumens skiktjocklek och beläggningens hålrums halt och hålrumstorlek. (ibid.)

3.3.2 Strukturellt tillstånd

Nedbrytning av beläggning och underliggande lager orsakas nästan helt uteslutande av tunga trafikbelastningar som tunga lastbilar och bussar medan personbilar inte har någon nämnvärd inverkan. De strukturella förändringar som inträffar på framför allt slitlagret men även de närmaste underliggande bundna lagren är spår- och/eller sprickbildning. Även klimatet har inverkan på nedbrytningen som resulterar i form av termiska sprickor och tjälskador i slitlagret och vägkropp. Det kan också förekomma att klimat och belastning från trafik samverkar till nedbrytning av överbyggnaden. Vanligaste anledningen till spårbildning är instabilitet eller plastisk deformation i ett eller flera lager i beläggningen och avnötning på högtrafikerade vägar och gator. En vanlig förekommande deformationsskada är dubbelspår på vägbeläggningen som orsakas av parmonterade boggiehjulen från den tunga trafiken. Desto närmare det instabila lagret ligger beläggningssytan ju mer framträdande blir dubbelspårerna. (ibid.) På vägar som har hög andel spårbunden tung trafik och motlut förekommer det oftare och kraftigare spårbildning på grund av plastisk deformation. Spårbildningen blir mer påtaglig om vägen både lutar mot söder eller sydväst eftersom solstrålningen orsakar högre temperatur i beläggningen och vid högre lufttemperaturer som exempelvis

under sommarmånaderna. Även i korsningar eller när tung trafik stannar och startar vid hållplatser uppkommer det ofta en annan typ av plastiska deformationer i form av tvärgående korrugeringar(vågbildningar). Korrugeringar i beläggningsytan kan också uppstå när hastigheten ändras. Det blir förhållandevis stora skjivkrafter i beläggningsens övre lager framför allt från de tunga fordonen. De viktigaste och sammanfattande orsakerna till plastiska deformationer på beläggning från tunga fordon är antal och storlek på axellast, kontakttrycket, trafikförhållande och typ av belastning som exempelvis belastningshastighet. (ibid.)

3.3.3 Beläggningsmaterialet asfalt

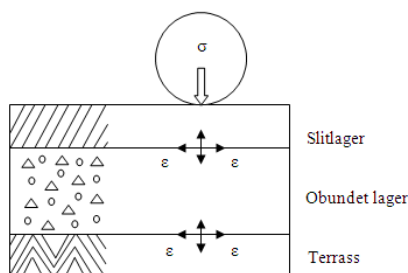
Temperaturomväxlingar i beläggning i intervallet -20 till + 50 °C medför att styvheten i bindemedlet asfalt ändras betydligt vilket ger stora plastiska deformationer speciellt i beläggningar med höga temperaturer. Det kan till och med bli mer än + 50 °C heta sommardagar på beläggningsens ytlager vilket minskar beläggningsens motstånd mot plastiska deformationer radikalt. Asfalt som är ett bindemedel i beläggningsen är sammansatt av bitumen, stenmaterial och luft. I fall där asfaltmassan är tät d.v.s. lite luft i massan i exempelvis vanlig tät asfaltbetong(ABT) ökar känsligheten för plastiska deformationer i förhållande till stenrika asfaltmassor som ABS eller tunnskiktbeläggningar(TSK). Asfaltmassor som har hög innehåll av grovt stenmaterial, stabiliseras kraftigt genom låsning i stenskelettets inre friktion vilket medför liten risk till plastisk deformation. En annan förstärkande åtgärd mot plastiska deformationer och stabilisering är inblandning av polymerer eller gummi i bindemedel i ABT- eller ABS-massor. Det finns ytterligare en vanlig typ av asfaltmassa som är dränerande, så kallad öppen beläggning ABD som används för att framför allt släppa igenom vatten fort men även dämpa buller och ge god friktion. Nackdelen med ABD-massan är att den åldras och slits ner snabbare än ovan nämnda asfaltmassor. Direkt under slitlagret ligger bärlagret eller ett bindlager som är bitumenbundet och benämns AG(asfaltgrus). Beläggningsen AG ska ge ökad stabilitet och bättre lastfördelande egenskaper från ytlagren ned till underliggande lager eller med andra ord låg permanent deformation vid tryckpåkning och hög utmattningshållfasthet vid dragpåkning. (Instutionen för Teknik och samhälle, LTH, 2002)

3.3.4 Sprickbildning

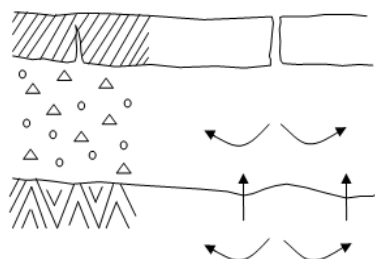
Vid varje överfart pressas asfaltlagren ned marginellt när tunga fordon trafikerar en vägbana. Varje nedpressning föranleder en dragtöjning i underkant på asfaltlagren. De kontinuerliga nedpressningarna orsakar en utmattning av asfaltlagren och sprickor uppkommer i asfaltlagrens underkant. Med tiden växer sprickorna sig uppåt för att till slut bli synliga på slitlagrets yta som vanligtvis är längsgående i eller strax utanför spåren, se figur 3.3 och 3.4. (Ullidtz, 1998)(Bära eller brista, 2003)

I förhållandevis tunna beläggningar förekommer krackeleringar som är ett system eller mönster av flertalet utvecklade av både längsgående och tvärgående sprickor i hjulspåren. När belastningar från tung trafik pressar beläggningsen ytterligare förbinds alla sprickor så att skarpkantade och flersidiga delar bildas för att till slut helt släppa från beläggningsen. Vanligaste uppkomsten av krackeleringar är när vägmaterial som är vatten- och tjälkänsliga ligger för nära ytan i förbindelse till beläggningsen eller dräneringen i vägbyggnaden är dålig. Dessutom kan alltför stora andelar finkorniga

jordarter i vägmaterialet ge upphov till sprickor eller att asfaltlagren är för styva för att motstå rörelser i de underliggande obundna lagren. (Bära eller brista, 2003)



Figur 3.3 Väggkroppens respons på spänningar, töjningar och deflektioner (Ullidtz, 1987).



Figur 3.4 Väggkroppens funktionella och strukturella tillstånd efter trafikbelastningar och miljönverkan som resulterar i sprickor, ojämnheter och hål (Ullidtz, 1987).

Det finns utmattningskriterier när det initialt uppstår sprickor med hårstråliknande former i botten av asfaltlagret men andra faktorer inverkar också när de små sprickorna propagerar eller fortplantar sig uppåt till ytan på beläggningen. Den faktiska processen med sprickornas former och utveckling är mer komplicerad. Mikrosprickor uppkommer där det finns svaga punkter samtidigt som vägytan utsätts för hög tryckspänning och töjningar i asfaltlagren. Tunga trafiklaster och temperaturförändringar orsakar spänningar och töjningar som sedan resulterar i mikrosprickor och samtidigt ändras vägmaterialet genom minskad verksamt area när vägen ”trycks samman”. Styvhetsmodulerna minskar samtidigt också i vissa punkter eller lager i väggkroppen. Det kan också vara så att på en del sektioner där det inte finns någon eller liten trafikmängd kan det uppkomma relativt kraftiga försämringar i asfalten då bitumen åldras. Det ska även påpekas att de strukturella skadorna med sprickor inte är en isolerad företeelse i asfaltlagren utan de förekommer även i de obundna lagren. Nedbrytningar i de obundna lagren kan ske genom krossning av korniga material, söndervittring eller penetrering av finkorniga material eller vattengenomträngning. Samspelet mellan alla nedbrytningsfaktorer ökar nedbrytningen i väggkroppen framför allt om de samverkar samtidigt. (Ullidtz, 1998)

3.3.5 Belastnings- och utmattningssprickor

Det som är intressant och som ska utvärderas i detta arbete är defekter på beläggning i de bundna lagren i överbyggnaden. Beräkningarna i detta arbete från VTI:s

mätresultat ska ta hänsyn till skadegrad och vilken motsvarande E-modul den skadade beläggningen kommer att få. De viktigaste defekterna i beläggningen med hänsyn till utmattning och bärighet kan delas in i spårbildning, utmattningssprickor och krackelering. Skadegrader delas in i tre nivåer i så kallade svårighetsgrader och utbredningen i procent av vägavsnittets längd eller yta. Skadornas utbredning anges som lokala, måttliga eller generella. (Bära eller brista, 2003)(Göransson, 2005)

Vanligaste skadetyper avseende på bärighet och utmattning:

1. Sprickbildning i hjulspår

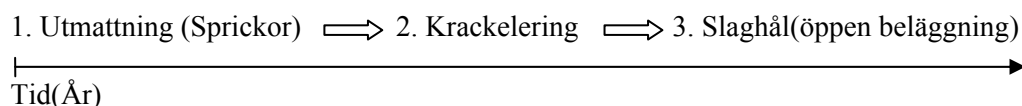
Sprickbildning i hjulspår uppstår när vägkonstruktionens dimensionerande livslängd har löpt ut eller att vägkonstruktionen har varit underdimensionerad. **Svårighetsgrad:** 1. Längsgående enskilda hårfina sprickor i eller omedelbart utanför hjulspårens kant och/eller kort tvärgående hårfina sprickor i den tunga trafikens spår. Sprickorna är slutna, det vill säga de har inte öppnat sig och inget material har lossnat från beläggningen, 2. Sprickorna har öppnats mer men inget eller endast lite material har lossnat från beläggningen, 3. Sprickorna har öppnats avsevärt och material lossnar från sprickkanten. (Bära eller brista, 2003)

2. Krackelering

Krackelering i beläggning kan orsakas av att dimensioneringsperioden har löpt ut eller före dimensioneringsperioden utgång då vägkonstruktionen har varit underdimensionerad. Anledningen kan vara att trafikbelastningen har varit större än beräknat eller att vägkonstruktionen blev svagare än beräknat. En annan orsak kan vara att beläggningslagren är för styva för att klara rörelser som obundna lagren medger eller att vatten- och tjälkänsliga material finns för nära beläggningslagren.

Svårighetsgrad: 1. Längsgående parallella osammanhängande hårfina sprickor blandade med korta tvärgående sprickor i hjulspårens mitt. Sprickorna är slutna och inget material har lossnat från beläggningen, 2. Sprickorna har utvecklats till ett sammanhängande mönster av bitar, formade av längs- och tvärgående sprickor och kan vara något öppna, 3. Sprickorna har öppnats ytterligare och material har lossnat från sprickkanterna, beläggningsbitarna ligger lösa och vippar vid trafikbelastning. (Bära eller brista, 2003)

Skador på beläggning kan delas in i tre faser beroende på tid och belastning och dels klimat. Det börjar med utmattning på beläggningen som leder till krackelering som är beroende på beläggningstyp och klimat. Krackeleringen leder sedan vidare till slaghål d.v.s. öppen beläggning, se figur 3.5.



Figur 3.5 Utveckling av skador på beläggning m.h.t. tid.

3.4 Linjärelastisk teori

För att beräkna kritiska spänningar, töjningar och permanenta deformationer i beläggningmaterialen behövs en analytisk beräkningsmodell. Även empiriska metoder behöver tillämpas för att kunna simulera tillståndsförändringar när strukturella försämringar uppstår i bundna lager orsakade av sprickor av utmattningar, spänningar och töjningar. I en analytisk-empirisk eller mekanisk-empirisk metod simuleras eller förutsägs tillståndsbedömningen i väggkropp med hjälp av grundläggande fysiska variabler och parametrar. (Ullidtz, 1998)

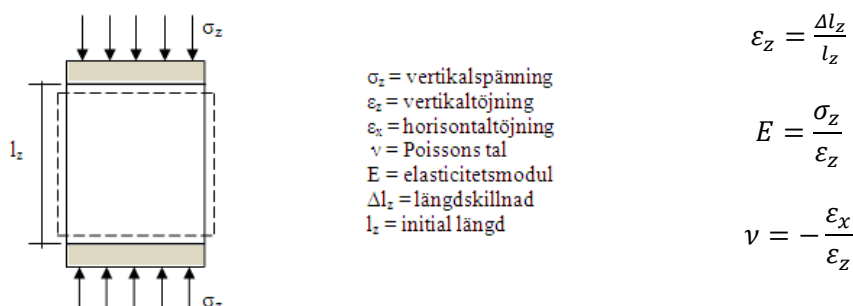
Teoretiska modeller syftar till att få fram spänningar, töjningar och deflektioner från överbyggnadens respons orsakade av pålagda laster. Nedbrytning av vägöverbyggnad påverkas i hög grad av dynamiska effekter som storlek, konfiguration, hjultryck, hastighet, frekvenser och var på vägen lasten är placerad. Materialen i väggkroppen varierar i lagertjocklek, moduler och bitumen skiftar både utmed väg och sektionsvis väg gör beräkningsmodellerna mer komplexa på grund av inhomogenitet och av de dynamiska effekterna. (ibid.)

I fall grundläggande antaganden är korrekta med hänsyn till material och gränsvärden kan metoden tillämpas för att beräkna effekterna av responsen för alla kombinationer på laster, klimat och material. I de flesta fallen antas att lasten är statisk och deformationerna är kontinuerliga och kompatibilitet råder mellan normal- och skjivspänningar. Beräkningsmodellerna antar vidare att väggmaterialen är homogena, isotropiska och linjär elastiska. (ibid.)

3.4.1 Elasticitet

I utgångsläget inom elasticitetsteorin används två viktiga materialparametrar. Den första är elasticitetskonstanten E (Youngs modul, E) och den andra är Poissons tal, ν . I det enklaste fallet och om materialet är linjär elastisk är förhållandet mellan vertikala spänningar (σ_z) och töjningar (ϵ_z) konstant, E . Poissons tal är förhållandet mellan vertikala och horisontala töjningar som också är konstanta i det enklaste fallet. Tillstånden är känt som Hookes lag. Töjningarna i vertikal- och horisontalled blir negativa men om förhållandena blir positiva uttrycks det som Poissons tal, ν , se figur 3.6. Ett pålagt tryck i en riktning resulterar i spänningar eller töjningar som är proportionella mot negativt ν/E i lodrät riktning. (Ullidtz, 1987)

Definitionen på elasticitetskoefficienten av Hookes lag och Poissons tal;



Figur 3.6 Elastiska parametrar för fleraxiala spänningar (Ullidtz, 1998).

Om ett kubformat ämne utsätts för konstant och jämn belastning i vertikal riktning, ändras kubens sidolängder som visas i figur 3.6. När deformationerna är mycket små i jämförelse med kubens dimensioner kommer töjningarna eller spänningarna vara proportionella mot sidornas relativa längdförändring. (Ullidtz, 1998)

För isotropiska, linjärelastiska material i plan spänningstillstånd är teorin baserad på tre antaganden;

1. Jämvikt: Kraftresultanten är noll i materialet
2. Förenlighet: Mellan normal- och skjuvtöjning råder kompatibilitet
3. Hookes lag

Antaganden i linjär elastisk teori grundar sig på att lasterna är statiska och att materialen är viktlösa men för dynamiska laster ska utmattningslaster tas med i beräkningarna. Mycket av teorin har sin härkomst från van Cauwelaert (1989). (ibid.)

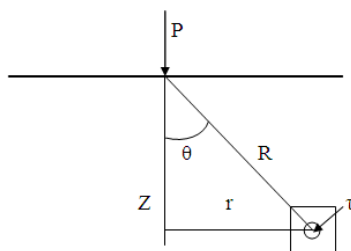
Materialen i vägkroppen uppvisar egentligen inte några konstanta eller linjärelastiska förhållanden. Youngs modul, E eller Poissons tal uppvisar inga konstanta förhållanden utan skiftar på en följd av faktorer som exempelvis temperaturer, fuktinnehåll eller spänningsvariationer. Styvhetsmodulerna i horisontella riktningar kommer att skilja sig från de vertikala styvhetsmodulerna. Orsakerna är inhomogenitet i överbyggnadsmaterialen som sprickor eller andra diskontinuiteter vilket medför att förhållandet mellan normal- och skjuvtöjningar rubbas. Belastningarna från trafiken är inte statisk utan dynamisk. Dessutom tas inte hänsyn till belastningstiden hos bitumenbundna material. Det är i synnerhet allvarligt vid långsamgående eller stillastående, tung, trafik då modulvärdena faller snabbt. (ibid.)

Frölich, 1934, föreslog en koncentration av spänningar jämfört med elasticitetsteorin. Förslaget kunde uppnås med elasticitetsmodul som varierar som funktion i ett polärt koordinatsystem. Spänningar i tre riktningar se Ullidtz, 1987, Hookes lag för tredimensionellt fall och Ullidtz, 1988, Hookes lag för tredimensionell last i ett isotropiskt och för generellt anisotropiska material. Boussinesq utvecklade också en teori för spänningar i ett granulärt material med antagandet att skjuvmoduler är proportionella till de hydrostatiska spänningarna. Försiktighet måste därför tas när modellerna tillämpas vid beräkningar av styvhetsmoduler i de olika lagren i vägkroppen. (Ullidtz, 1987)

3.4.2 Boussinesqs elasticitetsmodell

Boussinesq formulerade redan 1885 ett antal ekvationer för beräkningar på spänningar, töjningar och deflektioner på homogena, isotropiska, linjärelastiska semi-infinitysmala volymer under punktlaster. Beräkningarna inkluderar viktiga parametrar som E -modul, Poissons tal, normalspänningar, normaltöjningar och skjuvtöjningar med en given lodrät punktlast, se figur 3.8. Boussinesq utnyttjade polära koordinater, halva volymer och förskjutningar av deformationer i beräkningarna. Formlerna ligger än idag till grund för linjärelastiska teorin för tillämpning på överbyggnadsdimensionering. (Ullidtz, 1998)

Boussinesq utgick från vinkelrät punktlast;



Figur 3.8 Beteckningar i polärt koordinatsystem enligt Boussinesq(Ullidtz, 1998).

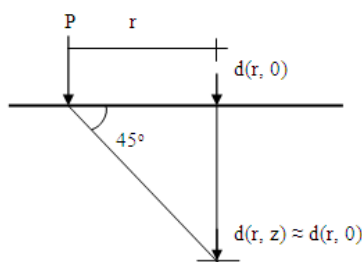
Ekvationer enligt Boussinesq för normalspänningar;

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^2} \cos^3 \theta$$

Ytdeflektioner från en punktlast eller rund stel platta varierar omvänt proportionellt till avståndet på kraften P;

$$d(r, 0) = \frac{(1 - \nu^2)P}{\pi r E}$$

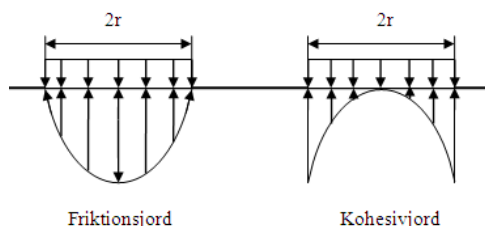
De vertikala spänningarna och de större huvudspänningarna är oberoende av de elastiska parametrarna. Modulerna har inga inverknings på några spänningar. Boussinesqs ekvationer för centrumlinjen under en cirkulär punktlast och elastiska modeller på normal- och skjuvspänningar, normaltöjningar och deflektioner se Ullidtz, 1998. Beroende på Poissons tal kommer stora volymförändringar och tryck att uppstå i materialen under en 45 graders linje, medan små skillnader i kompressioner uppkommer ovanför linjen, se figur 3.9. Vägmaterialen under 45° linjen blir därför lämpliga på styvhetsmoduler från ytdeflektionerna eller nedsjunkningarna av provbelastningen. (ibid.)



Figur 3.9 Deflektioner avseende på distans och djup för cirkulär platta(Ullidtz, 1998).

3.4.3 Plattbelastning

Den teoretiska spänningsfördelningen under stel platta på elastiskt material har oändligt stora värden i omkretsen under belastning. I verkliga material inträffar inga sådana förhållanden eftersom väggkroppen består av olika materialtyper och har olika vatteninnehåll. I kohesiva material, som lera, är verkliga spänningsfördelningen densamma som den teoretiska. Däremot i friktionsmaterial, som sand eller grus, kommer spänningsfördelningen jämförelsevis bli alldeles för låg direkt under belastningen, se figur 3.10. För att kompensera för olika jordarter så används en korrektionsfaktor, f , i beräkningar på deflektioner med plattbelastningsförsök, se tabell 3.1. (ibid.)



Figur 3.10 Typisk spänningsfördelning på friktions- och kohesivjord under plattbelastning(Ullidtz, 1987).

I ett plattbelastningsförsök kan E-modulen(E) bestämmas från ekvationen;

$$E = \frac{f(1 - \nu^2)\sigma_0 a}{d_0}$$

Horisontella töjningar för punktlast med Hookes lag och medelspänningen för styv cirkulär platta se Ullidtz, 1998. Deflektionen, d_0 , är nedsjunkningen i centrum på plattan, cirkulär last, och f är en faktor som beror på spänningsfördelningen i jordmaterialet. (ibid.)

Tabell 3.1 Korrektionsfaktorer, f , på olika spänningsfördelningar(Ullidtz, 1998).

Spänningsfördelningen	f
Likformig	2
Stel platta	$\pi/2$
Friktion, parabolisk	8/3
Kohesiv, parabolisk	4/3

Genom att mäta deflektionerna, nedsjunkningarna, på olika distanser från lastcentrum kan kontroller utföras om antagandet av linjärelastiska semi-infinitesimala volymer. Om villkoren är korrekta bör styvhetsmodulerna ha samma värden på alla distanser. Skulle däremot fallet inte vara så, kan en omvänd beräkning på deflektionerna, så kallad bakåträkning(backcalculation), ge nya styvhetsmoduler eller lagertjocklekar.

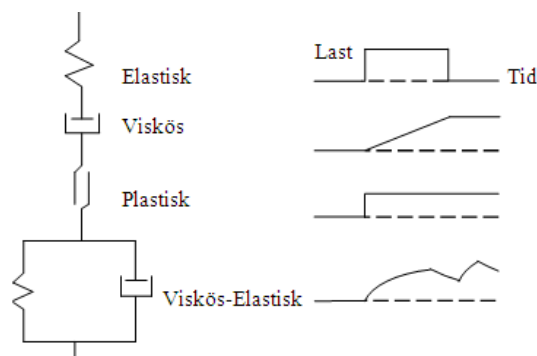
I en analytisk-empirisk metod och tillämpningen av elasticitetsteorin kan tillståndsförändring eller nedbrytning simuleras fram i form av ojämnheter och bärighetsförsämringar under trafikbelastningar och olika klimatförhållanden. Boussinesqs ekvationer ligger till grund för beräkningar av spänningar och töjningar. Ekvationerna används för cirkulär vertikal last som är enhetlig fördelad eller last riktad vertikalt genom stel rund platta. I metoden om tillståndsförändring eller

nedbrytning ingår också Odemarks metod. Metoden bygger på flerlayersystem i vägkroppen. Odemarks teorier behandlas i kapitel 3.5. (ibid.)

3.4.4 Elasticitetsteorin och verkliga vägmaterial

En vägkropp som byggs idag består av flera lager, tjocklekar och olika typer av material. Materialen i de obundna lagren kan exempelvis utgöras av grus, sand, makadam, singel, stenmaterial som antingen är krossad eller okrossad eller i värsta fall vara uppblandad av lera eller morän. Samtidigt är ett bitumenbundet lager utlagd med olika tjocklekar ovanpå lager av obundna lager av olika stenmaterial. (Institutionen för Teknik och samhälle, LTH, 2002)

I materiallagren uppstår det som tidigare nämnts risken för inhomogeniteter när trafiken belastar vägen och när dessutom vatten tillkommer i vägkroppen. Det blir oönskade rörelser både på ytan på asfaltlagren och inuti överbyggnaden inklusive undergrund. I de obundna sten- eller grusmaterialen uppstår det diskontinuiteter då materialen innehåller olika stenstorlekar. När töjningar eller spänningar i de olika lagren ska beräknas blir det komplext även om packning har gjorts på ett korrekt sätt och under gynnsamma former exempelvis när inget vatten tränger ner i vägkroppen vid regn. Materialen är mycket komplexa och det råder icke-linjära förhållanden mellan spänningar och töjningar. Spänningarna kan uttryckas som anisotropiska medan töjningarna eller deformationerna inte enbart är elastiska utan också plastiska, viskösa eller viskö-elastiska. Töjningarna eller töjningsgraden har också ett komplext förhållande till spänningarna, se figur 3.11. (Ullidtz, 1998)



Figur 3.11 Några typiska deformationer i ett vägmaterial(Ullidtz, 1998).

En del av deformationerna under last återhämtar sig inte helt direkt utan deformationerna tenderar att öka ju längre lasten verkar på beläggningsytan. Beläggningsytan har en benägenhet att med tiden deformeras permanent av alla responser från trafikbelastningen. Plastiska deformationer är oberoende av tid och är inte reversibel. Deformationsmodellen innehåller fyra element förutom plastisk, två fjädrar(elastiska) och två stötdämpare(viskösa). (Agardh, 2005)(Ullidtz, 1987)

Deformationerna kan delas in i tre huvudgrupper;

1. Momentana elastiska deformationer
2. Återhämtning av krypning(primärt kryptillstånd)
3. Permanenta viskösa deformationer(sekundärt kryptillstånd)

3.4.5 Odemarks ekvivalenta lagermodell

De tidigare beskrivna ekvationerna ovan, i kapitel 3.5, är alla antaganden baserad på att alla material är semi-infinita halva volymer. Då en väg i realiteten består av åtskilliga lager av olika material, som tidigare nämnts, kan inte responsen på beläggningsytan lösas helt exakt inom formen av linjär-elastisk teori. Alla vägar som byggs har flera skikt av olika sten- och grusmaterial och av bitumenbundna lager, se ovan. En ganska enkel och snabb metod finns för att beräkna spänningar, töjningar och deflektioner i dessa flerlayersystem. Odemark utvärderade i slutet av 1940-talet tester på flexibla och styva överbyggnader som både innehöll sand och lera. Syftet var att ta fram en praktisk användbar metod kombinerad med Boussinesqs ekvationer som bygger på elasticitetsteorin. Första steget i metoden är att konvertera alla lager till ett enda lager. Principen innebär att omvandla alla lager med olika styvhetsmoduler till ett ekvivalent system där alla lager har samma styvhetsmodul med hjälp av Boussinesqs ekvationer. Konverteringen innebär helt enkelt att ändra tjockleken och E-modulen av ett lager med E-modul av underliggande lager och ett nytt ekvivalent lager. Konverteringen kallas för metoden för ekvivalent tjocklek. (Ullidtz, 1987)

Metoden baseras på antagandet att spänningar och töjningar under ett lager är enbart beroende av en styvhetsmodul i samma skikt. Skulle däremot tjocklek, modul och Poissons tal ändras i samma skikt, men styvheten blir oförändrad, kommer spänningar och töjningar under lagret också bli relativt oförändrade. (Ullidtz, 1998)

Styvheten i ett lager är proportionell till;

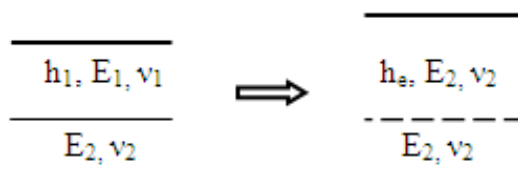
$$\frac{h^3 E}{1-\nu^2}, \quad h = \text{lagertjocklek}$$

eller när spänningar och töjningar inte påverkas i lager 2 (Ullidtz, 1998).

Ekvivalent lagertjocklek;

$$h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \times \frac{1-\nu_2^2}{1-\nu_1^2}}$$

Det är viktigt att veta att konverteringen gäller enbart på spänningar, töjningar och nedsjunkning (krökningsradie) under kontakt- eller gränssytan, se figur 3.12.



Figur 3.12 Odemarks transformation av ett lagersystem (Ullidtz, 1998).

3.4.6 Flerlager system

I ett tvålayersystem finns en undergrund med oändligt djup med en E-modul och ett överliggande lager med bestämd tjocklek med en E-modul. Beräkningarna i Odemarks metod syftar sedan till att omvandla överliggande lagertjocklek till en ekvivalent tjocklek med samma E-modul som undergrund. Eftersom det övre lagret har en högre E-modul, måste lagret ökas till en ekvivalent tjocklek som motsvarar undre lagrets E-modul. Metoden är inte helt matematisk korrekt enligt linjärelastisk teori. Därför införs en korrektionsfaktor, f , så att metoden mer överensstämmer med teorin. Poissons tal bevaras för alla lager. (ibid.)

Ekvivalent flerlayersystem med korrektionsfaktorn, f ;

$$h_{e,n} = f \times \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}}$$

Odemarks flerlayersystem med ekvivalent tjocklek på övre $n-1$ lager med E-modul i lager n , se Ullidtz, 1998.

Med relativ bra överensstämmelse med elasticitetsteorin kan korrektionsfaktorn på första kontaktytan eller gränsytan sättas till 0.8. I ett två-layersystem kan korrektionsfaktorn sättas till 0.9 medan i ett flerlayersystem sätts korrektionsfaktorn till 1.0. Om första lagret, h_1 , är mindre än radien på belastningsarean, a , då kan faktorn $1.1(a/h_1)^3$ användas. Den nya faktorn beräknar horisontella draghållfastheten på töjningarna under kontaktytan på översta lagret. Införandet av korrektionsfaktor kommer att överensstämma med elasticitetsteorin under förutsättning att modulerna minskar med ökad djup det vill säga, $E_i/E_{i+1} > 2$, och att ekvivalenta tjockleken på varje lager är större än radien på belastningsarean. I fall det finns tillgång till verkliga uppmätta värden på spänningar eller töjningar på beläggningslager eller i väggropp är det värdefullt om de framtagna värdena kunde kalibreras mot Odemarks systemmodell. Beträffande ekvationerna på flerlayersystemen är de väl användbara i olika dataprogram. (ibid.)

Även om det finns brister i modellen för att förutsäga spänningar, elastiska och plastiska töjningar och nedbrytningar i beläggningar så behövs ändå en förenklad modell för pavement management system(PMS). PMS utreder och beräknar fram försämringar på beläggningar på ett stort antal vägsektioner under 20-års period. Med analytisk-empirisk metod beräknas spänningar och töjningar åtskilliga gånger med snabba algoritmer för att få fram livslängden på en väg i PMS Objekt. Då är Odemarks metod ändå en bra lösning på problemet fastän metoden är approximativ. (ibid.)

4 LTPP

Vägtrafikinstitutet(VTI) har sedan 1984 samlat in tillståndsdata från vägobjekt i Sverige på uppdrag av Vägverket. Tillståndsdatan skall användas för att utveckla modeller för förändringar på tillstånden för belagda vägar. Vidare är syftet att kunna

förutsäga tillståndet i tiden och genomföra de bäst lämpade underhållsåtgärderna genom projektet, long term performance pavement(LTPP).

Tillståndsdatan ingår i ett planeringssystem för underhåll som innehåller vägens aktuella tillstånd, dess styrka alternativt nominella uppbyggnad, trafikbelastning och klimat. Datan är samlad i en databas och den redogör för en vägs tillstånd från den är nybyggd fram till det datum mätningar sker och om det har utförts några beläggningsåtgärder. Det viktigaste motivet till insamlingen av data är att få underlag för utveckling av nedbrytningsmodeller och tillståndförändring för användning i ett planeringssystem för vägunderhåll i bland annat främst pavement management systems(PMS Objekt). All information och data finns i en databas med programvaran Microsoft Access 2000 som VTI tillhandahåller på sin hemsida. (Göransson, 2008)

4.1 Datainsamling från vägobjekt

Vägkonstruktioner som ingår i VTI:s uppföljningsprogram består företrädesvis av varmtillverkad asfaltbeläggning på obunden grusöverbyggnad(GBÖ) men det finns även objekt eller sträckor med överbyggnad av typen bergbitumenöverbyggnad (BBÖ). Observationssträckorna är 100 meter långa och omfattar båda köriktningarna på tvåfältsvägar medan på motorvägar gäller endast en köriktning. Observationsobjekt består normalt av 8 till 13 sträckor. (ibid.)

Kriterier som styr val och lokalisering av observationssträckor;

1. Vägkonstruktionen ska vara byggd enligt vägverkets råd och anvisningar(BYA-76, BYA-84 eller VÄG 94).
2. Inga störande korsningar, ramper eller andra installationer som kan påverka trafikens rörelsemönster över sträckan får finnas.
3. Inga större trummor får förekomma.
4. Sträckorna skall i sin helhet ligga antingen på bank eller i skärning.
5. Vägobjekt som breddats eller på annat sätt byggts om har undvikits eller uteslutits.

I samband med underhållsåtgärder varierar beläggningstjockleken på olika sträckor men annars har kringförhållandena vara likartade över objektens längd. Tjockleken har ökat med 100 eller minskats med 50 procent av den ursprungliga åtgärdens tjocklek. Syftet har varit att studera effekterna av olika kraftiga beläggningsåtgärder i form av strukturellt tillskott och livslängd. Trafikdatainsamlingen utförs vart fjärde år på respektive objekt och omfattar total årsdygnstrafik (ÅDT_{tot}), andel tung trafik (%), antal tunga fordon per dygn och riktning och antal standard standardaxlar (N100/år och riktning). I VTI:s trafikdata med totala årsdygnstrafiken understiger årsdygnstrafiken med 6000. Anledningen är att högtrafikerade vägar har uteslutits eftersom vägobjekten ofta var åtgärdade på grund av dubb slitage redan efter tre till fem år. Normalt uppkommer inga sprickor som orsakats av tung trafik under så kort tid. (ibid.)

Andel tung trafik avses fordon med totalvikt över 3,5 ton. Enligt data ligger andelen tung trafik på mellan 10 till 14 procent på de flesta sträckor. De flesta sträckorna trafikeras med färre än 300 tunga fordon per riktning och dygn. När det gäller antalet standardaxlar så visar data att drygt 75 procent av sträckorna har en trafikbelastning mindre än 300 000 standardaxlar/år och riktning. Orsaken är att sträckor med högre

total årsdygnstrafik inte är med är att dubbslitaget skulle avgöra tidpunkten för en åtgärd. I dokumentationen ingår även asfaltbundna och obundna lagers tjocklek (mm). I Sverige är oftast överbyggnaderna konstruerade med tjocka obundna lager med relativt tunna asfaltlager. Köldmängd (negativa dygnsgrader) och årsnederbörd (mm) ingår också i klimatudelen. (ibid.)

4.2 Fallviktsmätning och okulär besiktning

Fallviktsmätningar utförs normalt idag på hösten året efter en åtgärd. Tidigare har mätningar även utförts på våren före en beläggningsåtgärd. Nyproducerade vägar mäts på hösten samma år. VTI utför mätningarna med fallviktsapparat och utrustningen är tillverkad av KUAB. Mätfordon med samma typ av utrustning som KUAB se bilaga 1 bild 1.1. Mätningarna utförs i fem sektioner för varje sträcka och i höger hjulspår med en fallvikt. Fallvikten bygger på principen med systemet med två massor, en vikt som faller i första skedet vertikalt och som i nästa skede träffar en rund delad platta med diametern 30 cm. När fallvikten träffar eller slår i plattan en tredje gång, registreras kraften och nedsjunkningen. Fallhöjden väljs så att kraften, vanligtvis, blir 50 kN i centrum på plattan. Registreringarna mäts i centrum på plattan och med hjälp av seismometrar mäts deflektioner 200, 300, 450, 600, 900 och 1200 mm från belastningscentrum, se bilaga 1 bild 1.3. Beläggningsens yt- och inre temperatur och lufttemperaturen registreras under samma mätningstillfälle. (ibid.)

Okulära besiktningen genomförs en gång om året till fots noggrant på varje sträcka. Med hjälp av distansmätthjul mäts alla synliga defekter eller skador i längdled på varje vägsträcka och sidoläget bedöms av säkerhetsskäl från vägkanten. Skadekatalogen, bära eller brista, används som underlag i värderingen av belastnings- och utmattningsprickor, se kapitel 3.4. Defekter som upptäcks på beläggning på grund av belastningen från fordonstrafiken registreras i en databas och den innehåller svårighetsgrader, sprickornas typ, sidoläge och dels längdangivelse som anger var sprickan börjar och slutar. I fall där en spricka är kortare än en meter så registreras ändå sprickan som en meter lång. För att lättare dela in eller definiera skador införs ett index på sprickor som anger utbredning, typ av spricka och svårighetsgrad och indexet (Si) ökar med svårare skada. Viktigt att notera är att mätningarna endast har tagit hänsyn till sprickor som uppstått i och i anslutning till hjulspåren och övrig information om sprickor har valts bort. (ibid.)

Viktningkoefficienter och ekvationer som valts vid mättillfället;

$$\text{Sprickindex(Si)} = 2 \times \text{Kr(m)} + \text{LSpr(m)} + \text{TSpr(st)}$$

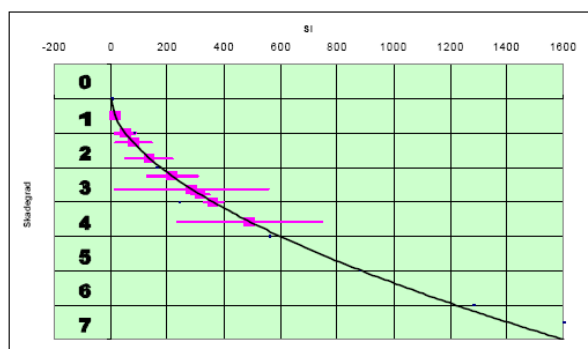
Viktningkoefficienter för krackelering(Kr), längsgående sprickor(LSpr) och tvärgående sprickor(TSpr), se Nils-Gunnar Göransson, VTI, 2008. Antalet sprickor anger omfattningen på tvärgående sprickor i mätningen. Den högsta svårighetsgraden i mätningarna uppnåddes på längsgående sprickor med krackeleringar med värdet 1600(Si). (ibid.)

4.3 Skadegrader

I PMS Objekt efterfrågas graden av skador på vägbeläggnings. Eftersom sprickindex har utförts okulärt, se ovan, är det nödvändigt att omvandla eller ”översätta” värdena

från sprickindex, S_i , till skadegrader. VTI har tagit fram ett diagram på sprickindex, S_i , och lagt in motsvarande skadegrader med heltal, se figur 4.1. Diagrammet i figur 4.1 visar medelvärden och standardavvikelser för ingående sträckor i varje objekt och omvandlingen från sprickindex till motsvarande skadegrad överförs sedan till en tabell med korrektionsfaktorer eller korrigeringsfaktorer, se tabell 4.1. (Göransson, 2005)

Tabell 4.1 visar skadegraden med värdet 0 som motsvarar en helt oskadad beläggningssyta och skadegrad 7 som motsvarar helt nedbruten eller helt uppsprucken beläggningssyta. Varje heltal skadegrad svarar mot en korrigeringsfaktor med decimaltal från 1,0 och sjunker vidare stegvis ned till 0,0 på en åttagradig skala. Skadorna eller nedbrytningen ökar från skadegrad 0 till 3 med 0,05(5 %) stegvis ned till 0,85 som är korrigeringsfaktorn. Från skadegrad 3 till 5 ökar därefter nedbrytningen med 0,20(20 %) stegvis ned till 0,45 medan skadegraden 6 får korrigeringsfaktorn 0,20 och slutligen får skadegrad 7 korrigeringsfaktorn 0 efter omvandlingen eller översättningen från sprickindex, se även VVTK tabell 4.5.21. (ibid.)



Figur 4.1 Omvandling av sprickindex (S_i) till skadegrader, 0 till 7 (Göransson, VTI, 2005).

Tabell 4.1 Korrigeringsfaktorer, f_s , för sprickor och krackeleringar i bitumenbundna lager.

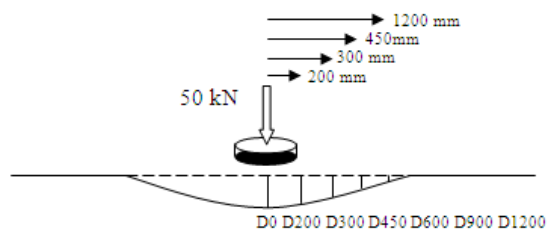
Skadegrad	0	1	2	3	4	5	6	7
Korrigeringsfaktor (f_s)	1,0	0,95	0,90	0,85	0,65	0,45	0,20	0,0

Vid de okulära besiktningarna av VTI i LTPP saknas vägytor med skadegrader över 5 eftersom en beläggning inte tillåts förfalla så mycket på den typ av vägar som ingår i VTI:s långtidsuppföljning. Kriterier för antalet passerande N100 per dygn har beräknats till mellan 50 och 600. Varje observationssträcka har haft längden 100 meter. (ibid.)

5 Fallviktsapparat

Utrustningen för att mäta nedsjunkning på en vägyta består av en rund stålplatta med normalt 300 mm i diameter med 5mm gummiunderlägg. Underlägget ska ge god vidhäftning och jämn kontakt mot vägyta. Fastän ytan inte helt är jämn eftersträvas ändå att belastningsplattan är segmenterad mot kontaktytan så att lasten blir jämnt fördelad. Lasten som påläggs ska motsvara överfarten av ett tungt fordon under en bestämd belastningstid, se bilaga 1 bild 1.2. För att åstadkomma kraften eller tryckpåkänningen, låter man en vikt falla vertikalt på ett fjädersystem ovanpå belastningsplattan som i sin tur överför masskraften till vägen. Den kraftpuls som registreras beror på viktens massa, fjädersystemets egenskaper, fallhöjd och styvheten på vägkonstruktionen. Det är den maximala nedsjunkningen under stöten som registreras. Nedsjunkningen är en deflektion och definieras som vägytans momentana nedböjning under dynamisk last. (Vägverket, 1998)

Kraftpulsens är normalt 50 kN för en ny vägkonstruktion med tolerans på ± 5 procent men andra belastningar kan väljas. Andra belastningar kan användas om mätningar ska utföras på terrass eller om uppdraget är att få fram andra spänningsberoende egenskaper i överbyggnaden. Tiden på kraftpulsens ska vara 10 millisekunder för 5 till 95 procent av pulsens maximala värde men den totala tiden ska vara mellan 1,8 och 2,5 gånger pålastningstiden. Seismometrar används som kraftsensorer på olika avstånd i en rak linje från belastningscentrum. Kraftsensorerna har kraven på upplösning med 0,1 kN, slumpmässiga felet på precisionen ska vara lika eller mindre än 0,1 kN och systematiska felet på noggrannheten ska vara lika med eller mindre än 0,5 procent av hela mätområdet eller 2 procent av mätvärdet, se figur 5.1. (ibid.)



Figur 5.1 Deflektionsmätning i centrum och på olika avstånd från centrum med fallvikt(VVMB, 1998).

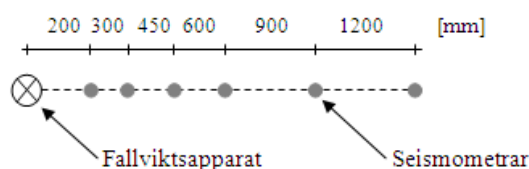
Samma belastningstider och -nivåer ska användas för varje mätobjekt men det viktiga är att den pålagda kraften ska vara så nära 50 kN som möjligt. Eftersom det finns skillnader mellan olika konstruktioner på fallvikt, som exempelvis kraftpulsens längd och form, bör uteslutande vid upprepade mätningar enbart utföras av samma fallviktsapparat. (ibid.)

5.1 Sensorer och temperatur

När en väg ska provbelastas placeras ett antal sensorer, seismometrar, på lämpliga avstånd från lastcentrum beroende på den strukturella styrkan hos vägkonstruktionen. I fall där asfaltsbeläggningsen är tunn, mindre än 75 mm, bör en del av sensorerna placeras närmare deflektionscentrum jämfört med tjockare beläggning. Om fler sensorer väljs minskar nödvändigheten av att anpassa sensoravstånden på aktuell vägkonstruktion och med fasta positioner minskar risken för fel. För mätning av

deflektioner ska fallviktsapparaten ha minst 6 sensorer på avstånd som tidigare nämnts i föregående kapitel, se figur 5.2. Systematiska felet ska vara mindre än $1\ \mu\text{m} + 2\ \text{procent}$ av mätvärdet av noggrannheten och precisionen ska vara mindre än $2\ \mu\text{m} + 1\ \text{procent}$ av mätvärdet på det slumpmässiga felet. (Vägverket, 1998)(Vägverket, 2000)

Nedsjunkningen eller deflektionen i belastningscentrum påverkas av alla lager medan differensen mellan centrumdeflektionen och nedsjunkningarna närmast plattan påverkas i huvudsak av de översta lagren. Förhållandena i undergrund eller underbyggnad påverkar mer på deflektionerna på de yttersta sensorerna. Skulle deflektionerna från den yttersta sensorn vara mindre än $20\ \mu\text{m}$ ökar osäkerheten i mätresultaten radikalt. För att undgå problemet finns alternativ, antingen öka belastningen stegvis till deflektionen är större än $20\ \mu\text{m}$ eller flytta yttersta sensorn närmare belastningscentrum eller helt enkelt acceptera större osäkerhet i mätningarna och konstatera hög styvhet i undergrunden. (Vägverket, 1998)



Figur 5.2 Fallviktsapparat med sensorer sett uppifrån.

Krav ställs på positioneringen av utrustningen som mäts längs vägmitt från en referenspunkt till respektive belastningspunkt. Avståndet som mäts in ska ha en upplösning på 1,0 m och precisionen och noggrannheten ska sammantaget vara bättre än $\pm 0,5\ \text{procent}$ av uppmätt avstånd eller $\pm 5,0\ \text{m}$. Kraven innebär att positioneringen av längden med trippmätare måste utföras med längdsensor kopplad till vänster odrevet hjul och inte hastighetsmätarvajern på fordonet. Anledningen är att fel kan uppstå i horisontalkurvor på grund av differentialberoende mätning. Temperaturbestämningen utförs i beläggning och luft med en termometer med enheten $^{\circ}\text{C}$. Temperaturen i beläggningen mäts på djupen $\frac{1}{4}$, mitten och $\frac{3}{4}$ av tjockleken med upplösningen $0,5\ ^{\circ}\text{C}$ och med noggrannheten $\pm 1,0\ ^{\circ}\text{C}$ inom mätområdet $-10,0$ till $+60\ ^{\circ}\text{C}$. (ibid.)

5.2 Kontroll och kalibrering av mätutrustning

Hela mätsystemet ska kontrolleras efter varje provbelastning vilket innebär att seismometrarnas nivå på bakgrundsbruset signalkontrolleras. Efter var sjätte månad eller 10 000 belastningar ska kontroll göras på seismometrarnas precision när det gäller deflektionsmätning. Kontrollen på kraftsensorn utförs med samma rutin som för övriga sensorer. Minst två gånger per år ska en relativ jämförelse mellan sensorer för deflektionsbestämning utföras. Kontrollerna skall alltid göras efter större serviceåtgärder som har inneburit byte av viktiga delar på fallviktsapparaten. Varje år ska en absolut kalibrering på kraftsensorn och sensorerna för deflektionsbestämning göras. Den absoluta kalibreringen måste utföras av tillverkaren av fallviktsapparaten eller möjligtvis av en annan behörig eller ackrediterad provningsanstalt. (ibid.)

5.3 Granskning av mätta värden

Av två anledningar kan det finnas skäl av att utesluta mätvärden på deflektioner. Den första kan vara att värdena helt enkelt avviker för mycket eller är helt oriktiga och den andra anledningen kan vara att värden inte passar i förväg valda analysmodellen.

Det första som utvärderas är att ingen deflektion får vara 0 vid analysen. En nedsjunktionsbassäng som inte kontinuerligt eller successivt avtar från belastningscentrum är troligen felaktig. Deflektioner av sådan typ bör exkluderas ur utvärderingen även om de inte är helt felaktiga. Skulle en närliggande punkt också avsevärt skilja för mycket från en punkt i nedsjunktionsbassängen är responsen på belastningen sannolikt inte realistisk. I de fall där vägkonstruktionen har betydande olikheter i tvärled och längdled vid mätpunkterna, kan nedsjunkningen få ett onormalt utseende vilket i sin tur kan påverka resultaten i analysen och ge orealistiska beräknade E-moduler. Innan mätdata får exkluderas måste modellen omprövas i de fall värdena inte passar granskningen. Ett sätt att kontrollera värdena eller data är att skissa och okulärt studera deflektionerna eller nedsjunktionsbassängerna. (Vägverket, 2000)

6 Fallviktsberäkning från LTPP

PMS Objekt version 4 är ett Windowsbaserat dimensioneringsprogram för utformning och utredning av vägöverbyggnader, framtaget av Vägverket. Programmet bygger på multilager och linjär elastisk teori för beräkning av förstärkningsåtgärd på grusbitumenkonstruktion och styrs av VVTK Väg. PMS Objekt är baserat på mjukvaruprogrammet BISAR som är utvecklat av Shell på 70-talet och används i program bland annat för flexibla överbyggnader över hela världen. (Aksnes, 2002)

Med bitumen stress analysis in roads(BISAR) är det möjligt att beräkna responser från laster i ett multilagersystem på olika placeringar och från andra liknande belastningar. Friktionen kan varieras från antingen helt statisk eller till full rörelse mellan de olika materiallagren. BISAR kan definieras med flera olika material och med simuleringar upp till tio olika laster, alla laster är enhetligt fördelade över en cirkulär yta som kan beräknas vertikalt och horisontellt. Likformiga lagertjocklekar kan kontrahera i horisontell och vertikal riktning och underliggande lager kontraherar horisontalt och vertikalt. (Aksnes, 2002)(Korkiala, 2008)

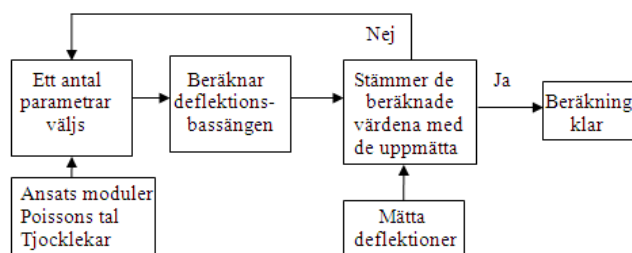
Enligt PMS Objekt manual beräknas bärigheten hos en vägkonstruktion. Programmet kontrollerar så att den förväntade trafiken inte överstiger den kapacitet som den tänkta vägkonstruktionen ska klara av. Den förväntade fordonstrafiken under en dimensioneringsperiod, vanligtvis 20 år, omräknas till ekvivalenta standardaxlar. Även passerad trafik kan beräknas. (Göransson, 2005)

PMS Objekt används för beräkningar i detta projektarbete och tillhandahåller följande funktioner;

1. Avancerad bärighetsberäkning där deformation, spänning och töjning beräknas på godtycklig punkt i en befintlig vägkonstruktion.
2. Avancerad enstaka lastberäkning som beräknar trycktöjningar i terrassytan för olika lastkonfigurationer på en befintlig vägkonstruktion.

3. Beläggningsslitage som kontrollerar slitage för en tänkt beläggning.
4. Fallviktsberäkning som utifrån en utförd fallviktsmätning beräknar E-moduler i en trelagers vägkonstruktion.

Materialparametrar och E-moduler som finns i PMS Objekt databas ska betraktas som riktvärden och vid behov uppdateras dessa. Översyn av filer i PMS Objekt sker en gång per år och vid eventuella utbyten av ”dimensionerande vintrar” meddelas på PMS Objekts hemsida (Vägverkets hemsida). (ibid.)



Figur 6.1 Principen med backcalculation eller bakåträkning (Agardh, 2005).

6.1 Principen med backcalculation i PMS Objekt

Principen med bakåträkning, backcalculation eller omvänd beräkning, är att bestämma materialparametrar som E-modul för olika lager i en vägkonstruktion. Parametrarna beräknas med hjälp av nedböjningar på en vägyta från en fallviktsapparat där nedböjningen får formen av en deflektionsbassäng.

Genom att programmet PMS Objekt läser in en textfil från KUAB fallvikt och genom att manuellt ange lagertjocklekar och tvärkontraktionstal kan programmet beräkna elasticitetsmodulerna för de olika lagren. Vidare har programmet en modul (flik under ”avancerade funktioner”) där passningsräkning av deflektionsdata från fallviktsapparat kan göras. Programmet använder en uppsättning startmoduler och beräknar deflektioner. Dessa jämförs sedan med mätta deflektioner och ursprungsmodulerna justeras. Detta sker i ett iterativt förlopp tills mätta och beräknade deflektioner inte skiljer sig mer än ett visst kriterium (3 %), se figur 6.1. Om lagren reagerar linjärelastiskt blir lösningen realistisk. Om så inte är fallet blir lösningen ofta orealistisk. Som mått på passningens kvalitet används RMS-värdet. Root mean square (VVTK Väg, begreppsförklaring) Vissa punkter med data som inte går att använda hoppas över av programmet. (Vägverket, 2000)

En uppsättning E-moduler väljs i en första omgång och vägytans nedsjunkning vid belastning beräknas. Beräknade resultat jämförs därefter med de uppmätta nedsjunkningarna. Skulle värdena avvika för mycket mellan de framräknade och de uppmätta med fallvikt så ändras E-modulerna i ett iterativt förfarande tills alla värden stämmer överens. Processen repeteras tills de beräknade och de uppmätta deflektionerna är någorlunda nära. När de beräknade nedsjunkningarna och de uppmätta värdena från fallviktsapparaten maximalt avviker med 3 procent från varandra kan en uppsättning E-moduler ofta accepteras. Avvikelsen beräknas genom effektivvärdet av passningen. Effektivvärdet uttrycks i root mean square (RMS) och används för att bedöma graden av passning. Den sista uppsättningen E-moduler, som

maximalt avviker med 3 procent, ger vilka spänningar och töjningar beläggnings- och terrassytan utsätts för. (Vägverket, 1998)

Effektivvärde(RMS);

$$\text{RMS} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2}$$

6.2 Beräkningar av E-moduler från fallviktsmätningarna

Nominella E-moduler enligt VVTK kapitel 4.5.2 är inlagda i Vägverkets datorprogram PMS Objekt tillsammans med värden enligt kapitel 6.2. De nominella E-modulerna är en uppsättning tabellerade styvhetsmoduler med olika klimatzoner, klimatperioder och bitumentjocklekar för vägunderhåll och bärighetsförbättring. Värdena från deflektionsmätningarna inmatades i datorprogrammet för att beräkna och jämföra E-moduler från tabellerade i VVTK med beräknade E-moduler från fallviktsmätningen. Datorprogrammet beräknade E-moduler och responser för alla mätpunkter som passade modellen. Bland annat töjningarna underkant asfalt var slutligen beräknade. De framräknade kalibrerade E-modulerna tabellerades med sina respektive skador i ett excell-dokument.

6.3 Förutsättningar och inmatning i PMS Objekt

I detta projektarbete och i programmet PMS Objekt definierades materiallagren som isotropa och homogena och lagren skulle ge linjärelastisk respons på lasterna. Vidare antogs lagerinterfacen ha full friktion. Lasterna skulle bestå av standardaxlar på 10 ton definierad av VVTK Väg. Kriterier och definitioner fanns för underkant beläggningsslager och terrassnivå(2 samtidiga terrassnivåer möjliga). Materialtyper var definierade enligt VVTK VÄG.

PMS Objekt är anpassat för att beräkna 3 lager plus ett fast lager på 3000 mm djup från ytan och i detta arbete var lager 1 bitumenbundet lager, lager 2 obundet bär- och förstärkningsslager och lager 3 terrass. E-modulen för beläggning korrigerades inte för temperaturen utan det fick beräknas separat, se kapitel 7. Trafikförhållanden och trafikdata inhämtades för respektive vägavsnitt eller sektion för tidpunkten när mätningarna utfördes. Nya beräkningar på trafiklaster utfördes för att få fram antal standardaxlar, N_{ekv} och värden på antal tunga fordon(A), antal standardaxlar per tungt fordon(B). Årsdygnstrafiken($\dot{A}DT_k$) och justeringsfaktorer(f) kontrollerades och eventuellt justerades så att förhållandena blev likartade för alla beräkningar. Dimensioneringsperioden bestämdes till 20 år för alla beräkningar. (Vägverket, 2008)

Beräkningar på antal standardaxlar i LTPP;

$$N_{ekv} = \dot{A}DT_k \times 3,65 \times A \times B \times \sum_{j=1}^n \left(1 + \frac{k}{100} \right)^j =$$

$$= \dot{A}DT_k \times 3,65 \times A \times B \times \left(1 + \frac{100}{k} \right) \times \left(\left(1 + \frac{k}{100} \right)^n - 1 \right) \text{ om } k \neq 0$$

eller

$$= \dot{A}DT_k \times 3,65 \times A \times B \times n \text{ om } k = 0$$

A = andel tunga fordon i %

B = ekvivalent antal standardaxlar per tungt fordon

n = avsedd dimensioneringsperiod i år

j = 1,2,3...n

k = antagen trafikförändring per år i % för tunga fordon

6.4 Indata och fallviktsberäkningar i PMS Objekt

Indata i PMS Objekt utfördes i olika steg och första steget var att manuellt inmata uppgifter för en planerad eller befintlig vägkonstruktion. I detta arbete var det enbart nödvändigt med en inmatning på en enda vägmodell för att kunna beräkna styvhetsmoduler från alla fallviktsmätningar. E-modulberäkningen med fallviktsdata var en fristående komponent i PMS programmet. Om man endast ska ”köra” programmet behövdes enbart hänsyn tas till vad som skrevs in i menyrutan styvhetsmodulberäkning med fallviktsdata under avancerade funktioner. Datorprogrammet PMS Objekt öppnades och ett nytt projekt skapades i projekthanteraren och ett nytt vägavsnitt inmatades i avsnittshanteraren. All nödvändig information ifylldes under flikarna allmänt och geometri i menyrutan avsnittsegenskaper i avsnittshanteraren. Indata i PMS Objekt följdes enligt VVTK och den första inmatningen användes senare när den hade sparats för samtliga återstående fallviktsmätningar. I nästa steg inmatades värden i trafikberäkning och typ av överbyggnads-, terrass- och underbyggnadsmaterial under menydelmoment. När trafikberäkningsmenyn var ifylld med passerad trafik och beräkna ekvivalent antal standardaxlar trycktes knapparna beräkna för att få igång programmet. Därefter angavs konstruktionens uppbyggnad under menydel befintlig konstruktion i tre lager och terrass.

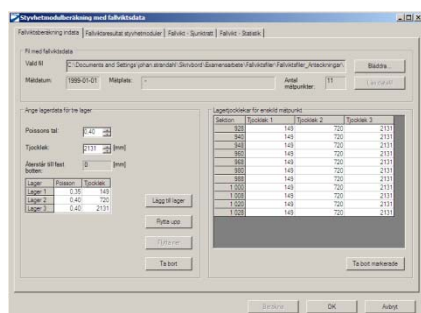
1. Allmänt-fliken med indata från förutsättningar enligt VVTK Väg.
2. Geometri-fliken med indata från förutsättningar enligt VVTK Väg.
3. Bekräftelse med OK-knappen.
4. Trafikberäkning valdes och i fliken beräknades antal ekvivalenta standardaxlar och uppgifterna ifylldes från förutsättningar. ÅDT per körfält efterfrågades.
5. Konstruktionens uppbyggnad valdes och uppgifterna från förutsättningar skrevs in. Fliken Terrass och överbyggnadstyp ifylls först och lager hämtades enligt definitionerna.

6.5 Fallviktsberäkning i PMS Objekt från LTTP

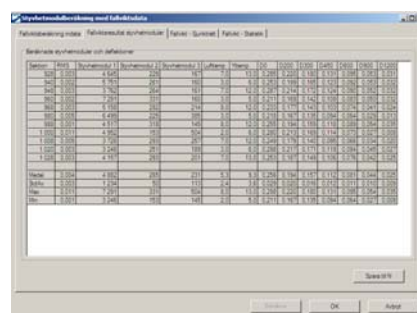
När förutsättningarna var ifyllda i datorprogrammet och bekräftade kunde själva steget med beräkningarna genomföras med fallviktsfilerna. Fallviktsfilerna hämtades från gjorda mätningar som tidigare har insamlats i en accessdatabas av VTI. Filerna kopierades och sparades sedan i programmet notepad och mätpunkter enbart med belastningsskador från vägtrafiken sparades. Datafilerna med fallviktsdata inlästes sedan i styvhetsmodulberäkning under fliken fallviktsberäkning indata. I samma flik, fallviktsberäkning indata, bestämdes Poissons tal till 0,35 för lager 1 och lager 2 och 3 till 0,4 medan lagertjocklekarna beror på vilken tjocklek de bundna och obundna lagren har på varje mätpunkt, sektion och vilken typ av vägkonstruktion. Uppgifterna om lagren hämtas från LTTP:s excelfiler, åtgärd och sträcka.

Lagertjocklekar hämtades från fallviktsdatabasen och antalet lager definierades till tre. Översta lagret var bitumenbundet beläggningslager med mer än 75 mm:s tjocklek, vilket motsvarar halva radien på belastningsplattan. Beläggningar med tjocklekar som är 75 mm eller mindre definieras som membranbeläggningar och är svåra att utvärdera. Det andra lagret definierades som obundet lager. Det obundna lagret var både bär- och förstärkningslager som inte innehöll något bitumen. Det tredje lagret definierades som undergrund på tre meter under vägytan. Undergrunden var i beräkningarna ett homogent lager vilande på ett styvt skikt eller fast botten.

När lagren var ifyllda och inläsningen av datafil var gjorda så trycktes knappen beräkna. Programmet utförde beräkningar på E-moduler för varje fallviktspunkt och avvisade programmet en mätpunkt visades en dialogruta att programmet inte kunde beräkna alla punkter. Skulle en punkt avvika för mycket på uppmätt och beräknad deflektion eller programmet inte kunde beräkna deflektionen togs mätpunkten bort i serien och trycka ok och sedan beräkna om igen, se figurerna 6.2 och 6.3. När fallviktsberäkningarna var genomförda kontrollerades de beräknade E-modulerna och deflektionerna under flikarna fallviktsresultat styvhetsmoduler, fallvikt-sjunktratt och fallvikt-statistik. Under respektive flik gavs information på RMS-värde, medelvärde, standardavvikelse, max- och minvärde och visuella linjer på deflektionerna, se figurerna 6.4 och 6.5. Fallviktsresultaten sparades sedan under fliken fallviktsresultat E-moduler. Enbart mätpunkter där det finns belastningsskador på vägytan, antingen i eller i angränsande, sparades till fil.



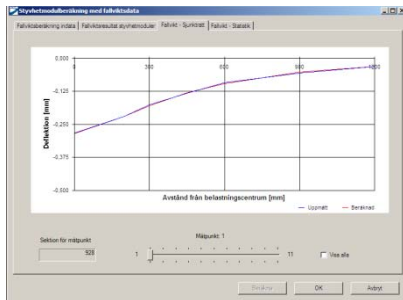
Figur 6.2 Styvhetsmodulberäkning med fallviktsdata med konstruktionens lagertjocklekar i PMS Objekt.



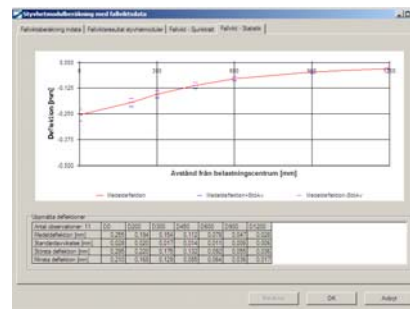
Figur 6.3 Fliken Tjocklek och E-moduler i konstruktionens uppbyggnad i PMS Objekt.

- Rutan med lager och tjocklek valdes. Poissons tal och lagertjocklek angavs enligt förutsättningarna och definitionerna. Rätt konstruktion och tjocklek väljs med styvt lager på sammanlagt tre meter minus terrassens lager.
- E-modulerna i programmet var angivna för en nybyggnad men i verkligheten är vägen som undersöktes inte ny utan man antog att den var det. Genom att undersöka förhållandet mellan E-modulerna vid nybyggnad antog man att samma förhållande måste föreligga idag. Vägens verkliga E-moduler fanns från fallviktsmätningarna. Om fallviktsmätningarna var mätta exempelvis på sommaren får man utgå från sommar och sedan räkna fram de övriga klimatperiodernas E-moduler. Samma förhållande skulle föreligga mellan E-modulerna idag som vid nybyggnad. (Scandiaconsult, 2003)

- Under fliken fallviktsresultat styvhetsmoduler kontrollerades mätpunkternas E-moduler, deflektioner och RMS-värden. De mätpunkter som var av betydelse sparades till fil.



Figur 6.4 Fallvikt-Sjunktratt under menyn styvhetsmodulberäkning med fallviktsdata i PMS Objekt.



Figur 6.5 Fallvikt-Statistik under menyn styvhetsmodulberäkning med fallviktsdata i PMS Objekt.

- Under fliken fallvikt-sjunktratt granskades deflektionerna visuellt på de uppmätta och beräknade.
- Under fliken fallvikt-statistik granskades avvikelserna på deflektionerna för alla mätpunkter i serien.

7 Utvärdering

7.1 Inventering och urval av mätpunkter från LTPP

I inledningsskedet bestämdes vilka vägobjekt som skulle ingå i inventeringen av objekten i VTI:s databas(LTPP). Valet av vägobjekt eller vägkonstruktioner avgränsades till områden kring Mälardalen. Fyra områden och vägobjekt valdes ut; väg 292 på delen Gimo-Harg i Östhammars kommun, E4:an på delen norra Månkarbo i Tierps kommun, E20 på delen U-länsgräns-Eskilstuna i Eskilstuna kommun, riksväg 53 på delen Gröndal-Kvicksund i Västerås kommun samt Täckhammar-Kronolund i Nyköpings kommun.

De valda vägobjekten inventerades i VTI:s LTPP-databas. Besiktningar bestämde vilka vägsträckor och mätpunkter som skulle avgränsas. Anledningen var att enbart välja beläggningar med belastningsskador från besiktningarna. De valda objekten skulle överrensstämma med tillstånden i fallviktspunkterna. I LTPP:s databas är informationen om vägobjekten sparade i olika filer med uppgifter om besiktningar, fallviktspunkter(FWD), sträcka, åtgärd och objekt. Filerna var viktiga för att jämföra fallviktspunkter med belastningsskador så att en mätpunkt skulle vara så nära en spricka som möjligt. Det var också viktigt att ingen åtgärd hade utförts mellan en fallviktsmätning och en besiktning, exempelvis en utläggning av ny asfalt på ett slitlager.

Tidpunkten när en besiktning och en fallviktsmätning utfördes var en relativ viktig faktor. Det fick inte vara för lång tid, exempelvis flera år, mellan besiktning och fallviktsmätning. Det tar normalt lång tid för nedbrytning av väg av den tunga fordonstrafiken men tidsgränsen bestämdes till ett år. I dokumentet ”besiktningar” från LTPP ingår vägar med enbart fyra skadetyper men i urvalet var det vilken skadegrad vägen hade den viktigaste faktorn i arbetet. Skadetyperna beskriver vägens skador längs(1), tvärs hjulspår(2), i spårkant(3) och krackeleringar(4). Skadegraderna är graderade från 1 till 3, där 3 är de värsta skadorna, se figurerna 7.1 till 7.6. Resterande vägsträckor utslöts för vidare granskning. Dessutom hade fallviktsmätningarna utförts enbart i höger hjulspår vilket innebar att enligt LTPP:s lägeskod skulle endast vägsträckor med lägen A och D tas med från besiktningarna, se bilaga 2 bild 2.1.

I dokumentet ”sträcka” erhöles information om lagertjocklekarna för bärlager och förstärkningslager och på vägsträckor där information saknades, valdes de bort. För att selektera ut vägsträckor som åtgärdats mellan fallviktsmätningar och besiktningar erhöles information från dokumentet ”åtgärd”. I dokumentet ”åtgärd” fanns också uppgifter om tidslängd mellan mätningar och besiktningar och slitlagertjocklek. I det slutliga urvalet med inventeringen granskades fallviktspunkterna med besiktningarna. I dokumentet ”besiktningar” fanns information om var skadorna börjar, slutar och läge, sektionsvis var 100:e meter och vem som har besiktat. Vid närmare granskning utslöts ytterligare antal vägsträckor och mätpunkter. Avståndet mellan en mätpunkt och belastningsskada bestämdes till maximalt en meter. Distansen mellan belastningscentrum och den yttersta seismometern(sensorn) skulle vara 1,2 meter. Det kunde då antas att sprickor låg intill en fallviktsmätningens mittpunkt.

Efter inventeringen och urvalet återstod enbart två vägar med 30 fallviktspunkter på olika sträckor och sektioner. En mätpunkt på riksväg 53, sektion 1-06, beräknades två gånger eftersom två olika skadegrader noterades vid olika besiktningstillfällen. Besiktningarna i sektion 1-06 på riksväg 53 utfördes vid olika tidpunkter av samma besiktningsman.

Väg 292 och riksväg 53 valdes ut för fallviktsberäkningar i PMS Objekt;

- En mätpunkt på väg 292 och 29 mätpunkter på riksväg 53.
- 7 mätpunkter ligger i angränsande till belastningsskada;
 - 1 mätpunkt på landsväg 292
 - 6 mätpunkter på riksväg 53
- 23 mätpunkter ligger inom områden eller på gränser med belastningsskador;
 - 1 mätpunkt på landsväg 292
 - 22 mätpunkter på riksväg 53
- På 23 fallviktspunkter är besiktningarna utförda inom 1 år efter fallviktsmätning;
 - 1 mätpunkt på landsväg 292
 - 22 mätpunkter på riksväg 53
- På 7 fallviktspunkter är besiktningarna gjorda cirka 3,5 år tidigare;
 - 7 mätpunkter på riksväg 53 sektion 1-08
- 2 mätpunkter hade skadegrad eller svårighetsgrad 1 och 27 mätpunkter hade skadegrad 2 medan 1 mätpunkt hade skadegrad 3;
 - 1 mätpunkt med skadegrad 1 på landsväg 292
 - 1 mätpunkt med skadegrad 1 på riksväg 53 sektion 1-06
 - 27 mätpunkter med skadegrad 2 på riksväg 53 sektion 1-03, 1-04, 1-06, 1-08, 1-09 och 1-14
 - 1 mätpunkt med skadegrad 3 på riksväg 53 sektion 1-15

Sprickbildning i hjulspår, enligt handboken Bära eller brista (SKL, 2003);



Figur 7.1 Sprickbildning med skadegrad 1.



Figur 7.2 Sprickbildning med skadegrad 2.

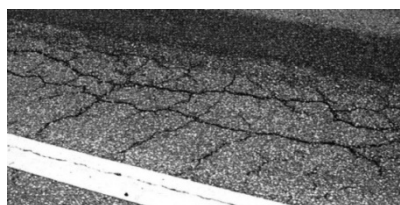


Figur 7.3 Sprickbildning med skadegrad 3.

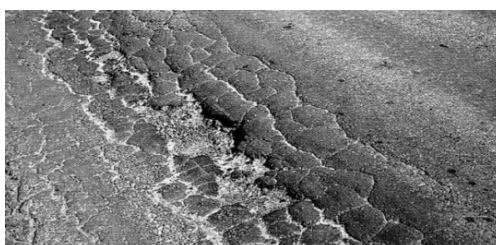
Krackelering, enligt handboken Bära eller brista (SKL, 2003);



Figur 7.4 Krackelering med skadegrad 1.



Figur 7.5 Krackelering med skadegrad 2.



Figur 7.6 Krackelering med skadegrad 3.

7.2 Vägöverbyggnad på objekten

De undersökta vägsektionerna bestod av två typer av flexibla överbyggnader; en bergbitumenöverbyggnad på väg 292 samt en grusbitumenöverbyggnad på riksväg 53. Väg 292 hade tjockleken 182 mm på bitumenbundna lagret(asfaltslagret) och 960 mm på obundna lagret(bär- och förstärkningslagret) medan riksväg 53 hade två tjocklekar. Sträckorna 1:03 till och med 1:15 på riksväg 53 hade tjocklekarna 149 mm på bitumenbundna lagret och 720 mm på obundna lagret medan sträckorna 2:05 och 2:06 enbart hade 84 mm på bitumenbundna lagret och 660 mm på obundna lagret, se tabell 7.1.

Tabell 7.1 Överbyggnadstyper och tjocklekar på asfaltslagren och obundna lagren på väg 292 och väg 53(LTPP, 2009).

Väg	Mätpunkt	Överbyggnadstyp	Asfalttjocklek[mm]	Tjocklek obundet lager[mm]	Totalt [mm]
LV292	1:01	BBÖ	182	960	1142
RV53	1:03-1:15	GBÖ	149	720	869
RV53	2:05	GBÖ	84	660	744
RV53	2:06	GBÖ	84	660	744

7.3 Styvhetsmodulberäkning av mätpunkt i PMS Objekt

Totalt skapades 17 fallviktsdatafiler(KUAB) från VTI:s accessdatabas, en sträcka för väg 292 och 11 sträckor för riksväg 53 som användes som indata till PMS Objekt, se bilaga 3 bild 3.1.

Fallviktsdatafilerna innehöll antingen 10 alternativt 11 fallviktspunkter på var 100:e meter sträcka. Fallviktspunkterna kan indelas sektionvis var 10:e meter, varannan på höger väghalva och varannan på vänster väghalva. Vänster väghalva motsvarade alltid körriktning mot söder eller väster medan höger väghalva motsvarade körriktning mot norr eller öster. I fallviktsfilerna var första mätpunkten antingen placerad i norra eller östra körfältet och nästa mätpunkt västra eller södra körfältet och övriga mätpunkter fortsatte på samma sätt inom en sträcka på 100 meter, se bilaga 2 bild 2.1.

När all nödvändig indata var inlagd i PMS Objekt inlästes en datafil i fallviktsberäkning. Om en mätpunkt inte kunde beräknas av programmet så uteslöts mätpunkten genom att markera lager och trycka på knappen, ta bort markerade. För väg 292 uteslöts endast en mätpunkt medan övriga fallviktsfiler fungerade i beräkningsprogrammet.

Kontroller gjordes därefter under flikarna fallviktsresultat styvhetsmoduler, fallvikt sjunktratt och statistik. De viktigaste värdena var RMS och styvhetsmodul 1. Styvhetsmodul 1 var E-moduler för det översta asfaltlagret och dessa värden var viktiga för det fortsatta arbetet för att kunna utvärdera de nya styvhetsmodulerna på en skadad beläggning. RMS-värdena kontrollerades så att de översteg kravet på 3 %. De uppmätta och de beräknade deflektionerna kontrollerades under flikarna, fallvikt sjunktratt och statistik. Om indata fungerade och mätpunkterna var godkända sparades alla beräkningarna, se bilaga 4 tabell 4.1.

När alla beräkningar var utförda och sparade, valdes mätpunkter ut som låg i anslutning till sprucken beläggning. De nya beräknade styvhetsmodulerna för det översta lagret skulle sedan användas för vidare beräkningar och utvärdering. I detta skede valdes sträcka 2:05 och 2:06 bort eftersom tjockleken var 84 mm i asfaltlagren och de var för tunna för att utvärderas. Orsaken var att de beräknade styvhetsmodulerna i PMS Objekt blev alldeles för höga och asfaltlagren fungerade istället som membran. I detta skede återstod 30 punkter med fallviktsmätning på landsväg 292 och riksväg 53.

Fallviktspunkterna kontrollerades med sprickornas lokalisering en andra gång och samtidigt bekräftades inventeringen av en sakkunnig på VTI. När alla mätpunkter och sprickor verifierats, sparades mätpunkterna i en excell-fil tillsammans med de skador som hade besiktats av VTI. Efter en sista granskning kopierades 30 fallviktspunkter med styvhetsmodul 1 över till en excell-fil. En mätpunkt bestod av två olika skadegrader eftersom två besiktningar hade utförts vid olika datum så att två beräkningar behövdes genomföras. Det innebar att 31 fallviktspunkter utvärderades vidare i de fortsatta undersökningarna.

7.4 Beräkning av styvhetsmodul för olika typer av skador

Styvhetsmodulerna eller E-modulerna beräknade i PMS Objekt räknas till nya E-moduler som motsvarar typen av spricka beläggningen hade vid fallviktsmätning och besiktning. Besiktningen var viktig då graden av skada bestämde hur mycket E-moduler ändrades till oskadad beläggning. Vid beräkningen användes en korrigeringsfaktor(f_s) enligt tabell 4.5–21 i VVTK . Beräkningen med korrektionsfaktor var det första beräkningssteget av två beräkningsteg. För att lättare följa beräkningsgången införs indexering på E-moduler i kapitel 7 och 8. E-moduler endast beräknade i PMS Objekt får index E_1 .

Sprickor och omfattningen på krackeleringar ökar i beläggningen med tiden. För att underlätta beskrivning av en beläggnings tillstånd har Vägverket infört ett system för att gradera skador i beläggning eller m.a.o. skadegrader. Skadegrader graderas från 0 till 7 och varje skadegrad motsvarar en korrigeringsfaktor. Vid skadegraden 0 är vägkonstruktionen nybyggd. Varje skadegrad motsvarar en korrigeringsfaktor, f_s , som multipliceras med en kvot enligt formel 4.4-3 i VVTK. Korregeringsfaktorn, f_s , används med avseende på befintlig beläggnings sprickor och krackelering, se ekvation 7.1. Ekvation 7.1 beskriver bärligheten hos bitumenbundna lager och i ekvationen ingår horisontell dragtöjning i bitumenbundet bärlager vid en angiven temperatur.

$$N_{bb,i} = f_s \frac{2,37 \cdot 10^{-12} \cdot 1,16^{(1,8 \cdot T_i + 32)}}{\epsilon_{bb,i}^4} \quad (7.1)$$

$N_{bb,i}$ = Tillåtet antal standardaxlar för bitumenbundet bärlager under klimatperiod ”i”.

f_s = Korrigeringsfaktor med avseende på befintlig beläggnings sprickighet och krackelering. För nybyggnad är $f_s = 1,0$.

$\epsilon_{bb,i}$ = Största horisontella dragtöjning i bitumenbundet bärlager för klimatperiod ”i” vid belastning med en standardaxel på vägytan.

T_i = Temperatur ($^{\circ}\text{C}$) i bitumenbunden beläggning för klimatperiod ”i”.

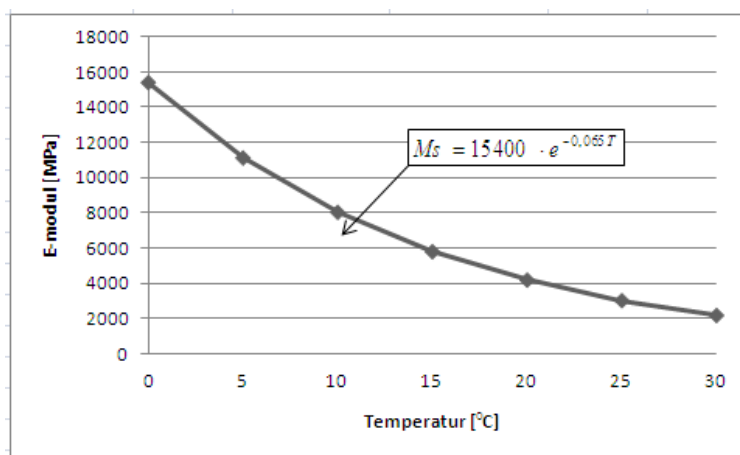
Korrektionsfaktorn, f_s , användes för att reducera styvhetsmodulerna eller E-modulerna(E_1) från fallviktsmätningarna. I detta arbete har korrektionsfaktorerna 0,95, 0,90 och 0,85 med skadegrader 1,2 respektive 3 enbart använts eftersom de var de enda noterade värdena från besiktningen utförd av VTI. De beräknade styvhetsmodulerna i datorprogrammet PMS Objekt med skadade beläggningar, dividerades med korrektionsfaktorerna för att få fram nya styvhetsmoduler(E_2) på osprucken eller oskadad asfaltbeläggning, se formel 7.2.

$$\frac{3470}{0,95} = 3653 \text{ MPa} \quad (7.2)$$

7.5 Laboratorieförsök av asfalt

VTI har utfört utmattningstester i ett laboratorium på motsvarande asfalttypen asfaltgrus 160/220 som finns på försökssträckorna. Försöken har utförts triaxiala och enaxiala vid 10 ° C med en sinusformad last med 10 Hz utan viloperioder. Laboratoriemätningarna redovisar sambandet mellan töjningar i mikrostrain (miljondelar) och antal lastcykler(N_f) till brott. Fördelarna med testerna är att töjningar och spänningar är distinkta eller definierade och lasterna motsvarar antal axelöverfarter(belastningar).

Ett stort antal provkroppar har testats av VTI men enbart 10 mätningar med olika antal belastningar valdes ut från försöken. VTI har redovisat temperatursamband och styvhetsmodul med töjningar och belastningar för asfalttypen AG 22 160/220 som ska utvärderas i arbetet, se figur 7.7.



Figur 7.7 Samband mellan E-modul och temperatur i asfalttypen AG22, 160/220(VTI, 2010).

Landsväg 292 och riksväg 53 har haft ett antal axelöverfarter under livslängden som motsvarar årsdygnstrafik med tung last. Enbart överfarter med tung last är det intressanta eftersom de påverkar beläggnings nedbrytningshastighet och leder till sprickbildning. Antalet ackumulerade axelöverfarter beräknades m.h.a. årsdygnstrafiken från LTTP för varje år från 1:a året till 20:e året, se tabell 7.2 nedan. För landsväg 292 beräknades nästan 900000 axelöverfarter och för riksväg 53 nästan 3 miljoner axelöverfarter vid år 20, se tabell 7.2.

Tabell 7.2 Årsdygnstrafik med antal ackumulerade axellaster från tunga fordon för väg 292 och riksväg 53.

År	Lv 292	Rv 53
1	43070	144175
2	86312	288927
3	129728	434257
4	173316	580169
5	217080	726665
6	261018	873747
7	305132	1021417
8	349423	1169677
9	393890	1318531
10	438536	1467980
11	483360	1618027
12	528363	1768674
13	573547	1919924
14	618911	2071779
15	664457	2224241
16	710185	2377313
17	756095	2530997
18	802190	2685296
19	848468	2840212
20	894932	2995748

Tio diagram från VTI:s laborieförsök med belastnings- och töjningskurvor jämfördes med totala axelöverfarter för landsväg 292 och riksväg 53. Kurvorna i diagrammen visade när asfalten belastades till brott när kurvan övergick till en vertikal linje. När asfaltprovet inte längre hade någon bärförmåga i sista punkten på den vertikala linjen avlastades asfaltprovet och antalet belastningar avlästes i diagrammen. Vid avlastningen antogs att asfaltprovet i utmattningsförsöket hade uppnått livslängden 20 år.

Enligt ATB Väg 2005, kapitel C 5.2 bör en skiftfaktor på 10 användas i utmattningsförsök i laborier så att belastningar överensstämmer med axelöverfarter på asfaltlager i verkligheten. Det innebär att belastningarna eller lastcyklerna i VTI:s laborieförsök multiplicerades med skiftfaktorn 10. I sista punkten på kurvan avlästes värdet på antalet belastningar i VTI:s asfaltprov och två kurvor korrelerade relativt bra med beräknade antalet ackumulerade axelöverfarter år 20 i tabell 7.2.

Två kurvor från VTI:s laborieförsök visade brott i asfalt vid 100000 och 300000 belastningar, se pil i figur 7.2 nedan. Med hänsyn till skiftfaktorn motsvarade båda kurvorna ungefär 1 miljon och 3 miljoner axelöverfarter i verkligheten. Totala antalet axelöverfarter vid år 20 för landsväg 292 och riksväg 53 motsvarade båda kurvorna med antal belastningar från VTI:s laborieförsök när asfalten påvisade brott eller sprickor.

Det antogs att livslängden för landsväg 292 och riksväg 53 hade uppnåtts när sprickor upptäcktes vid de okulära besiktningarna. Men det konstaterades att sprickor på beläggningsytorna var synliga innan beläggningen eller asfalten hade uppnått livslängden på 20 år, se markerad text i tabell 7.2. De två utvalda diagrammen från VTI:s laborieförsök var de enda jämförbara med axelöverfarter för landsväg 292 och riksväg 53. Antingen var belastningarna alldeles för få eller för många när asfalten visade brott i diagrammen i VTI:s laborieförsök.

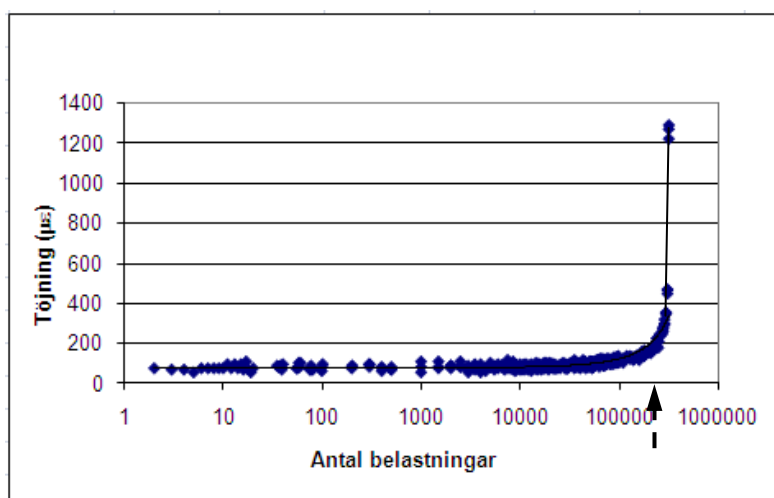
7.6 Beräknade E-moduler i PMS Objekt jämförs med E-moduler från laborieförsök

För att kunna jämföra E-moduler beräknade i PMS Objekt på skadad beläggning med värden från laborietester måste antaganden eller en hypotes föreligga. Antaganden baserades primärt på att asfaltens skadeutveckling och egenskaper från fallviktsmätningarna i fält var komparabel med asfalttypen i laborietesterna. Vidare antogs hypotesen att lastcyklerna eller belastningarna i laborieförsöken var jämförbara med trafikbelastningarna på sträckorna från LTPP.

Genom utvärdering i jämförelserna mellan mätvärdena i fält och i laboratorium var ambitionen att få fram så bra resultat som möjligt. Metoden med att jämföra laboriemätning med asfalt med fallviktsmätning på asfalt i fält baserades på kvoter eller procentsatser av E-moduler. E-moduler i PMS Objekt jämfördes med E-moduler från laboriemätningar och nominella E-moduler från tabell 4.5.6 i VVTK.

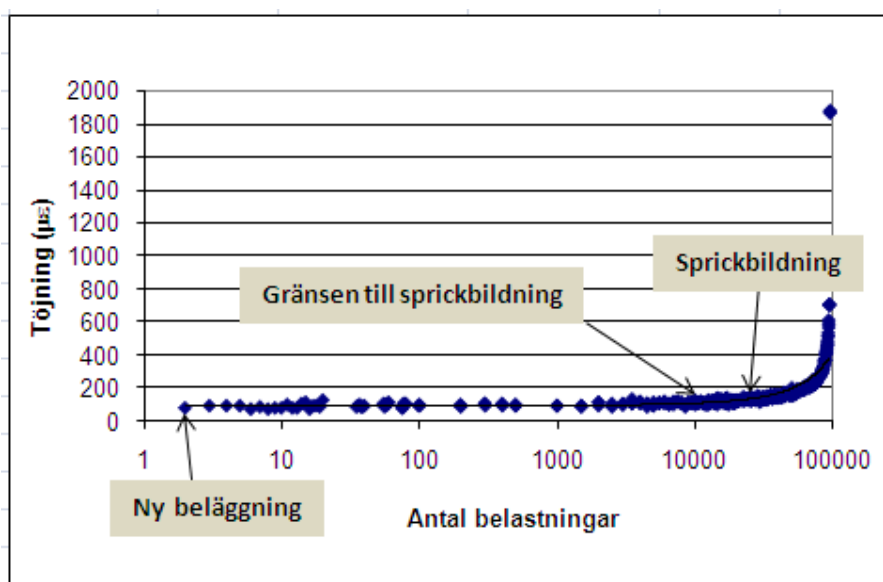
För att lokalisera var i diagrammen asfalten började spricka användes trafikdata på antalet axellaster från LTPP och datumet(år) när fallviktsmätningen utfördes på skadad beläggning, se tabell 7.2 . När ackumulerade axellaster hade beräknats från LTPP avlästes samma antal laster i diagrammen från VTI:s laborieförsök.

Med ackumulerade tunga axellaster från LTPP och tidpunkten för fallviktsmätningen med belastningsskada, var det relativt lätt att hitta i diagrammen var motsvarande töjning hade för värde. Skadan uppstod inte samma dag som fallviktsmätningen utfördes. Men vid studie av diagrammen och en trendlinje var det relativt enkelt att avläsa ett värde när sprickan kunde tänkas ha uppkommit när kurvan i diagrammet började luta kraftigt, se pil i figur 7.8. Vid brytpunkten när kurvan började luta kraftigt uppåt eller öka exponentiellt antogs det att asfalten började spricka, se figur 7.10.

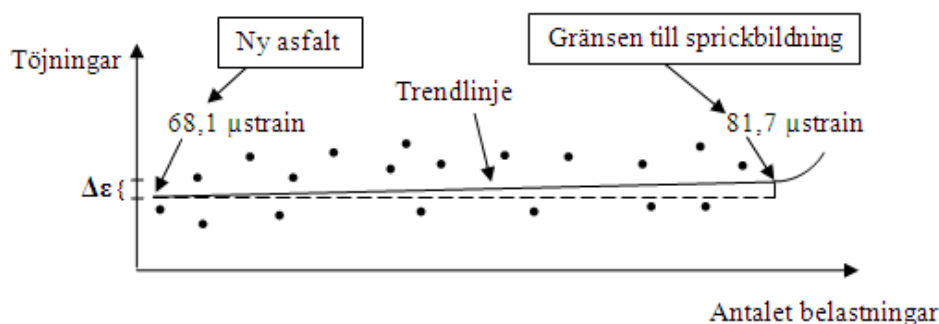


Figur 7.8 Laborietest på AG 22, 160/220 från pålastning till brott vid cirka 300000 belastningar (VTI, 2010).

Det var relativt lätt att lokalisera var i diagrammen asfalten började spricka med en motsvarande töjning, se figur 7.9. E-modulerna från diagrammen användes för att jämföra E-modulerna från PMS Objekt på skadad beläggning. För att beräkna E-modulerna på sprucken beläggning från PMS Objekt till ny beläggning eller nytillverkad asfalt användes kvoterna på töjningarna från diagrammen.

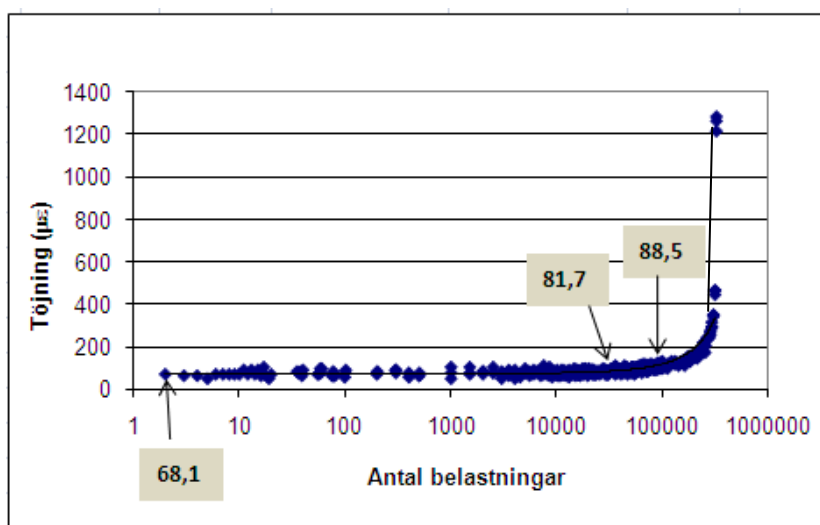


Figur 7.9 Töjnings- och belastningsförlopp för AG 22 160/220 med initial töjning, strax före och strax efter sprickbildning vid ackumulerad 1 miljon laster (VTI, 2010).



Figur 7.10 Töjnings- och lastdiagram från VTI:s laborietest med trendlinje och skillnad i töjning.

I VTI:s diagram med tre miljoner belastningar avlästes värdet 81,7 mikrostrain på kurvan när asfalten antogs börja spricka eller på gränsen till att börja spricka, se figur 7.10 och figur 7.11. Precis innan trendkurvan börjar luta kraftigt kunde det antas att, i området när kurvan börjar öka, var asfalten i princip osprucken eller oskadad. Från den antagna gränsen eller området med osprucken asfalt faller töjningarna relativt linjärt till de initiala belastningarna i diagrammet med avläst värde på 68,1 mikrostrain, se figur 7.11. Linjen i VTI:s diagram lutar från 68,1 mikrostrain upp till 81,7 mikrostrain linjärt och kvoten mellan töjningarna är en lutningskoefficient.



Figur 7.11 Töjningar asfalt i initialt skede, oskadad och sprickbildning till brott i asfalt vid 300000 belastningar (VTI, 2010).

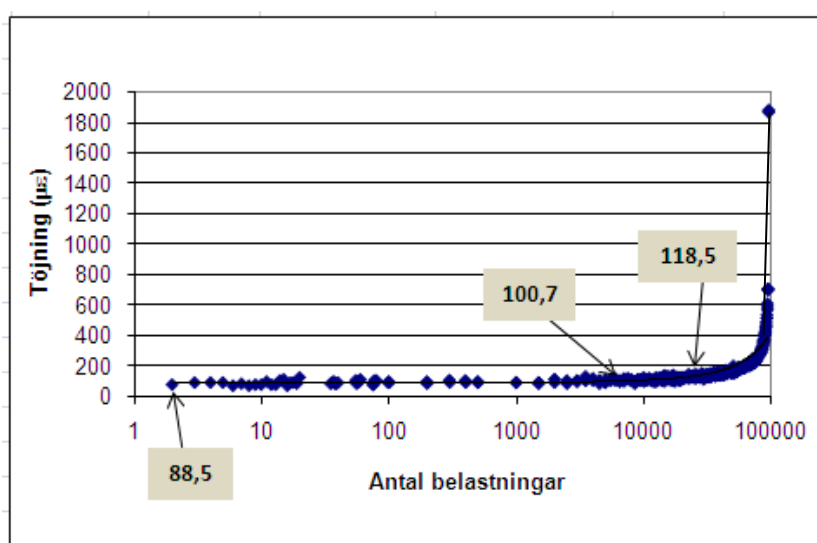
Lutningen eller lutningskoefficienten på trendlinjen i diagrammet användes för att öka den hypotetiskt oskadade E-modulen (E_2) från första beräkningssteget. Lutningskoefficienten multiplicerades med oskadade E-moduler (E_2) så att motsvarande tillstånd erhöles som asfaltprovet i testet och de tabellerade E-modulerna enligt VVTK, se ekvation 7.2.

Den beräknade E-modulen (E_3) med lutningskoefficienten motsvarade hypotetiskt en ny asfalt eller beläggning. Beräkningen med att multiplicera E-modulen E_2 med lutningskoefficienten var det andra beräkningssteget.

$$\frac{81,7 \mu\text{strain}}{68,1 \mu\text{strain}} = 1,1997$$

Lutningskoefficient

Ekvation 7.2 Töjningen innan asfalten börjar spricka dividerat med töjningen på oskadad asfalt från VTI:s laborietest (VTI, 2010).



Figur 7.12 Töjningar asfalt i initialt skede, oskadad och sprickbildning till brott i asfalt vid 100000 belastningar (VTI, 2010).

Ur de två utvalda diagrammen från VTI:s laborieförsök beräknades E-moduler m.h.a. Hooke's ekvation. När alla töjningar (6) var avlästa i de två diagrammen och med medelspänningen för respektive diagram användes de för att beräkna E-moduler. De beräknade E-modulerna motsvarade värden när asfalten antogs spricka, precis innan asfalten började spricka och när asfalten var ny, se figur 7.11 och figur 7.12.

För att beräkna E-moduler från laborietesterna, användes medelspänningen vid 1000 belastningar, och anledningen var att asfalten antas börja spricka vid 1000 belastningar enligt VTI. VTI använder samma medelspänning i sina beräkningar. När lutningen på trendlinjen sjunker så ökar styvheten i motsvarande omfattning. Ökningen eller lutningskoefficienterna multiplicerades med de omräknade E-modulerna med korrektionsfaktor från fallviktsmätningen i första beräkningssteget, se formel 7.2.

Med resultaten från diagrammen, framtagna av VTI, beräknades kvoterna till 1,1383 för väg 292 och 1,1997 för riksväg 53, se tabell 7.3 och figur 7.13. De beräknade kvoterna eller lutningskoefficienterna multiplicerades med E-moduler på skadad beläggning beräknade i PMS Objekt. E-modulerna i tabell 7.3 var inte nödvändiga för att beräkna lutningskoefficienterna men de användes för jämförelser med E-modulerna i den slutliga utvärderingen. Observera att E_1 , E_2 och E_3 i tabell 7.3 inte är de beräknade E-modulerna i beräkningsstegen och inte ingår i resultaten i tabell 8.1, men principen är samma. Principen med indexering på E-moduler tillämpas även i tabell 8.1.

Tabell 7.3 Beräknade E-moduler på ny, oskadad och sprucken asfalt och töjningar från VTI:s laboriemätningar. Sista raden och kolumn 2 och 3 anger ökningen eller kvoten mellan töjning precis innan spricka och töjning i ny asfalt.

AG(+10 °C)			
	Lv 292	Rv53	Enhet
σ_{medel}	697,3	533,9	kPa
ϵ_1	88,5	68,1	$\mu\text{strain}(\mu\epsilon)$
ϵ_2	100,7	81,7	$\mu\text{strain}(\mu\epsilon)$
ϵ_3	118,5	88,5	$\mu\text{strain}(\mu\epsilon)$
E_1	7879	7840	MPa
E_2	6922	6535	MPa
E_3	5884	6033	MPa
ϵ_2/ϵ_1	1,1383	1,1997	

σ_{medel}	medelspänning
ϵ_1	töjning i ny asfalt
ϵ_2	töjning i asfalt på gränsen till sprickbildning
ϵ_3	töjning i sprucken asfalt
E_1	E-modul i ny asfalt
E_2	E-modul i asfalt på gränsen till sprickbildning
E_3	E-modul i sprucken asfalt
ϵ_2/ϵ_1	kvoten mellan töjning i asfalt på gränsen till sprickbildning och töjning i ny asfalt

Figur 7.13 Begreppsförklaring av töjningar och E-moduler till tabell 7.3.

I nästa moment korrigerades asfaltens E-moduler från laborieförsöket till motsvarande E-moduler(E_4) med temperaturer som uppmätts vid fallviktsmätningarna. En ekvation för kurvan med temperatursambanden för asfaltgrus 160/220 användes vid beräkningarna. E_4 anger styvhetsmodulen vid en viss temperatur, T i °C, se ekvation 7.1.

$$E_4 = 15400 \cdot e^{-0,065T}$$

Ekvation 7.1 Ekvation för beräkning av styvhetsmodul [MPa] beroende på temperatur för standard AG från utmattningsförsök(VTI, 2010).

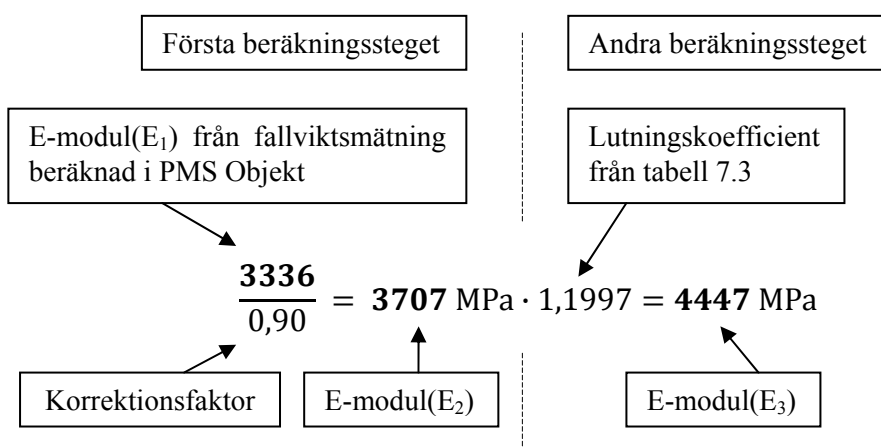
I det sista momentet användes kvoter mellan beräknade E-moduler från fallviktsmätningar och asfaltens E-moduler från VTI:s laborieförsök. Asfaltens E-moduler(E_4) från VTI:s laborieförsök omräknades med hänsyn till olika temperaturer när fallviktsmätningarna utfördes. E-modulerna från fallviktsmätningarna har i detta skede räknats om två gånger, en gång från skadad till oskadad(E_2) med korrektionsfaktor och en gång med lutningskoefficienterna(E_3) till nyttillverkad asfalt eller ny beläggning.

Resultaten redovisas i procent och värdena visar hur lägre E-modulerna är i förhållande till asfalten från laboriemätningarna. Även förhållanden mellan E-moduler från fallviktsmätningen med skador och E-moduler från laborieförsöket redovisas. Det är för att jämföra E-modulerna i PMS Objekt utan omräkningar med E-modulerna från laborietesterna och samtidigt se skillnaden med tabellerade E-moduler i VVTK.

För att jämföra E-modulerna vid olika tillfällen användes relativa samband med kvoter och procentandelar i de slutliga utvärderingarna. Resultaten på E-modulerna har relativ stor spridning därför redovisas också medel-, medianvärden och standardavvikelser på skadad beläggning, ”ny” beläggning och tabellerade värden enligt VVTK.

Enbart hypotetiska samband antogs i beräkningarna och utvärderingarna. De slutliga beräknade värdena på E-moduler i skadad beläggning är enbart närmevärden och inte absoluta riktvärden. Skillnader och kvoter som redovisas föreslås användas för att reducera E-modulerna på skadad beläggning med beläggningstypen AG 160/220 .

7.7 Sammanfattning med beräknade E-moduler från PMS Objekt och VTI:s laborieförsök



Figur 7.14 Första och andra beräkningssteget med E-modul beräknad i PMS Objekt från fallviktsmätning.

I första beräkningssteget har E-moduler(E_1) från fallviktsmätningen beräknats med skadegrader med motsvarande korrektionsfaktorer till högre E-moduler(E_2). Skadegraden i figur 7.7 anger skadegraden 1 med korrektionsfaktorn **0,95** men ytterligare två olika skadegrader har använts. Beläggningar med skadegraden 2 med korrektionsfaktorn **0,90** har använts i 28 beräkningar och beläggningar med skadegraden 3 har enbart använts i en beräkning med korrektionsfaktorn **0,85**. Skadegraden 1 har använts i två beräkningar, se figur 7.14.

I det andra beräkningssteget har två värden använts för att beräkna E-moduler(E_2) till hypotetisk ny asfalt, E-moduler(E_3). Första värdet är **1,1383** för landsväg 292 och andra värdet är **1,1997** för riksväg 53. Värdena är lutningskoefficienter i två olika diagram som redovisats i kapitel 7.6. Lutningskoefficienterna har multiplicerats med E-modulerna E_2 som beräknats i första steget, se figur 7.14.

Från beräkningsprogrammet PMS Objekt har 31 E-moduler höjts i båda beräkningsstegen. En E-modul från PMS Objekt i en mätpunkt på landsväg 292 har höjts totalt med **19 %** (skadegrad 1) och i en mätpunkt på riksväg 53 har E-modulen höjts med totalt **35 %** (skadegrad 3). I 28 mätpunkter på riksväg 53 har E-moduler från PMS Objekt höjts med totalt **30 %** i beläggningar med skadegrader 2. En mätpunkt med skadegrad 1 har uteslutits eftersom ingen okulär besiktning hade utförts vid fallviktsmätningen.

E-modul i nytillverkad asfalt i VTI:s laboriemätning med temperaturberoende(exempel med 10°C);

$$E_4 = 15400 \cdot e^{-0,065 \cdot 10} = \mathbf{8040 \text{ MPa}}$$

Alla resultat med beräknade E-moduler redovisas i tabell 8.1 på sidan 59.

8 Resultat

Tabell 8.1 Resultat från utvärderingen. Tabellen redovisar samtliga mätpunkter med E-moduler [MPa], temperaturer[° C] och kvoter[%] för utvalda vägsektioner. Vägar och sektioner anges i kolumn 1.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Väg/Sektion	E ₁	E ₂	E ₃	Yttemp.	$E_4=15400 \cdot e^{(-0,065 \cdot T)}$	Skadegrad	E ₃ /E ₂	E ₁ /E ₂
1	Lv292	3470	3653	4158	15	5809	1	72%	60%
2	Rv53-1-03	3908	4342	5209	11	7534	2	69%	52%
3	Rv53-1-04	3911	4345	5213	13	6615	2	79%	59%
4		3511	3901	4680	12	7059	2	66%	50%
5		5953	6614	7935	9	8579	2	92%	69%
6		5212	5791	6947	8	9156	2	76%	57%
7	Rv53-1-06	3762	4180	5015	12	7059	2	71%	53%
8		5751	6390	7666	6	10427	2	74%	55%
9		6499	6842	8208	5	11127	1	74%	58%
10		6499	7222	8664	5	11127	2	78%	58%
11		4952	5502	6601	6	10427	2	63%	47%
12	Rv53-1-08	1579	1754	2104	12	7059	2	30%	22%
13		3432	3813	4574	12	7059	2	65%	49%
14		4538	5042	6049	11	7534	2	80%	60%
15		2154	2393	2871	11	7534	2	38%	29%
16		2672	2969	3562	8	9156	2	39%	29%
17		3776	4195	5033	9	8579	2	59%	44%
18		2104	2338	2805	10	8040	2	35%	26%
19		3336	3707	4447	10	8040	2	55%	41%
20		5614	6238	7484	10	8040	2	93%	70%
21		5407	6008	7208	11	7534	2	96%	72%
22		2245	2495	2993	11	7534	2	40%	30%
23	Rv53-1-09	2576	2862	3434	11	7534	2	46%	34%
24		2878	3198	3837	10	8040	2	48%	36%
25		3255	3616	4338	11	7534	2	58%	43%
26		3133	3481	4176	6	10427	2	40%	30%
27		3528	3920	4703	7	9770	2	48%	36%
28		3022	3358	4029	8	9156	2	44%	33%
29	Rv53-1-14	2481	2757	3308	10	8040	2	41%	31%
30		3224	3582	4297	7	9770	2	44%	33%
31	Rv53-1-15	3938	4632	5557	7	9770	3	57%	40%
							medel	60%	45%
							median	59%	44%
							stdav	18%	14%

E_1	E-modul i skadad beläggning beräknad i PMS-Objekt
E_2	E-modul(E_1) från PMS Objekt dividerad med tal från skadegrad
E_3	E-modul från E_2 som multiplicerats med lutningskoefficienter utläst från VTI:s asfaltdiagram
Yttemp.	Temperatur($^{\circ}$ C) på asfaltsyta vid fallviktsmätning
E_4	E-modul i asfalt i VTI:s laborieförsök med temperaturberoende
E_3/E_4	Kvoten mellan beräknad E_3 i ny beläggning och E_4 från VTI:s laborieförsök
E_1/E_4	Kvoten mellan E_1 i skadad beläggning från PMS-Objekt och E_4 från VTI:s laborieförsök

Figur 8.1 Begreppsförklaring av E-moduler, yttemperatur och kvoter i tabell 8.1, kolumn 2 till 9.

8.1 Förklaring till tabellen med resultat

I **2:a** kolumnen anges E-modulen(E_1) i skadad beläggning vid en uppmätt temperatur enligt kolumn **5**(Yttemp.). I kolumn **3** anges E-modulen(E_2). E-modulen(E_1) i skadad beläggning har dividerats med en korrektionsfaktor som är mindre än 1,0 vilket innebar att modulen ökade från skadad till teoretiskt ”oskadad” E-modul(E_2) i kolumn **3**.

Kolumn **4** visar omräknade moduler till initialt värde vilket innebar vad den skadade asfalten antas ha haft för teoretisk E-modul(E_3) när vägen byggdes. De beräknade kvoterna i kapitel 7.6 multiplicerades med oskadade E-moduler från fallviktsmätningen i kolumn **3**(E_2) och de ”uppräknade” E-modulerna(E_3) redovisas i kolumn **4**. Yttemperaturen på beläggningsytan vid fallviktsmätningarna anges i $^{\circ}$ C i kolumn **5**.

I kolumn **6** anges asfalten från laborieförsöken med typisk temperaturberoende på E-modulen(E_4). E-modulerna är beräknade vid olika temperaturer som mättes vid fallviktsmätningarna från kolumn **5** så att asfaltens E-moduler från laboriet korrelerar med E-modulerna från fallviktsmätningarna. Kolumn **7** visar skadegrader från 1 till 3 i beläggningsarna från okulära besiktningar utförda av VTI.

Kolumn **8** visar kvoten mellan E-modulen(E_3) från fallviktsmätningen när beläggningsen är teoretisk ny och asfaltens E-modul(E_4) från laborieförsöken med temperaturberoende. I sista kolumnen **9** visas kvoten mellan E-modulen (E_1) från fallviktsmätningen i skadad beläggning och asfaltens E-modul(E_4) från laborieförsöken med temperaturberoende.

De tre sista raderna i kolumnerna 7,8 och 9 visar medelvärde, medianvärde och standardavvikelse för alla värden i kolumnerna 8 och 9. Medel- och medianvärde och standaravvikelse anges i procent med heltalsvärde.

8.2 Kommentarer till utvärderingen av E-moduler

I tabell 8.1 kan man konstatera att medelvärdet ligger på 60 % av kvoten(E_3/E_4) beräknad E-modul(E_3) till ny beläggning och E-modul(E_4) från VTI:s laborieförsök i kolumn 8. E-modulen i skadad beläggning har sjunkit i genomsnitt med 40 % i jämfört med asfaltprovet från laboratoriet. När skadad beläggning från fallviktsmätningen jämförs med provkroppen från laborieförsöken E_1 respektive E_4 kan man konstatera att styvheten är något mindre än hälften i medel- och medianvärde. Medelvärdet och medianvärdet är 45 % respektive 44 % i kolumn 9(E_1/E_4) och standardavvikelsen är 14 % i tabell 8.1.

I tabell 7.3 kapitel 7.6 kan man se när asfalten började spricka i laboriemätningen och då har den tappat omkring 25 % motsvande initialt värde. Det är en ganska stor skillnad i jämförelse med cirka 40 % när E-modulerna från fallviktsmätningen E_1 och E_3 jämförs med E-modulen E_4 från laborieförsöken. Spridningen på beräknade E-moduler(E_3) från fallviktsmätningarna och E-moduler från laborieförsöken(E_4) är samtidigt förhållandevis liten med standaravvikelse på 18 % i skadad beläggning. Fastän det inte finns några jämförbara värden från andra undersökningar får det ändå antas att spridningen är liten.

I beräkningarna har alla tre skadegrader tagits med och det var inte syftet utan man skulle enligt riktlinjerna ta fram nya E-moduler med olika skadegrader. Två mätpunkter, en på landsväg 292 och en på riksväg 53 har skadegraden 1. I mätpunkten på riksväg 53 sektion 1-15 på rad 31 är skadegraden 3 i beläggningen. Det är den enda beläggningen med skadegrad 3 i utvärderingen. Men om man utesluter de punkter som har skadegrad 1 och 3 som är sammanlagt tre stycken så påverkar de inte i större utsträckning på resultatet. Det viktiga i detta arbete är att visa principen med metoden att jämföra E-moduler i sprucken beläggning i verkligheten med asfalt i laborieförsök.

E-modulerna(E_1) i kolumn 2 i tabell 8.1 är moduler som är beräknade i PMS Objekt från fallviktsmätningar. Spridningen på E-modulerna i kolumn 2 är mycket stor och det beror på temperaturberoendet i beläggningen. Vid höga temperaturer i beläggningen kan det bli höga E-moduler samtidigt när det är låga temperaturer kan det bli låga E-moduler i tabell 8.1. När temperaturen är låg i asfalt ska egentligen E-modulen bli relativt hög och inte låg som i en del mätpunkter i tabell 8.1. I tabell 8.1 och kolumn 2 finns exempel på E-modul som ligger på nästan 4000 MPa vid +13 °C i beläggning. Samtidigt finns det en E-modul med omkring 3100 MPa vid +6 °C i beläggning med samma skadegrad i tabell 8.1. Asfalttypen och tjockleken är också samma i båda fallen.

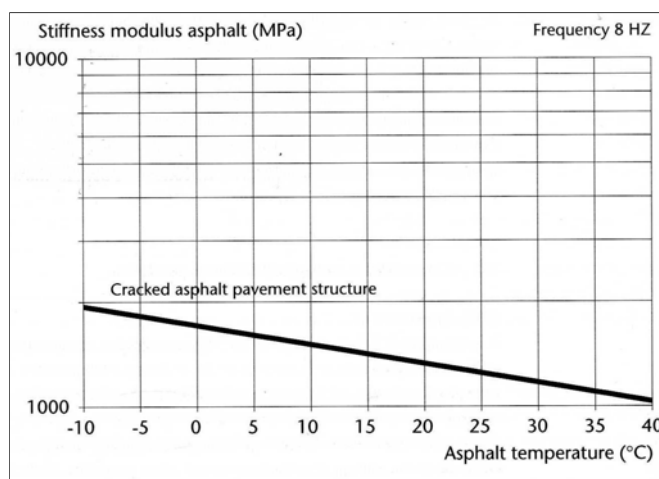
Även vid samma temperatur i beläggning kan det finnas stora skillnader i E-moduler med samma skadegrader i tabell 8.1 i kolumn 2. Det finns två olika mätpunkter med +12 °C i beläggning med E-moduler på cirka 1600 och 3400 MPa. Skillnaden är mer än dubbel fastän temperaturen är lika i beläggning. Det finns ytterligare exempel i tabell 8.1 när temperaturen är +11 °C i beläggning. Vid samma temperatur är E-modulerna 5400 MPa i en mätpunkt och i en annan mätpunkt cirka 2200 MPa i samma sektion.

Anledningen till skillnaderna och osäkerheten med E-modulerna i tabell 8.1 är många. Det kan vara olika blandningar i beläggningssmassan fastän massan är av liknande asfalttyp eller olika utförande vid utläggning av asfalt. Vatteninträngning i vägkroppen kan skilja mycket mellan vägar och sektioner. Det i sin tur kan påverka hastigheten olika på nedbrytning i vägkroppen. Det kan även bero på brister vid fallviktsmätningarna. Det kunde också ha varit stora skillnader i avstånden mellan sprickor och mätpunkter när fallviktsmätningarna utfördes.

Det finns även osäkerheter i uppskattningar och i bedömningar när asfalten spricker i diagrammen från laboratorieförsök i kapitel 7. Det är ändå relativt svårt att bedöma i diagrammen var gränserna går exakt vid olika sprickbildningar. Det påverkar storleken på lutningskoefficienterna som används för att beräkna E-moduler i kolumn 4 i tabell 8.1. Man ska helst iaktta asfaltsprovet i ett laboratorium och se när asfalten spricker. I kolumn 6 i tabell 8.1 är E-modulerna (E_4) beräknade med en ekvation från laboratorieförsök som är typisk för asfalten i försöken. Beläggningarna i tabell 8.1 kanske har en annan ekvation med andra ingående parametrar och värden. Asfalten i beläggningarna och i laboratoriet ska ändå vara av liknande typ.

E-modulerna i tabell 7.3 är relativt höga i jämförelse med E-modulerna i tabell 8.1. Hypotesen att E-modul i sprucken beläggning ligger omkring 6000 MPa i tabell 7.3 vid +10 °C med en okänd skadegrad är generellt högt i jämförelse med E-modulerna i kolumn 2 i tabell 8.1. De flesta E-modulerna i tabell 8.1 ligger mycket lägre 6000 MPa vid ungefär samma temperatur.

Enligt ATB Väg (Vägverket, 2004) och Deflection profile-not a pitfall anymore (CROW, 1998) bör beläggningar betraktas som ett obundet lager med 1000 till 2000 MPa i temperaturintervallet +40 °C respektive -10 °C, se figur 8.2 nedan. Samma förhållande gäller om en kvot blir mindre än eller lika med 50 % eller om den omräknade E-modulen tappar i styvhet med 50 % eller mer.



Figur 8.2 Förhållandet mellan styvhet i asfalt och temperatur i en sprucken beläggning (CROW, 1998).

8.3 Förslag till E-moduler i VVTK och PMS Objekt

Tabell 8.2 Förslag till E-moduler [MPa] i PMS Objekt i skadad beläggning. E(tabell) är moduler enligt VVTK kapitel 4.5.2.

Förslag E-moduler (E_3/E_4)				Förslag E-moduler (E_1/E_4)			
klimatperiod	Medel	Median	E(tabell)	klimatperiod	Medel	Median	E(tabell)
Senvår	5122	4986	8500	Senvår	3825	3740	8500
Sommar	1506	1467	2500	Sommar	1125	1100	2500
Höst	4821	4693	8000	Höst	3600	3520	8000
Vinter	6930	6746	11500	Vinter	5175	5060	11500
Tjällossningsvinter	6026	5866	10000	Tjällossningsvinter	4500	4400	10000
Tjällossning	5423	5280	9000	Tjällossning	4050	3960	9000

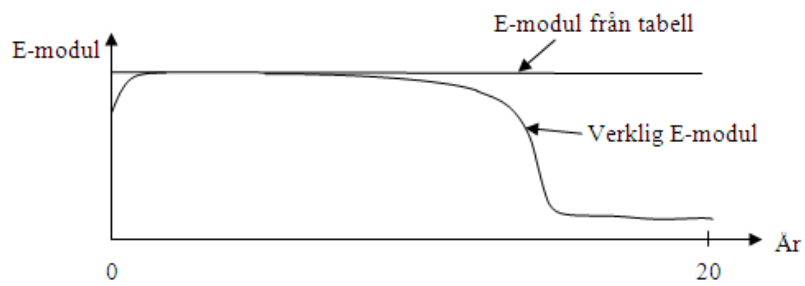
E_3/E_4	Kvoten mellan beräknad E_3 i ny beläggning och E_4 från VTI:s laboratorieförsök
E_1/E_4	Kvoten mellan E_1 i skadad beläggning från PMS-Objekt och E_4 från VTI:s laboratorieförsök

Figur 8.3 Begreppsförklaring av kvoterna (E_3/E_4) och (E_1/E_4) från tabell 8.1.

För att jämföra och ge förslag till nya E-moduler i skadad beläggning användes tabellerade E-moduler enligt VVTK kapitel 4.5. E-modulerna i VVTK i kapitel 4.5.2 används vid dimensionering av vägöverbyggnader vid nybyggnad och underhåll eller bärighetsförbättring. E-modulerna i VVTK beräknades till nya E-moduler med medel- och medianvärden från tabell 8.1, se tabell 8.2 och figur 8.3.

I tabell 8.2 redovisas förslag till E-moduler beroende på klimatperiod för PMS Objekt. Vänstra rutan anger reducerade E-moduler i början på livslängden medan den högra rutan anger reducerade E-moduler när beläggningen är skadad. De tabellerade E-modulerna i VVTK har multiplicerats med medelvärdena och medianvärdena från tabellen med resultat, tabell 8.1 och anges i MPa med heltal. Man kan se i tabell 8.2 att inga E-moduler understiger gränsen på 1000 MPa oavsett om det gäller antagandet för ny eller skadad beläggning.

I PMS Objekt antas att tabellerade E-moduler har samma värden år noll som år 20. I verkligheten sjunker E-modulerna med tiden p.g.a. nedbrytning i asfalt och belastningar från tunga fordonstrafiken. Först sker nedbrytningen långsamt och sedan till slutet på livslängden accelererar skadorna eller sprickorna i beläggningen, se figur 8.4. Detta arbete ska försöka ge förslag till E-moduler i ett tillstånd då beläggningen i vägen har olika skador med olika skadegrader.



Figur 8.4 Exempel på E-moduler i beläggning under livslängden 20 år. En generell illustration hur E-moduler förändras med tiden i asfalt vid belastningar av tung fordonstrafik.

9 Diskussion

I Sverige finns många vägsträckor med bärighetsrelaterade skador som sprickor och krackeleringar synliga på asfaltytan. Orsakerna är flera t.ex. vattengenomträngning i de obundna lagren eller kraftiga temperaturväxlingar i vägöverbyggnaden. Nötning och åldring i asfalten är en annan orsak till nedbrytning i beläggningen. Men det är tunga fordon som förorsakar den största skadan på beläggningssytan. Man kan tydligt se spår av att andelen tung trafik och antalet axlar har ökat. Även dubbdäcksslitage kan ha haft en betydande del i nedbrytningen i asfalten. Utförarfel vid nybyggnad kan också vara en bidragande orsak.

När det inte finns någon modell eller tillämpning idag för att beräkna relevanta styvhetsmoduler i spruckna beläggningar för PMS Objekt utvärderades en alternativ metod. Metoden innebar att använda laboratoriemätningar på samma typ av asfalt som fallviktsmätningarna hade utförts på. Enbart mätta värden i fält jämfördes med mätta värden från laboratorieförsöken. Det var inte riktigt jämförbart men det verkade finnas ett samband med töjningar, antalet laster i diagrammen och antalet axellaster från vägobjekten i LTPP. Examensarbetet inriktades på att försöka utveckla en princip med att reducera E-moduler och lämna förslag till nya E-moduler i VVTK och PMS Objekt. E-modulerna skulle reduceras till en nivå skadade beläggningar har och som Vägverkets datorprogram PMS Objekt idag saknar. Avsikten med detta arbete var att redovisa ett hjälpmedel eller underlag för att välja styvhetstal i en sprucken beläggning.

Antalet ackumulerade axellaster beräknades från informationen om årsdygnstrafiken i LTPP med samma tidpunkt fallviktsmätningarna hade utförts om belastningsskada, se tabell 7.2 i kapitel 7.6. Totala antalet axellaster från årsdygnstrafiken jämfördes med antalet laster i diagrammen från VTI:s laboratoriemätningar. I jämförelsen var det relativt lätt att tolka var i diagrammen töjningarna började öka kraftigt. Kurvan var lång men inom ett område när kurvan började stiga kraftigt var det relativt lätt att se när asfalten började spricka efter trendlinjen. En nackdel med metoden är belastningsfrekvensen. I verkligheten belastas vägen inte med jämna mellanrum utan trafiken passerar oregelbundet med olika axellaster och olika mellanrum mellan axlarna.

Klimatet spelar också en stor roll då temperaturerna kan växla relativt snabbt. I laboratoriet är belastningarna jämna och temperaturen är relativt konstant och hålls runt 10 °C. Men förhållandena var annars relativt jämförbara med antalet laster och töjningar. En annan nackdel med att tolka eller tyda diagram kan vara att tolkningarna kan bli för grova. Även om besiktningarna var utförda av kunniga personer med lång erfarenhet vet man inte med säkerhet om bedömningarna på belastningsskadorna var korrekta, den mänskliga faktorn.

Synliga skador eller sprickor på beläggningssytan var kanske svårt att bedöma om beläggningen betraktades som obunden vid en okulär besiktning. Det är vid besiktningarna som skadegrader anges om punkten ska bedömas tillräckligt nedbruten att lagret betraktas som obundet. Om tillräcklig hög skadegrad anges med 6 eller 7 på synliga sprickor kan de bedömas som obundna lager med styvheter från cirka 1000 till 2000 MPa, se figur 8.2 i kapitel 8.

När besiktningar utfördes klassades inte de synliga sprickorna eller skadorna som obundna utan bundna asfaltlager med olika skadegrader. I denna utvärdering fanns endast skadegrader 1, 2 och 3. Med så låga skadegrader kan beläggningarna betraktas som bundna i denna utvärdering.

I tabell 9.1 nedan redovisas kvoter(%) från tabell 8.1. I tabell 9.1 har alla 27 mätpunkter med enbart skadegrad 2 i beläggningarna summerats. När alla 27 kvoter från kolumn 8 och 9 i tabell 8.1 har summerats kan man konstatera att medelvärdena 59 % och 44 % (i tabell 9.1) bara skiljer 1 % jämfört med medelvärdena i tabell 8.1. Anledningen är att det var 3 mätpunkter av 30 som inte hade skadegrad 2 och med så få mätpunkter blir medelvärdena i tabell 8.1 nästan likadana med medelvärdena i tabell 9.1. Resultaten i tabell 8.1 kan därför användas i utvärdering av E-moduler i skadade beläggningar.

Tabell 9.1 Medelvärde, medianvärde och standardavvikelse från tabell 8.1. Samtliga mätpunkter med enbart skadegrad 2 i beläggning i kolumn 8(E_3/E_4) och kolumn 9(E_1/E_4).

Skadegrad 2	kolumn 8(E_3/E_4)	kolumn 9(E_1/E_4)
medel	59%	44%
median	58%	43%
stdav	19%	14%

Mätpunkter med enbart skadegrad 2 i beläggningar redovisas sektionvis i tabell 9.2 med värden hämtade från kolumn 8 och 9 i tabell 8.1. Värdena i tabell 9.2 är beräknade till medelvärden och standardavvikelse enbart med mätpunkter inom respektive sektion.

Tabell 9.2 Medelvärde(medel) och standardavvikelse(stdav) sektionvis och enbart skadegrad 2 med kolumn 8(E_3/E_4) och kolumn 9(E_1/E_4) från tabell 8.1.

Sektion	Kolumn 8(medel)	Kolumn 9(medel)	Kolumn 8(stdav)	Kolumn 9(stdav)
Rv53-1-04	78%	59%	11%	8%
Rv53-1-06	72%	55%	5%	5%
Rv53-1-08	57%	43%	24%	18%
Rv53-1-09	47%	35%	6%	4%
Rv53-1-14	43%	32%	2%	2%

Kvoterna(%) inom sektionerna 1-09 och 1-14 (i tabell 9.2) är relativt jämna och spridningarna är låga i sektionerna med värden från 2 till 6 % jämfört med spridningarna i tabell 8.1. Medelvärdena (i tabell 9.2) i kolumn 9(medel) i sektion 1-09 och 1-14 ligger omkring 35 % vilket är under medelvärdena i tabell 8.1. Men i kolumn 8(medel) i sektion 1-09 (i tabell 9.2) är kvoten nästan hälften med värdet 47 % med spridningen 6 % i kolumn 8(stdav). Det innebär att en sprucken beläggning reduceras med 53 % med skadegrad 2 under ett nytt asfaltlager, se tabell 9.2. Man kan konstatera att spridningarna eller standardavvikelserna är mycket lägre i tabell 9.2 jämfört med tabell 8.1 med undantag i sektion 1-08.

Om man jämför mätpunkterna sektionsvis som i tabell 9.2 sjunker spridningen på medelvärdena jämfört med tabell 8.1. Men i sektion 1-04 och 1-08 är spridningen och medelvärdena förhållandevis höga jämfört med de andra sektionerna i tabell 9.2. Medelvärdena i tabell 9.2 blir möjligtvis mer tillförlitliga än tabell 8.1 med så låg spridning. När medelvärden ligger omkring 72 eller 78 % som i sektion 1-06 respektive 1-04 är det misstänkt höga medelvärden om man jämför med alla de andra medelvärdena i tabell 9.2. Det innebär att man reducerar en skadad beläggning med 22 eller 28 % och det är relativt lågt om man tar hänsyn till de övriga medelvärdena i samma tabell. Om man ska utgå från medelvärdena i tabell 9.2 med lägst spridning, så kan en reduktion i en skadad beläggning med skadegraden 2 möjligtvis göras i intervallet 55 till 65 % vid underhåll eller förstärkning.

E-modulerna E_2 i tabell 8.1 har inte utvärderats i detta arbete eftersom E-modulerna blev för låga vid jämförelser med E-modulerna E_4 . Arbetet koncentrerades istället att jämföra E-modulerna E_3 med E-modulerna E_4 i samma tabell. Däremot kan E-modulerna E_2 i tabell 8.1 möjligtvis användas i andra undersökningar med E-moduler i skadade beläggningar. Efter inventeringen och utvärderingen av fallviktsmätningarna och besiktningarna utförda av VTI återstod endast 30 mätpunkter. Samtliga mätpunkter i tabell 8.1 var för få för en validering.

10 Slutsats

Tabell 8.1 visar alla mätpunkter med fallviktmätningar på sprucken beläggning. I tabellen redovisas hur mycket högre E-modulerna är i asfalt från VTI:s laboratorieförsök i förhållande till E-modulerna i beläggningarna från fallviktmätningarna. E-modulerna från fallviktmätningarna är beräknade i PMS Objekt. Det finns endast två mätpunkter i tabell 8.1 med skadegrad 1 och en mätpunkt med skadegrad 3 men när det gäller skadegrad 2 i beläggningarna så finns 27 mätpunkter.

Det är stor spridning på E-moduler i beläggningar med skadegraden 2 men sektionvis kan man se ett litet samband mellan moduler och kvoter. Arbetet med att ta fram E-moduler i en skadad beläggning kommer enbart utgå från beläggningar med skadegraden 2 i denna utvärdering. Det blir svårt att ta fram E-moduler i sprucken beläggning om man enbart utvärderar beläggningar med låga temperaturer. Man skulle möjligtvis kunna dra slutsatser på lämpliga E-moduler i spruckna beläggningar med temperaturer från 10 till 12 °C. I beläggningar med temperaturer 10 till 12 °C i tabell 8.1 blir E-modulreducering i asfalt mellan omkring 50 och 60 %. Det är i nivå med medelvärdet 45 % i tabell 8.1. Med medelvärdet 45 % innebär det att en beläggning med skadegrad 2 reduceras E-modulen med 55 % i en sprucken beläggning.

Med utgångspunkt från resultaten i kapitel 8 och 9 var det relativt svårt att ta fram lämpliga E-moduler i en skadad beläggning beroende på tillförlitligheten och osäkerheten i materialet. Om man ska dra några slutsatser så är bedömningen att man kanske ska granska beläggningarna sektionvis som i tabell 9.2. I tabellen redovisas kvoter sektionvis och i exempelvis sektion 1-06 är kvoten 55 % vilket innebär att E-modulen är reducerad med 45 % i en beläggning med skadegraden 2. Om man eventuellt ska rekommendera reduceringar av E-moduler i VVTK kapitel 4.5 kanske reduceringar kan göras i intervallet 40 till 55 % för en sprucken beläggning under ett nytt asfaltlager med hänsyn till resultaten i tabell 8.1. Förslagen eller slutsatserna av E-modulreduceringar i detta arbete ska betraktas som preliminära och som en ansats till vidare studier med reduceringar av E-moduler i en sprucken beläggning.

Beläggning med sprickor under ett nytt asfaltlager kommer att fungera som ett delvis eller möjligtvis halvt bundet lager. Spridningen på E-modulerna från fallviktmätningarna var stor trots att asfaltlagret hade likartade belastningsskador och temperatur. Mätdata från fallviktmätningarna har diskriminerats på grund av att sprickor inte förekom vid mätpunkterna med fallvikt. Men osäkerheter fanns gällande avståndet mellan en spricka och en fallviktpunkt. Man kan inte med säkerhet veta hur nära en spricka låg från en fallviktmätning. Det kan diskuteras om inte alla mätpunkter borde ingå eftersom en åtgärd avser en sträcka och som karaktäriseras av mätpunkter på både synliga och osynliga skador.

Det var relativt svårt att dra slutsatser från erhållna resultat eftersom man inte vet om metoden i utvärderingen är användbar när det inte finns någon liknande metod att jämföra med. Det finns inga relevanta källor med information eller anpassade mätningar på skadade beläggningar för beräkningar i PMS Objekt. Det är relativt komplicerat att dra några slutsatser av metoden med diagram från laboratorieförsök.

Man vet inte med säkerhet om asfalttypen i laboratoriet överensstämmer med beläggningarna i VTI:s databas. Felkällor finns i utvärderingen, dels i mätningar, dels i antaganden. Utvärderingen försvåras ytterligare då helt uppspruckna beläggningar anses som obundna lager. Kanske kan det vara mer lämpligt att använda fallviktsmätning på skadad beläggning vid underhållsåtgärder. En ny metod med en annan ansats kan möjligtvis ge en lösning på problemet med lämpliga E-moduler i en skadad beläggning. Resultatet av arbetet är att betrakta som ett inlägg i diskussionen om lämplig metod.

Men en annan slutsats kan vara att man alltid borde göra fallviktsmätningar istället för att göra antagande om moduler som inte verkar stämma. Fram tills dess att ett fungerande system för modulreduceringar tagits fram bör rekommendationen vid underhåll eller förstärkning alltid vara att göra FWD mätning. Annars är detta bara en dålig gissning om vilka E-moduler som finns i befintlig väg.

11 Rekommendationer för fortsatta studier

Fortsatta studier av livslängder och stort urval av E-moduler från fallviktsmätningar i VTI:s underhållsdatas skulle kunna ge en lösning på problemet med reduceringar av E-moduler. Sådana studier måste innehålla en ansats för korrigeringsfaktorer för mätta E-modulerna och det skall prövas i PMS Objekt tills underhållsdatasens livslängder överensstämmer med beräkningarna i PMS Objekt. För att samla in stort antal mätpunkter krävs många planerade undersökningar med fallviktsmätningar och besiktningar på ett stort antal utvalda vägobjekt.

Många fallviktsmätningar måste utföras endast på skadade beläggningar med olika skadegrader. Även nya undersökningar med olika asfalttyper i laboratorieförsök krävs och dessutom måste asfalttyperna i laboratorieförsöken överensstämma med skadade beläggningarna som ska utvärderas. Eventuellt behövs en ny utvärdering med annan ansats och teori. Om man väljer att gå vidare med undersökningar av E-moduler i skadade beläggningar är det enbart förslag i detta kapitel på hur man kan angripa problemet. Rekommendationerna är ändå att utföra FWD mätning på skadade beläggningar enligt kapitel 10.

12 Referenser

12.1 Litteratur

Agardh, Sven (2005) Rut Depth Prediction on Flexible Pavements, Calibration and Validation of Incremental-Recursive Models, Bulletin 227, Doctoral Thesis.

Aksnes, Jostein (2002) A Study of Load Responses towards the Pavement Edge, Department of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, NTNU.

Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion (2004) ATB Väg 2004, Vägverket, publikation 2004:111.

Bearbetning av deflektionsmätdata erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat (2000) Vägverket Publikation 2000:29, metodbeskrivning 114:2000, ISSN: 1401-9612.

Beuving, E. (1998) Deflection profile - not a pitfall anymore – Survey and Interpretation Methodology Falling Weight Deflection Measurements, CROW, record 17.

Bära eller brista (2003) Handbok i tillståndsbedömning av belagda gator och vägar – ny omarbetad upplaga, Svenska kommunförbundet(Skf), ISBN: 91-7289-172-6.

Deflektionsmätning vid provbelastning med fallviktsapparat (1998) Vägverket Publikation 1998:80, metodbeskrivning 112:1998, ISSN:1401-9612.

Föreningen för asfaltbeläggningar i Sverige, FAS Asfaltbok (1995) Asfalthandbok, ISBN: 91-971916-2-0.

Göransson, Nils-Gunnar (2008) Manual till Den Svenska Nationella LTPP-Databasen, VTI.

Göransson, Nils-Gunnar (2005) Validering av PMS Objekt, Delmoment för förstärkning, VTI.

Institutionen för Teknik och samhälle (2002) Avdelningen Vägbyggnad, Kompendium Vägbyggnad. Lunds Tekniska Högskola(LTH).

Korkiala-Tanttu, Lena (2008) Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials, VTT Publications 702, Helsinki University of Technology Espoo, Finland.

Nilsson, Richard (2000) Dimensionering av asfaltöverbyggnader för flygfält, Shells asfaltstipendium för 1999. Institutionen för Teknik och Samhälle, Lunds Tekniska Högskola.

PMS Objekt-hjälp till bärighetsuppgiften, manual (2003) Scandiaconsult Sverige AB, drift och underhåll av vägar, Vägbyggnad fk3(LTH).

Ullidtz, Per (1998) Modelling Flexible Pavement Response and Performance, preliminary edition, Technical University of Denmark. Polyteknisk Forlag.

Ullidtz, Per (1987) Pavement Analysis, Institute of Roads, Transports and Town Planning, The Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, Developments in Civil Engineering 19. Elsevier Science Publishers B.V.

Vägverkets Tekniska Krav(VVTK Väg) (2008) Publikation 2008:78, Vägverket, ISSN: 1401-9612.

Vägverket (2009) Årsredovisning 2008, publikation 2009:10, ISSN: 1401-9612.

12.2 Muntliga kontakter

Ekdahl, Peter, personliga samtal, 2009.

Göransson, Nils-Gunnar, personliga samtal, 2009.

Hakim, Hassan, personliga samtal, 2009.

Mårtensson, Bertil, personliga samtal, 2010.

Bilaga 1



Bild 1.1 Mätfordon med fallviktsutrustning(Vectura).
(källa: Mårtensson, 2010)



Bild 1.2 Fallviktsplatta(Vectura).
(källa: Mårtensson, 2010)

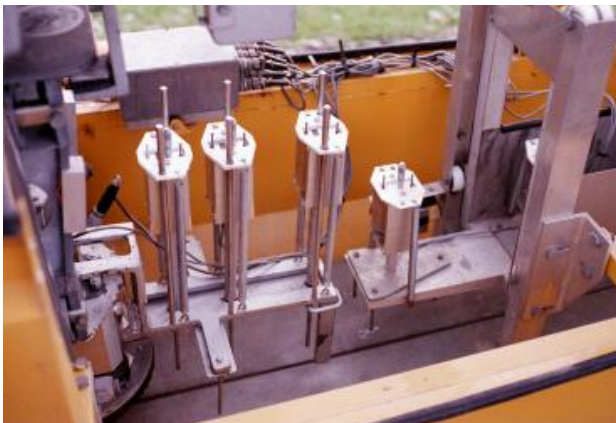


Bild 1.3 Fallvikt med seismometrar(Vectura).
(källa: Mårtensson, 2010)

Bilaga 2

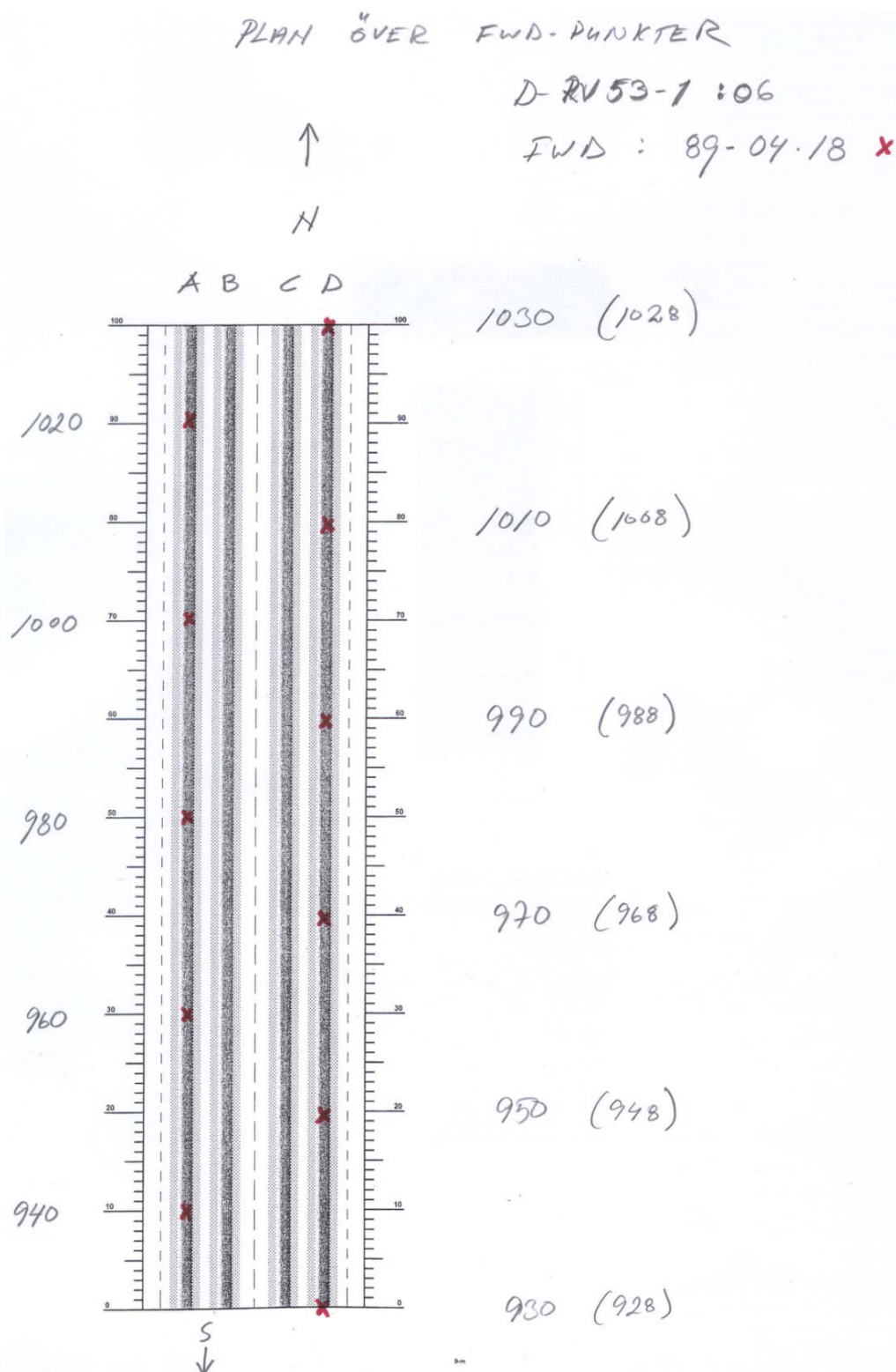


Bild 2.1 Planskiss över en vägsektion för fallviktsmätning och okulär besiktning (VTI, 2009).

Bilaga 3

```

IKUAB FWD FILE :Ej original mätfil
HL_n          :
HV_gnummer   :
HAKnutpunkt Datum :
HBKnutpunkt Datum :
HObjekt      :
HVar på vagen k,vm: k
HRiktning    :
HLängdmätning enl:
HYta Gr/typ av bet:
HOperatör    :
HFWD nr      : FWDVTI

IDatum       : 01-01-1999
Iload Mode   : 1      (2+2 buffers)
IPlattens radie : 15.0 (cm)
IExtra Field Set : KV BOB STANDARD
ISlagsekvens : 333
ISlag_m_tes?  : YYY
ISlag nr/d    : 1 2 3 4

ISlag kraft   : 24.5 39.2 50.0 68.6 kN
ISelismometer nr : 0 1 2 3 4 5 6
IAvstånd från slag: 0.0 20.0 30.0 45.0 60.0 90.0 120.0 (cm)
ISelam position : CENTR BAKOM BAKOM BAKOM BAKOM BAKOM BAKOM

IReferens offset : 0 m
IM_tpunktsevstnd : 0 m

JPosition Slag Kraft DO D1 D2 D3 D4 D5 D6 Luft Merk Tid
J m### kN cm cm cm cm cm cm cm cm gC gC h:mm:ss
J-----
D 928 2 50.0 283 220 175 132 92 55 31 7.0 13.0 00:00:00
D 948 2 50.0 285 213 173 124 84 55 31 7.0 12.0 00:00:00
D 968 2 50.0 232 177 138 101 72 44 24 8.0 12.0 00:00:00
D 988 2 50.0 254 194 161 117 86 54 36 8.0 12.0 00:00:00
D 1008 2 50.0 247 177 132 93 66 42 23 7.0 12.0 00:00:00
D 1028 2 50.0 251 186 144 106 74 46 26 7.0 13.0 00:00:00
D 940 2 50.0 251 199 167 127 92 49 34 3.0 6.0 00:00:00
D 960 2 50.0 210 169 140 114 83 49 32 3.0 5.0 00:00:00
D 980 2 50.0 216 168 129 85 64 36 17 3.0 5.0 00:00:00
D 1000 2 50.0 278 214 166 114 64 45 27 2.0 6.0 00:00:00
D 1020 2 50.0 295 214 164 117 84 46 25 3.0 6.0 00:00:00
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06
C 1999-04-18RV-53-1:06

```

Bild 3.1 Fallviktsdatafil till PMS Objekt på vägsektion RV53-1-06.

Bilaga 4

Tabell 4.1 Resultat från fallviktsdata i PMS Objekt på vägsektion RV53-1-06.

Beräknade styvhetsmoduler och deflektioner		RMS	Styvhetsmodul 1	Styvhetsmodul 2	Styvhetsmodul 3	Lufttemp.	Ytttemp.	D0	D200	D300	D450	D600	D900	D1200
928	0,002545728	4645,226073	228,9175277	166,7229458	7	13	0,2849267	0,2200101	0,1798677	0,1320511	0,0954795	0,0527669	0,0320182	0,0320182
940	0,002403042	5751,409384	261,211486	160,3050064	3	6	0,2529048	0,199141	0,1652506	0,1222871	0,0920113	0,0531514	0,0323587	0,0323587
948	0,002899733	3762,371977	264,2203923	160,8448999	7	12	0,2868294	0,2144386	0,1724003	0,1239745	0,0904273	0,0516446	0,0317231	0,0317231
960	0,002428771	7291,113114	331,1578688	160,1277375	3	5	0,2113961	0,1688372	0,1418321	0,1081499	0,0827314	0,0502899	0,0320241	0,0320241
968	0,002597401	5157,973312	292,2515431	213,8104897	8	12	0,2331656	0,1770047	0,1431523	0,1029199	0,0742945	0,0407798	0,0240123	0,0240123
980	0,005259166	6499,445511	225,4800515	385,4455082	3	5	0,2176594	0,1672332	0,1348344	0,0941855	0,0640069	0,0285684	0,032883	0,032883
988	0,001435013	4516,581831	317,6506305	144,6941652	8	12	0,254665	0,194178	0,1588022	0,117688	0,0887352	0,0540159	0,0349548	0,0349548
1 000	0,010575931	4951,654046	153,44738	503,9798314	2	6	0,2800891	0,2127583	0,1690057	0,1140197	0,0732951	0,025785	0,0083047	0,0083047
1 008	0,004575289	3727,651868	292,8753952	257,0094017	7	12	0,2493469	0,1791104	0,1396609	0,0954062	0,0660315	0,0342484	0,0195368	0,0195368
1 020	0,003076348	3246,350368	251,1144998	189,9744101	3	6	0,2978453	0,2166497	0,1706336	0,1188699	0,0840377	0,0454706	0,0268296	0,0268296
1 028	0,002720092	4157,086156	292,8096247	201,3415327	7	13	0,2525143	0,1871821	0,1499612	0,1059798	0,0761502	0,0422218	0,0253208	0,0253208
Medel	0,00368341	4882,442322	264,6484454	231,2055389	5,272727	9,27273	0,2564768	0,1942312	0,1568048	0,1123211	0,0806546	0,0436313	0,0253578	0,0253578
StdAv	0,002518654	1234,23521	49,95617635	113,3625221	2,412091	3,53221	0,0285874	0,0197273	0,0156025	0,0120102	0,0106358	0,0100136	0,0086113	0,0086113
Max	0,010575931	7291,113114	331,1578688	503,9798314	8	13	0,2978453	0,2200101	0,1798677	0,1320511	0,0954795	0,0540159	0,0349548	0,0349548
Min	0,001435013	3246,350368	153,44738	144,6941652	2	5	0,2113961	0,1672332	0,1348344	0,0941855	0,0640069	0,025785	0,0083047	0,0083047

Projekt: DRV53-1-06-N-S
1989-04-18
Avsnitt: 1