
NCC Roads Sverige

FoU Asfalt

FLEXIBLA VÄGAR MED LÅNG DIMENSIONERANDE LIVSLÄNGD - EN LITTERATURSTUDIE



Robert Lundström

Rapport: 2005-05

SBUF-projekt 11530

Distribution: FRI

FÖRORD

Föreliggande rapport (State-of-the-art) utgör den första delen i den första etappen av ett SBUF (Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond)-finansierat projekt - Dimensionering av asfaltväg med lång livslängd. Rapporten har sammanställts av Robert Lundström, NCC Roads AB.

Projektledare för projektet är Nils Ulmgren och Robert Lundström, NCC Roads AB. I projektets styr- och referensgrupp ingår förutom projektledarna Leif G Wiman, VTI, Roger Nilsson, Skanska Asfalt och Betong AB, Jesper Elsander, Vägverket och Sven Fahlström, Nynäs AB.

Stockholm, 2005-12-01

Nils Ulmgren

Sammanfattning

Traditionellt sett har flexibla asfaltvägar konstruerats för relativt korta livslängder (20 års teknisk livslängd enligt ATB VÄG) jämfört med styva betongvägar (40 års teknisk livslängd enligt ATB VÄG) eftersom de förra ansetts utsättas för strukturell nedbrytning endast efter ett par decennier. Nyligen genomförda studier, främst i Storbritannien och USA, har indikerat att relativt kraftiga och väldimensionerade asfaltvägar inte uppvisar strukturell nedbrytning i form av utmattningssprickor eller spår. Nedbrytningen på dessa vägar begränsas i stället till beläggningens överyta i form av nötningsslitage och ytinitierad sprickbildning. Slutsatserna från uppföljningarna har lett till konceptet: *Vägar med lång livslängd, LLP* ("Long-Life Pavements"). LLP-konceptet karakteriseras av ambitionen att utforma och bygga vägar för väsentligt längre livslängder än dagens där underhållsåtgärder för strukturell nedbrytning i princip inte behövs. Konkret bygger LLP-konceptet på att uppföra bättre vägar genom kraftigare dimensionerade konstruktioner, byggda med bättre material samt med högre ställda funktions- och utförandekrav jämfört med dagens asfaltvägar. När underhållsåtgärder endast begränsas till regelbundna slitlagerbyten kan konstruktionernas livscykelkostnader även avsevärt minskas jämfört med dagens traditionella konstruktioner.

Syftet med föreliggande rapport är att sammanställa relevant kunskap inom området *vägar med lång livslängd, LLP*, i form av en litteraturstudie. I dag finns ingen entydig definition av LLP och ett flertal definitioner har använts av olika författare. Den definition som anammats i denna rapport är: *en LLP är en typ av väg där ingen betydande nedbrytning sker i undergrund eller överbyggnad under förutsättning att adekvat ytunderhåll genomförs*. Litteraturstudien beskriver nuvarande kunskapsläge rörande dimensionering, vilka åtgärder som kan vidtas för att förlänga vägars livslängd och hur denna förlängda livslängd kan motiveras utifrån ett livscykelkostnadsperspektiv. LLP-konceptet omfattar alltifrån tekniska frågeställningar bl.a. dimensionering, funktionstänkande, utförandekrav, drift- och underhållsstrategier men också ekonomiska frågeställningar. För att LLP-konceptet i framtiden skall kunna uppfylla det övergripande syftet med lägre livscykelkostnader, jämfört med dagens traditionella vägar, krävs omfattande utvecklingssatsningar inom i princip alla uppräknade delområdena. I dag saknas bl.a. enhetliga rekommendationer för hur LLP bör dimensioneras, byggas och förvaltas. Det saknas även kunskap om hur livscykelkostnadsmodeller bör tillämpas för att utvärdera nyttan med LLP jämfört med traditionella vägar.

Denna rapport avslutas med en rekommendation för hur konceptet kan implementeras och demonstreras i Sverige. För svenska förhållanden rekommenderas att man i ett kortare perspektiv nöjer sig med den befintliga dimensioneringsmetodiken för flexibla vägar (ATB VÄG/PMS Objekt). De kravnivåer som ställs enligt ATB VÄG bör dock modifieras (höjas) för LLP. Vägkonstruktionens uppbyggnad, d.v.s. beläggning, obunden överbyggnad, underbyggnad och eventuell undergrunds förstärkning, bör i första hand utgå ifrån väglinjens förutsättningar. Den bitumenbundna delen av överbyggnaden bör bestå av ett trelagerssystem med slit-, bind-, och bärlager, där varje lager konstrueras och utförs på ett sådant sätt att deras respektive huvuduppgifter uppfylls. I övrigt bör material- och utförandekrav motiveras med utgångspunkt att beläggningen generellt skall vara bättre än en traditionell beläggning enligt ATB VÄG. För att utförandet skall ske med så hög kvalitet som möjligt bör kritiska utförandemoment, bl.a. i samband med fogar och lastbyten, särskilt bevakas och dokumenteras. Utförande av obundna lager och undergrund bör fortgående kontrolleras med någon form av bärighetsmätning. Exempelvis kan bärighetskontroll utföras med yttäckande packningskontroll (YPK) eller packningsmätning där kraven ställs högre än i ATB VÄG. En kritisk punkt för en svensk LLP är hur den skall utvärderas vad gäller teknisk och ekonomisk prestanda. Utvärderingen kan i princip antingen ske med accelererad provning eller genom att ta en del av en väg i anspråk för en provsträcka. Nackdelarna med accelererad provning väger tungt i detta fall varför rekommendationen i denna rapport är att uppföra en provsträcka i samband med ett vägbygge och låta verkliga trafik- och miljölaster stå för nedbrytningen. Utfallet kan sedan över tiden jämföras med intilliggande referenskonstruktion.

Flexibla vägar med lång dimensionerande livslängd – En litteraturstudie

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	Vägar med lång dimensionerande livslängd (LLP)	5
1.1	Kort historik	5
1.1.1	Erfarenheter från USA och Europa	6
1.1.2	Definition.....	9
1.2	Nybyggnation	10
1.2.1	Väggkroppens uppbyggnad	10
1.2.2	Dimensionering	14
1.2.3	Utförandepraxis	17
1.3	Uppgradering av befintliga konstruktioner	17
1.3.1	Identifiering	18
1.3.2	Utvärderingsmetoder	18
1.3.3	Åtgärder	18
1.4	Underhåll	18
2	Exempel på typsektioner	20
2.1	New Jersey, USA	20
2.2	Blackburn, Storbritannien	21
2.3	Kalifornien, USA	23
3	C/B-analys för LLP	26
3.1	Nyttjanderelaterade värdeminskningar	26
3.2	Användarkostnader	26
3.2.1	Förseningskostnader	27
3.2.2	Olyckskostnader	27
3.3	Miljökostnader	28
3.4	Väghållarkostnader	28
3.4.1	Investeringskostnader	28
3.4.2	Underhållskostnader	28
4	Fortsatt forskning rörande LLP	30
4.1	Dimensionering	30
4.2	Funktionella egenskaper och provning	31
4.3	Livscykelkostnadsanalys	31
5	Rekommendationer för svensk LLP	32
5.1	Uppbyggnad och krav	32
5.1.1	Bitumenbundna lager.....	32
5.1.2	Obundna lager	33
5.2	Dimensionering	33
5.3	Utvärdering	33

5.3.1	Accelererad provning	33
5.3.2	Fullskaleförsök	34
Appendix A: Flexibla vägar		35
Vägkonstruktionens uppbyggnad		35
	Bundna lager	35
	Obundna lager	36
Nedbrytningsmekanismer		36
	Spårbildning	36
	Sprickbildning	37
Dimensionering		38
	Grundläggande antaganden	39
	Mekaniska egenskaper	39
	Ansatta trafiklaster	40
	Beaktade nedbrytningsmekanismer	40
Appendix B: Entreprenadformer och leveranskrav		43
	Utförandeentreprenad	43
	Funktionsentreprenad	43
Appendix C Livscykelkostnadsanalys		45
Principer		45
	Nuvärdesmetoden	45
	Annuitetsmetoden	46
Risikanalys		46

1 VÄGAR MED LÅNG DIMENSIONERANDE LIVSLÄNGD (LLP)

Ett inom vägbyggnadssektorn viktigt mål är ständig strävan efter vägar med lägre livscykelkostnader, ett mål som kräver kontinuerlig utveckling inom discipliner som dimensionering, materialkaraktärisering, produktionsteknik samt drift- och underhållsverksamhet. I Europa och USA har sedan ett par år konceptet *Vägar med Lång dimensionerade Livslängd, LLP*, snabbt etablerats. Syftet med detta koncept är att inom ett sammanhållet ramverk konstruera bättre och mer kostnadseffektiva vägar genom att till fullo utnyttja modern teknik. LLP bygger till viss del vidare på erfarenheter från äldre konstruktionstyper, bl.a. helbituminösa konstruktioner, men främst på innovationer och nytänkande, inom bl.a. materialteknik, dimensionering och funktionstänkande med syfte att erbjuda flexibla vägar med väsentligt längre dimensionerande livslängd än dagens normalt 20 år. Avsikten med LLP-konceptet är att mer omfattande underhållsåtgärder, andra än periodiska slitlagerbyten, i princip helt skall undvikas för att minska livscykelkostnaderna.

Syftet med föreliggande rapport är att sammanställa relevant kunskap inom området, vägar med lång livslängd, LLP, i form av en litteraturstudie. I rapporten beskrivs nuvarande kunskapsläge rörande dimensionering, åtgärder som kan vidtas för att förlänga vägars livslängd och huruvida denna förlängda livslängd kan motiveras utifrån ett livscykelkostnadsperspektiv. Eftersom det idag varken finns någon etablerad utförandepraxis eller dimensioneringsmetodik, med undantag för Storbritannien (se bl.a. avsnitt 1.2.2), för LLP beskrivs främst nuvarande nationella standarder.

1.1 KORT HISTORIK

Själva idén med vägkonstruktioner dimensionerade för lång livslängd är inte ny utan ambitionen har mer eller mindre alltid funnits. I USA har det sedan årtionden uppförts överbyggnadskonstruktioner med relativt tjocka bitumenbundna lager s.k. helbituminösa konstruktioner ("full-depth" eller "deep-strength"). Dessa benämningar avser överbyggnader enbart bestående av bitumenbundna material som antingen anläggs direkt på undergrunden respektive på relativt tunna obundna bärlager (10-15 cm). Ett av de huvudsakliga argumenten för helbituminösa konstruktioner är att den sammanlagda överbyggnadstjockleken kan utföras betydligt tunnare, och med samma bärförmåga, än vägar bestående av relativt tjocka obundna överbyggnadslager. Det uppmärksammades dock efterhand att konstruktionernas tekniska livslängd ofta väsentligt översteg den som ursprungligen avsetts (20 år) och att underhållsåtgärder ofta begränsades enbart till slitlagerbyte (Newcomb et al, 2001). Försök med snarlika konstruktioner har även utförts i Europa och i Sverige under tidigt 1970-tal.

Under år 1998/1999 utredde dåvarande organisationen WERD ("Western European Road Directors"), nu kallat CEDR ("Conference of European Directors of Roads"), vilka primära kunskapsluckor rörande det europeiska vägnätet som var mest angelägna för ny forskning. Ett ämne som föreslogs av den brittiska vägmyndigheten var vägar med lång livslängd ("Long-Life Pavements", LLP¹). Detta förslag bifölls av WERD som beslutade att genomföra ett gemensamt forskningsprojekt inom det föreslagna ämnesområdet under det omedelbart upprättade ELLPAG ("European Long-Life Pavement Group"), en arbetsgrupp inom FEHRL (sammanslutning för europeiska forskningsinstitut, bl.a. svenska VTI). Syftet med ELLPAG är att på kort sikt producera state-of-the-art rapporter för nybyggnation, drift- och underhåll av flexibla, semi-flexibla och styva vägkonstruktioner. På längre sikt avser ELLPAG att producera en användarvänlig generell dimensioneringsguide för vägkonstruktioner med långa livslängder. I USA har europeiska LLP-konceptets amerikanska motsvarighet "Perpetual Pavements" utforskats och diskuterats bl.a. i samband med TRBs ("Transportation Research Board") årliga möte år 2001. Efter mötet presenterades en rad artiklar i ett speciellt utskick benämnt Transportation Research Circular 503 "Perpetual Bituminous Pavements" vilka baserades på presentationsmaterial från mötet. Material har även presenterats av Asphalt Pavement Alliance, APA, en sammanslutning av National

¹ Det bör här påpekas att flera benämningar figurerar i litteraturen, bl.a. *Perpetual*, *Long Lasting*, *Long-Life*, *Heavy Duty* och *Maintenance Free*, vilka alla delar många av de kännetecken som i denna rapport tillskrivs Long-Life Pavements.

Asphalt Pavement Alliance, NAPA, Asphalt Institute, AI, och State Asphalt Pavement Association, SAPA.

En gemensam nämnare för alla grenar inom konceptet LLP är ambitionen att sammanställa den kunskap som finns rörande dimensionering, materialteknik och utförande för att i framtiden producera vägar med lång dimensionerande livslängd och låga livscykelkostnader. Även om LLP-konceptet förefaller homogent så förekommer väsentliga skillnader hos olika organisationer och författare bl.a. vad gäller dimensioneringsfilosofi och materialval. Av denna anledning finns idag varken någon enhetlig definition eller något tillvägagångssätt om hur slutmålet om låga livscykelkostnader skall uppnås. Vad som dock kan sägas är att forskarna står enade om att det finns stora frågetecken rörande tungt trafikerade vägar både vad gäller nedbrytning och dimensionering men att det redan idag finns tecken på att flexibla vägar kan konstrueras så att de uppfyller kriteriet för LLP.

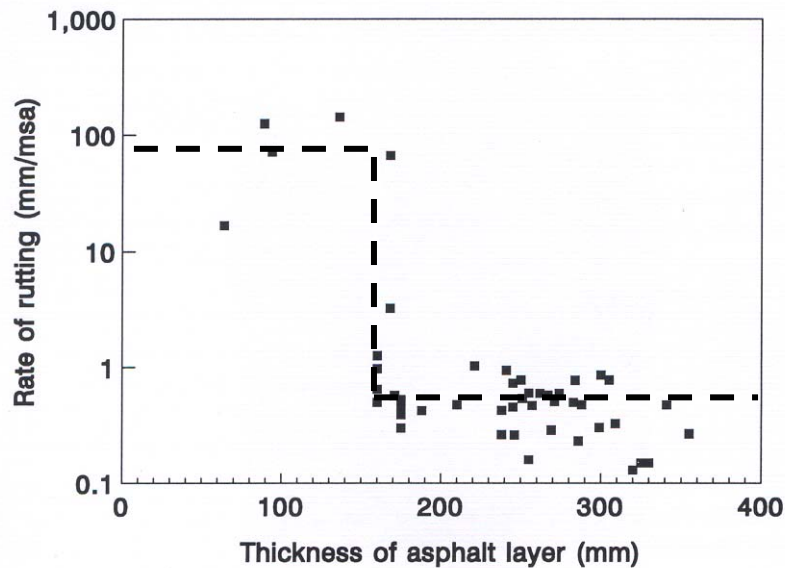
1.1.1 Erfarenheter från USA och Europa

Under de senaste åren har en rad undersökningar genomförts i USA och Europa där nedbrytningen av flexibla vägar undersökts. Flera av studierna har indikerat att vägar ofta uppvisar andra skador än de man kan förvänta sig (jämför appendix A) samt rest frågor om det överhuvudtaget är relevant att vid dimensionering beakta de traditionella nedbrytningskriterierna; utmattningssprickor och permanenta deformationer i undergrunden. I en europeisk undersökning (COST 333, 1999) ansågs de viktigaste nedbrytningsmekanismerna i stället vara permanenta deformationer i de bundna lagren, otillräcklig friktion, ytinitierad sprickbildning och ojämnheter i längdled. Traditionell utmattningsrelaterad sprickbildning placerade sig först på sjunde plats medan permanenta deformationer i undergrunden låg så långt ned som på nionde plats:

- Spårbildning orsakade i bitumenbundna lager (plastiska deformationer)
- Ytinitierad sprickbildning
- Ojämnheter i längdled
- Dålig friktion
- Längsgående sprickbildning i hjulspår
- Sprickor initierade i underkant beläggning (traditionella utmattningssprickor)
- Generell ytsprickbildning
- Stensläpp
- Spårbildning orsakad i undergrund (traditionell spårbildning)
- Tjälskador
- Nötningsslitage i slitlager
- Lågtemperatursprickor

Det bör dock påpekas att rangordningen ovan i hög grad påverkats av att undersökningen omfattat många europeiska länder som sällan eller aldrig upplever kallt klimat. Av den anledningen kan det misstänkas att svenska vägar i betydligt högre utsträckning borde utsättas för nedbrytningsmekanismer som tjälskador och nötningsslitage än vad som indikeras ovan.

Utöver att ifrågasätta traditionella nedbrytningsmekanismer har en rad studier av äldre vägar indikerat att den ursprungliga dimensionerande livslängden ofta väsentligt överstigits tack vare oväntat liten nedbrytning. I en studie publicerad av brittiska motsvarigheten till VTI, TRL ("Transportation Research Laboratory") redovisades samband mellan tjockleken på bitumenbundna lager och spårbildningstillväxten för olika mer eller mindre högratifierade vägar (Nunn et al, 1997). Som indikeras i figur 1 verkar det finnas ett tröskelvärde där vägar med relativt tjocka bundna lager (mer än ca 180 mm) i princip inte uppvisar någon spårtillväxt (det bör dock i detta sammanhang påpekas att figur 1 inte på något sätt redovisar vilka materiallager, trafikmängd och underbyggnad det är frågan om). Avsaknaden av korrelation mellan spårbildningstillväxt och asfalttjocklek överstigande 180 mm skulle kunna tyda på att spårbildningen främst orsakats i slitlagret och inte genom lagren under deformerats (Nunn et al, 1997; Nunn & Ferne, 2001).



Figur 1. Spårbildningshastighet som funktion av tjockleken hos bitumenbundna lager (efter Nunn et al, 1997).

Hypotesen att spårbildningen på välkonstruerade vägar i princip endast begränsas till nötnings slitage har stärkts av en rad undersökningar där borrprover eller balkar utvunnits från beläggningar (se figur 2). Figur 2 illustrerar ett tvärsnitt erhållet från en flexibel överbyggnad där ingen strukturell nedbrytning bedömts uppstått under trafikbelastningen trots att viss spårbildning kunnat skönjas. Spårbildningen bör i detta fall bestå av nötnings slitage men eventuellt också viss plastisk deformation i slitlagret.



Figur 2. Spårbildning i slitlager (APA, 2004).

Utöver ovan nämnda spårbildning har förekomsten av längsgående (i vissa fall även tvärgående) sprickor vid sidan av hjulspåren (figur 3) ofta konstaterats på högtrafikerade vägar (bl.a. Nunn et al,

1997; Von Quintus, 2001; Myers & Roque, 2001; Mahoney, 2001; Rowe et al, 2001; 2004). Det har visat sig att dessa sprickor normalt uppträder efter relativt lång tid. Vid borrprovtagningar har det dock visat sig att sprickorna sällan varit genomgående (jämför figur 4). Istället verkar sprickorna ha initierats i beläggningsens överyta och propagerat nedåt, dock sällan djupare än 10 cm, i slitlagret. Enligt Myers & Roque (2001) och Rowe et al (2001) uppstår denna typ av ytsprickor till följd av ett komplex samband mellan väggroppens strukturella uppbyggnad, trafikens lastspektrum och temperaturrelaterade styvhetsgradienter i de bundna lagren. Längsgående ytinitierade sprickor har varit svåra att motivera utifrån analytisk dimensionering (jämför appendix A) eftersom det med linjärelastiska modeller är det svårt att överhuvudtaget erhålla, för att inte säga kritiska, dragtöjningar i vägytan. Det kan dock med viskoelastisk analys påvisas att energidissipationen är som störst i transversell led på ytan för tjocka asfaltvägar, vilket indikerar att trafikbelastning kan resultera i längsgående ytsprickor (Nilsson, 2001; Rowe et al, 2001).

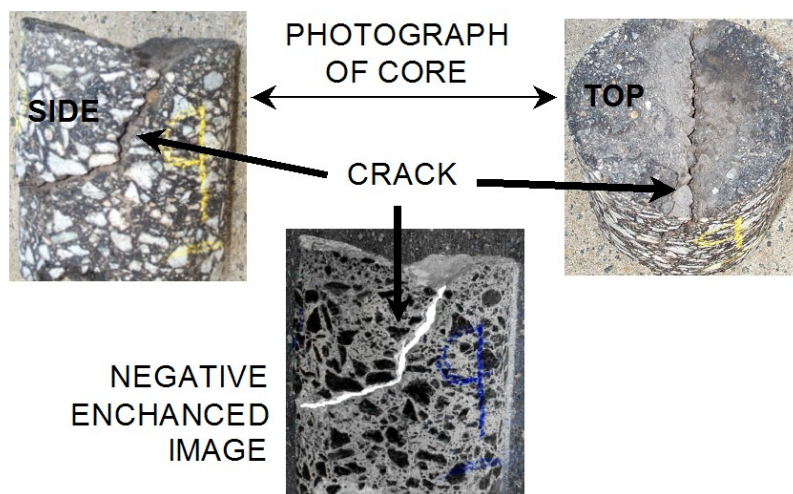


Figur 3. Längsgående ytsprickor (Rowe et al, 2001).

Det bör även nämnas att det finns betydande svårigheter att via laboratorieprovning beakta de faktorer som påverkar ytsprickor genom simuleringsförsök. Dessa svårigheter härrör från det faktum att laboratorieprovning är alltför idealiserad vad gäller provningsbetingelser jämfört med verkliga vägar (jämför appendix A). En adekvat simuleringsmetod bör exempelvis vara kapabel att beakta faktorer som komplexa spänningshistorier, relevanta temperatur- och belastningsspektra men även mer svårkaraktäriserbara fenomen som healing (styvhetsökning till följd av sprickläkning) och åldring, vilka båda anses vara av betydelse för asfalts resistens mot sprickuppkomst i fält. En annan observation som gjorts i Storbritannien är att en överväldigande majoritet av välkonstruerade vägar ofta uppvisar tilltagande bärighet med tiden. I stället för att successivt brytas ned under trafikbelastningen har fallviktsmätningar indikerat motsatsen. Även denna successiva styvhetsökning har varit svår att beakta vid analytisk dimensionering (Nunn & Ferne, 2001).

Holländska Road and Hydraulic engineering division (RHED) har genomfört studier som indikerar att vägar som utförts med beläggningar tjockare än 160 mm asfalt uppvisar ytinitierad sprickbildning som avstannar en bit ned i beläggningsen. Tunnare beläggningar kan dock enligt RHED resultera i att sprickorna propagerar helt igenom de bitumenbundna lagren. Även om viss koncensus nåtts om att tjocka, välkonstruerade, vägar inte bryts ned av traditionell utmattningsrelaterad sprickbildning så

hävdar Nunn & Ferne (2001) att ingen respektingivande rapport verkligen stöder den traditionella uppfattningen att sprickor verkligen initieras i underkant bitumenbundna lager för att sedan propagera nedifrån och upp.



Figur 4. Borrkärna som visar ytinitierad spricka som endast propagerat genom slitlagret (Rowe et al, 2004)

En slutsats från studierna som hänvisats till i detta avsnitt är att traditionell utmattningsrelaterad nedbrytning och spårbildning i obundna lager sällan, eller aldrig, är den dominerande nedbrytningsmekanismen för relativt kraftiga vägkonstruktioner. En andra slutsats är att dessa vägar kan uppvisa mycket lång livslängd, under förutsättning att adekvata tillståndsuppföljningar genomförs och underhållsstrategier tillämpas, eftersom nedbrytningen begränsas till vägens överyta i form av ytliga sprickor och nötningssslitage. I detta fall bör underhållsåtgärder i princip endast bestå av periodiska slitlagerbyten.

1.1.2 Definition

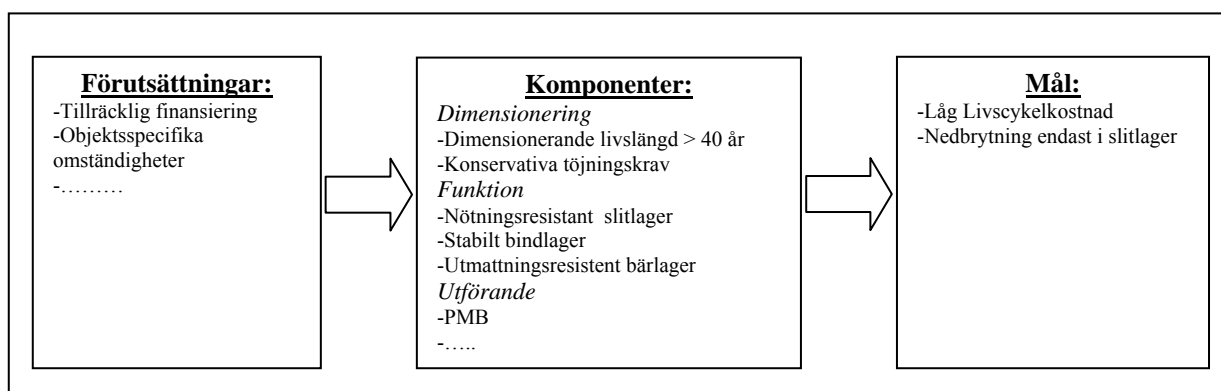
Även om ett flertal artiklar och rapporter publicerats avseende LLP finns idag ännu ingen etablerad och kristallklar definition av detta koncept. Avsaknaden av en enhetlig definition beror på att ämnesområdet till naturen är komplext och mångfasetterat, vilket innebär att det är svårt att definiera konceptet på traditionell sätt, d.v.s. utifrån nödvändiga och tillräckliga villkor.

Under ELLPAGs arbete noterades att en definition av LLP i princip kan vara antingen *funktionell* eller *operationell*. Med funktionell definition menas att den utgår ifrån eftersträvad ekonomisk och/eller teknisk prestanda medan operationell definition implicerar att definitionen baseras på standarder eller specificerat utförande. ELLPAG valde en funktionell definition för LLP som inte enbart är begränsad för flexibla konstruktioner: *en LLP är en typ av väg där ingen betydande nedbrytning sker i undergrund eller överbyggnad under förutsättning att adekvat ytunderhåll genomförs*. För att denna definition skall vara meningsfull krävs att funktion på något sätt kan knytas antingen direkt eller indirekt till fältprestanda med historiska observationer.

I det andra fallet, operationell definition, bör uppträdande i fält även kunna kopplas till materialegenskaper och nedbrytningsprocesser. Den amerikanska branschföreningen APA ("Asphalt Pavement Alliance") har definierat LLP-konceptets amerikanska motsvarighet något mer konkret: *en asfaltväg dimensionerad och byggd för längre livslängd än 50 år utan större strukturell rekonstruktion utan enbart periodiska slitlagerbyten* (APA, 2002). I detta koncept ingår dock att vägars bundna lager utgörs av ett trelagerssystem vilket inkluderar ett nötningsresistent slitlager, ett deformationsresistent bindlager och ett utmattningsresistent bärlager. Som indikeras av APAs definition har i vissa fall explicita dimensionerande livslängder angivits för att definiera LLP. I Kalifornien har exempelvis vägar

med lång livslängd betraktats vara sådana som dimensioneras för livslängder längre än 30 år (Harvey et al, 1999) medan andra forskare uppgivit livslängder på mer än 40 (Von Quintus, 2001) och 50 år (Newcomb et al, 2001). Livslängder förutsätter även i detta fall att periodiskt underhåll utförs.

Det övergripande målet med LLP-konceptet är att uppnå låg livscykelkostnad genom högt ställda dimensionerings-, funktions- och utförandekrav (se figur 5). I litteraturen förekommer en rad olika krav och tillvägagångssätt för att karakterisera LLP. De flesta författare verkar vara överens om att någon form av analytisk dimensioneringsmetod krävs. Huruvida en given konstruktion anses motsvara en LLP baseras oftast antingen på en given framräknad livslängd (t.ex. 40 år) genom att extrapolera befintliga dimensioneringsmetoder eller på konservativa töjningskrav (t.ex. töjning underkant beläggning $<60 \times 10^{-6}$ m/m), vilka anses medföra minimal nedbrytning. Utöver dimensioneringskrav ställs normalt även funktionskrav på vissa materiallager. Exempelvis föreskrivs ofta att terrass och obundna lager skall uppvisa vissa relativt högt ställda bärlagerkrav. Funktionskraven fungerar ofta som substitut där dimensioneringskrav inte anses lämpliga. Det kanske främsta argumentet för att vägprojekt skall beskrivas utifrån funktionskrav är att den färdiga vägens egenskaper över tiden bedöms utefter dess funktion (jämför appendix B). I vissa fall ställs även krav på utförande eller material, t.ex. polymer-modifiering av bitumenbundna lager eller dräneringssystem för att undvika att obundna lager utsätts för vatten.



Figur 5. Distinktion av faktorer för operationell definition.

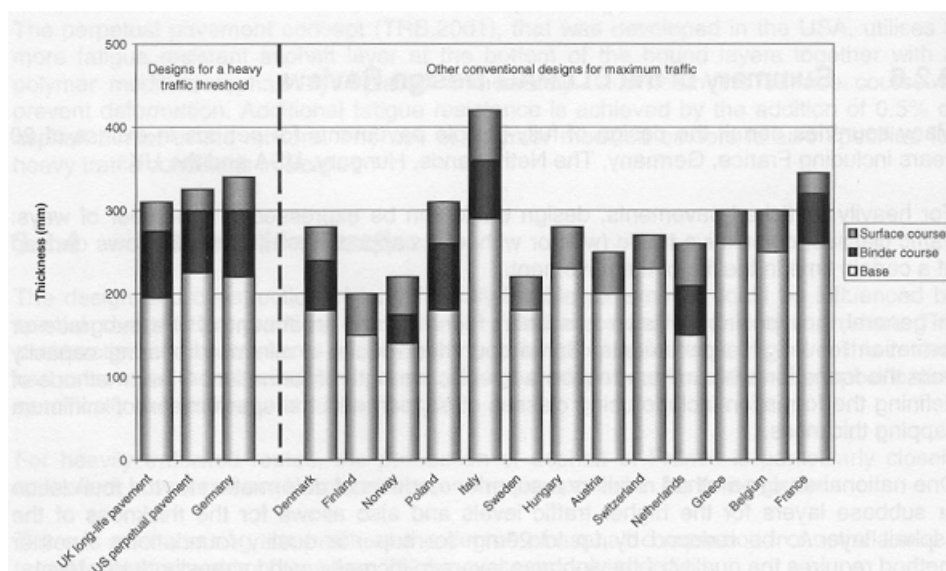
1.2 NYBYGGNATION

Det finns i princip två olika sätt att åstadkomma en LLP. Det första sättet är att bygga en helt ny väg från terrassytan och uppåt medan det andra sättet innebär att en befintlig vägkonstruktion uppgraderas. Nybyggnation ger till skillnad från uppgraderingar fler möjligheter att utforma väggroppen för lång livslängd då ombyggnationer, förstärknings- eller underhållsåtgärder oftast, till följd av ekonomiska orsaker, begränsas till konstruktionernas övre lager. I dessa fall ges sällan tillfälle att åtgärda problem längre ned i obundna lager eller undergrund. För att en väg skall kunna möta de krav som ställs enligt LLP-konceptet krävs att hela vägen, inklusive alla materiallager och undergrund, utförs på ett sådant sätt att den framtida nedbrytningen begränsas endast till slitlagret (avsnitt 1.2.1). Eftersom det idag inte finns någon generell och väletablerad standard för hur en LLP skall konstrueras så beskrivs i detta avsnitt främst vilken strukturell uppbyggnad och vilka krav som för närvarande ställs på högtrafikerade vägar i Europa och USA. De konstruktionsstrategier som beskrivs i litteraturen omfattar allt ifrån restriktioner vad gäller materialval för särskilt högtrafikerade vägar, till förbättringsåtgärder bl.a. förstärkta undergrunder och specialmassor för väggroppens bitumenbundna lager. Avsnitt 1.2.2 beskriver hur dimensionering av en LLP kan gå till. Avsnitt 1.2.3 beskriver utförandep Praxis, d.v.s. vilka speciella hänsyn som i litteraturen givits, alternativt ansetts föredömliga, vid utförande av högtrafikerade vägar.

1.2.1 Väggroppens uppbyggnad

I samband med ELLPAGs arbete utfördes en enkätundersökning där medlemslänerna ombads beskriva dagens dimensioneringsmetoder samt konstruktionstyper för respektive lands mest högtrafikerade vägar.

rade vägar. Som framgår av figur 6 varierar tjockleken hos asfaltlagren väsentligt mellan de olika ländernas respektive konstruktioner. Enligt figuren uppgår maximal tjocklek i Italien till 420 mm medan man i Finland konstruerar som mest med 200 mm tjock bunden överbyggnad. Längst till vänster görs en distinktion mellan ”vanliga” högtrafikerade vägar och högtrafikerade vägar som kan sägas uppfylla kraven för LLP. För den senare kategorin varierar bundna överbyggnadstjockleken mellan 310 och 340 mm. Slutsatsen från resultaten i figur 6 är att vissa europeiska länder redan i dag föreskriver överbyggnadstjocklekar som är i paritet med kraven för LLP trots att någon formell benämning inte används. De konventionella konstruktioner som redovisas i figur 6 (från Danmark till Frankrike) är rangordnade från vänster till höger avseende dimensionerande trafikmängd (från 5,5 till 215 MSA₁₀₀²) och som indikeras ökar beläggningstjockleken med ökande dimensionerande trafikmängd.



Figur 6. Maximal tjocklek bitumenbundna lager i olika länder (FEHRL, 2004).

Undergrund och terrassyta

Eftersom terrassytan utgör fundament för överbyggnaden är det av stor vikt att töjningarna i undergrundsmaterialen minimeras. Undergrunden utgörs ofta av relativt vecka och känsliga material varför töjningarna i denna bör vara så små som möjligt. Strävan att minimera töjningarna bygger till stor del på antagandet att det i allmänhet råder proportionalitet mellan elastiska och plastiska töjningar. En relativt styv undergrund innebär dock även lägre töjningar i övriga materiallager och påverkar därmed övriga lagers tjockleks- och utförandekrav. Det finns m.a.o. intresse av att både ha så styv undergrund som möjligt samtidigt som påkänningarna i denna minimeras.

Det har visat sig att permanenta deformationer kan uppstå till följd av s.k. efterpackning i undergrunden även om överbyggnaden utförts i enlighet med gällande regelverk (t.ex. ATB VÄG). Detta anses ofta bero på att dagens normer inte reglerar att terrassytan utsätts för så god packning som möjligt. I Storbritannien har undersökningar indikerat samband mellan elastisk styvhet hos undergrunden under byggnation och permanenta deformationer under trafikering (Chaddock & Brown, 1995). Det finns dock idag inget tillförlitligt in-situ test som med önskvärd precision kan prediktera resistens mot permanenta deformationer, varför man normalt nöjer sig med att mäta densiteten hos undergrundsmaterial och styvhet på terrassyta (Nunn et al, 1997). Densitetsmätning indikerar hur välpackat materialet är jämfört med ett specificerat värde (t.ex. enligt Proctor-metoden) men mätningmetoden anses både tidsödande och inte särskilt effektiv för bärighetsbestämning.

Ett sätt att uppmuntra entreprenörer till att packa material ordentligt, så att tillräcklig bärighet uppnås, är att specificera funktionskrav rörande terrassens styvhet (Nunn et al, 1997). Funktionell provning har fördelen att entreprenören normalt har större frihet att utifrån objektsspecifika betingelser själv välja material och utförande jämfört med om densiteten hos materialet eller rent av antalet packningsöver-

² MSA₁₀₀ indikerar ekvivalent miljoner standardaxlar med 100 kN axellast

farter är specificerade (jämför appendix A). Styvhetsmätning på terrassyta kan ske med en rad olika metoder varav statisk plattbelastning och fallviktsprovning utgör två. CBR-provning ("California Bearing Ratio"), vilken ofta används för att kvantifiera kvaliteten hos undergrundsmaterial, anses dock inte lämplig för mer grovkorniga material (Nunn et al, 1997). Idag ställs inga speciella krav på undergrundens utformning i Storbritannien men ofta används en methodspecifikation där en bärighet om 70 MPa eller mer eftersträvas vid statisk plattbelastning. I Österrike krävs att terrassytan uppvisar deformationsmodulvärden (E_{V2}) överstigande 35 MPa medan Tyskland specificerar E_{V2} -värden om minst 45 MPa för alla nyproducerade vägar. I Ungern krävs att bärförmågan på högtrafikerade vägarna uppvisar minst 80 MPa. I Frankrike ställs relativt höga krav på undergrundens bärighet vid nybyggnation av högtrafikerade vägar. För trafikmängder överstigande 14 miljoner tunga fordon krävs deformationsmoduler över 120 MPa något som bara i undantagsfall kan uppnås med enbart obundna material. Om specificerade bärighetsvärden inte uppnås krävs normalt ytterligare packningsinsatser, utfyllnad eller någon form av stabiliseringsåtgärd. I inget av de nämnda länderna ställs dock krav på någon form av långsiktigt eller trafikrelaterat krav på undergrunden.

Det bör dock poängteras att modul i sig inte säger allt om resistensen mot permanenta deformationer. Detta gäller i synnerhet för stabiliserade material som kräver att den strukturella integriteten bibehålls för att lagret skall kunna fungera lastspridande. Stabilisering utförs vanligen genom att cement, eller annat hydratiserande material, läggs ut över befintlig terrass, varefter infräsning sker till ett djup av 100-300 mm. I Illinois, USA, föreskrivs att underbyggnaden för högtrafikerade vägar antingen kan bestå av 300 mm kalkstabiliserad jord under en helbituminös överbyggnad eller av en 300 mm tjock obunden underbyggnad (APA, 2002). Stabilisering av jordterrasser är relativt vanliga i Europa och utförs mer eller mindre rutinmässigt. Om infräsningen utförts på ett ändamålsenligt sätt kommer bärigheten hos det cementstabiliserade materialet att dramatiskt öka (E_{V2} -värdet på terrassen ligger oftast efter förstärkning på mellan 50 och 150 MPa beroende på terrassens ursprungliga bärighet). Svårigheten med metoden ur dimensioneringssynpunkt är hur den kraftiga förstärkningen skall tillgodoräknas vid dimensionering. Tillgodoräkningen av en stabiliseringsåtgärd kan göras approximativt på ett antal olika sätt, men det finns idag ingen praxis. Metoden har internationellt utnyttjats framgångsrikt, men det finns trots allt några öppna frågor där framförallt stabiliseringens beständighet har diskuterats. Detta gäller i synnerhet när det stabiliserade lagret utsätts för upprepad frysning, vilket över tiden kan påverka materialet mekaniska egenskaper.

I många europeiska länder ställs explicita krav på utförande och/eller materiallager. På de högtrafikerade vägarna i Grekland ställs, förutom 7 procent CBR ("California Bearing Ratio"), även krav på skyddslager. I Holland rekommenderas ett 1 m tjockt skyddslager av sand för högtrafikerade vägar. Detta skyddslager är dock bara en rekommendation och normalt utförs lagret betydligt tunnare och/eller med annat material än sand. En annan viktig förutsättning för att undergrunden skall kunna motstå permanenta deformationer är att vatten och fuktinträngning kan undvikas. Vattenhalten i undergrunden anses ha stor inverkan på den spårbildning som orsakas i undergrunden och i vissa situationer bör olika former av dräneringssystem övervägas.

Obundna överbyggnadslager

I likhet med kraven på undergrund och terrassyta så varierar kraven för obundna lager mellan olika länder och baseras i princip antingen på utförande- eller funktionskrav. Även i detta fall kan utförandekrav baseras på materialkvalitet, andelen krossat material, lagertjocklek, antal packningsöverfarter etc., medan funktionskrav ofta utgår ifrån CBR och deformationsmodul.

Vid nyproduktion föreskriver den tyska standarden att förstärkningslager för högtrafikerade vägar skall uppvisa 150 MPa mätt med statisk plattbelastning. För lägre trafikerade vägar tillåts värden på 120 MPa. I fall där bärigheten för högtrafikerade vägar kan förbättras från 150 till 180 MPa kan det ovanliggande bitumenbundna bärlager reduceras med 20 mm. Motsvarande reduktion kan göras även för lägre trafikerade vägar om det obundna lagrets bärighet ökas från 120 till 150 MPa. I USA rekommenderar Von Quintus (2001) att LLP-konstruktioner, under de bundna lagren, åtminstone bör uppvisa en styvhet om 170 MPa. I vissa länder, bl.a. Storbritannien, bestäms tjockleken på förstärkningslager direkt från undergrundens bärighet genom specificerade dimensioneringstabeller.

I likhet med terrassmaterial kan olika stabiliseringsmetoder utnyttjas för att förbättra bärigheten hos obundna bär- och förstärkningslager. En vanlig metod är att cementstabilisera obundna bärlagret vilket kraftigt förbättrar väggroppens bärighet. Cement-bitumenöverbyggnader (CBÖ) har dock ett dåligt rykte i Sverige, eftersom det cementbundna lagret tenderar att spricka transversellt var 5-10 m, vilka resulterat i reflektionssprickor. Orsaken till sprickbildningen är målkonflikten mellan att cementgruslagret skall vara tillräckligt svagt för att sprickorna skall komma tätare, men ändå vara så starkt att lagret förblir beständigt. Sprickbildningen kan i viss mån fördröjas med olika åtgärder t.ex. genom sprickanvisningar, förspräckning eller någon form av armeringsåtgärd.

Även om den mesta forskningen rörande vattenhaltens betydelse för vägars nedbrytning koncentrerats till undergrundsmaterial har vattenhalten stor inverkan på obundna överbyggnadsmaterials bärformåga (Ekblad, 2004). Detta gäller i synnerhet för obundna material med relativt hög andel finmaterial då dessa material ofta både binder vatten och uppvisar hög känslighet mot fukt. Det är av denna anledning viktigt att konstruktionens bitumenbundna lager utförs så täta som möjligt att vatteninträning inte sker från ytan. I vissa fall kan även olika former av dräneringssystem vara tänkbara.

Bitumenbundna lager

Vad gäller bitumenbundna lager och material kan man konstatera att trenden internationellt går mot användandet av skräddarsydda trelagerbeläggningar, vilka normalt utgörs av utmattningsresistent bärlager, stabilt bindlager och slitstarkt slitlager (jämför figur 7). Tjockleken på bitumenbundet bärlager bestäms i allmänhet för högtrafikerade vägar, inklusive brittiska LLP, utifrån analytisk dimensionering men kan i vissa fall underordnas funktions- och utförandekrav. Internationellt går trenden mot allt tjockare beläggningar för de högtrafikerade vägarna. Exempelvis påbörjades under år 2001, nära Waco i Texas, en uppgradering av motorväg I-35 genom att den befintliga vägens nedbrutna bitumenbundna lager ersattes med nya. Den totala överbyggnaden utfördes i detta fall med fem bitumenbundna lager om totalt 480 mm. Under det översta lagret, ett tunt högfriktionslager, ligger ett 50 mm tjockt stenrikt slitlager (APA, 2002). Denna konstruktion kan tyckas mycket tjock med svenska mått men det bör poängteras att förutsättningarna sannolikt är vitt skilda både vad gäller trafikbelastning och tillgång på högkvalitativt material.

Den övergripande uppgiften hos det bitumenbundna bärlagret är, förutom att effektivt sprida lasterna till nästa underliggande lager, att motverka uppkomsten av utmattningsrelaterad sprickbildning. Ofta antas det finnas ett motsatsförhållande mellan ett styvt bärlager med hög bärighet och hög utmattningsresistens. Detta resonemang bygger på att ett styvt bärlager tillverkas dels med relativt grov gradering och dels med styvt bindemedel, vilka båda ökar känsligheten för höga dragtöjningar (Tseng & Lytton, 1990). I princip påverkar alla utförande- och materialrelaterade faktorer ett bitumenbundet bärlagers utmattningsresistens och i allmänhet eftersträvas relativt fin gradering (Sousa et al, 1997), låg hålrums halt (Tayebali et al, 1994) och hög bindemedelshalt (Pell & Cooper, 1975). Ett optimalt recept underlättar även packbarheten, vilket skapar en homogen materialstruktur med små jämnt fördelade hålrum vilket minskar risken för sprickuppkomst, åldring och vatteninträning. Töjningen i underkant beläggning anses i allmänhet avta till följd av de bundna materialens åldersrelaterade styvhetsökning ("curing"). Trots att utmattningsresistensen hos det bitumenbundna bärlagret ofta avtar med åldringen anses den sammanlagda effekten från styvhetsökningen väl kompensera för den ökade utmattningskänsligheten (FEHRL, 2004). Det finns ett antal sätt att förbättra utmattningsresistensen hos bitumenbundna bärlager. I allmänhet går metoderna antingen ut på att öka bindemedelshalten, minska hålrums halten eller med någon form av bindemedelsmodifiering. I samband med byggandet av I-90 i Kalifornien ökades exempelvis den normala bindemedelshalten om 5,2 procent till 5,7 procent (se avsnitt 3.3). Inom det amerikanska LLP-konceptet har man eftersträvat samma högtemperatur-egenskaper i bärlagrets som i slitlagrets bindemedel trots att temperaturerna i respektive lager ofta skiljer sig åt (temperaturgradient). Tanken vid valet av bindemedelsstyvhet har ofta varit att ett relativt mjukt bindemedel i bärlagret skall motverka utmattningsprickor medan ett mjukt bindemedel i slitlagret skall motverka lågtemperatursprickor. Bindlagret bör dock utföras med ett relativt styvt bindemedel för att motverka plastiska deformationer. Ytterligare förbättringar av respektive lagers reologiska egenskaper kan nås med hjälp av olika tillsatsmedel, exempelvis polymerer (Newcomb et al, 2001). Hög bärighet och motståndskraft hos bindlagret mot plastiska deformationer kan även uppnås genom val av lämplig kornstorleksfördelning och högkvalitativt stenmaterial. God stabilitet åstadkomms i detta fall genom hög sten-mot-stenkontakt.

Som beskrivs i appendix A, är det svårt att utifrån semi-mekanistisk dimensioneringsmetodik analysera bind- och slitlagers bidrag till en konstruktions livslängd. För att uppnå hög resistens mot plastiska deformationer och motståndskraft mot nötning föreskrivs ofta i stället någon form av funktionskrav. Funktionell provning för bindlager utförs lämpligen med någon form av stabilitets- (t.ex. dynamisk krypprovning) och vattenkänslighetsprovning. Asfaltmassor utförda med relativt styva penetrationsbitumen (15-20 pen) har använts i Frankrike i nära tjugo år och har utgjort, för franska klimatförhållanden, en intressant teknisk lösning för att förhindra spårbildning till följd av plastiska deformationer i slit- och bindlager men även för att utföra styva AG-lager. Uppföljning av olika objekt har hittills inte påvisat någon ökad risk för vare sig lågtemperatursprickor eller temperaturberoende utmattningsprickor (Corté, 2001).

Till skillnad från övriga bitumenbundna lager anses slitlagrets utformning i första hand bero på lokala förutsättningar och ekonomi. Beroende på objektsförutsättningar kan hög resistens mot yt slitage, beständighet, vattengenomsläpplighet och bullerkrav påverka slitlagrets utformning. Ofta torde dock krav på yt slitage väga tungt varför relativt hårda stenarter är att föredra. Till skillnad från i Sverige används dock sällan mycket hårda stenmaterial, t.ex. porfyr, då risken för polering ofta anses vara hög. Stenmaterial av hög hårdhet kan däremot användas i länder där dubbdäck normalt används vintertid. Ett annat viktigt slitlagerkrav är att materialet under en avsevärd tid förblir förnyelsebart, t.ex. inte är alltför känsligt för åldring. Till skillnad från bitumenbundna bind- och bärlager är det relativt svårt att förhindra bindemedelsåldringen i slitlagret då detta ständigt är exponerat för syre. Enligt TRLs mätningar tappar ett slitlager utfört med 70/100 bindemedel ca 20-50 pen under 15 år. En annan slutsats från resultaten i avsnitt 1.1.1 är att även slitlagret bör dimensioneras mot utmattning, något som ofta sker med andra metoder än traditionell utmattningsdimensionering. Slitlagret för högtrafikerade vägar (25 MSA₈₀) utformas i Illinois, USA, alltid 100-150 mm tjockt. De översta 150 mm av de bundna lagren tillverkas även uteslutande med polymermodifierat bindemedel, vilket avses minimera inverkan av lågtemperatur- och trafikinducerad sprickbildning (APA, 2002). För att den strukturella bärigheten hos konstruktionen skall bibehållas även med genomsprucket slitlager, bör den övriga väggroppen vara dimensionerad för just detta. Denna konservativa dimensioneringsfilosofi bedöms kunna säkerställa att underhållsåtgärderna kan begränsas till att omfatta slitlagerbyte genom att alla lager under slitlagret kan betraktas som permanenta.

1.2.2 Dimensionering

Med dimensionering avses i detta avsnitt hur man teoretiskt bedömer dimensioneringsperioder, trafiklast och materialegenskaper för att uppnå en given dimensionerande (teknisk) livslängd. Till dimensioneringen räknas dock inte de specifika krav som ställs på materialegenskaper och materiallager, i form av t.ex. funktionella krav, vid själva byggnationen. Specifika funktionskrav beskrivs i stället under avsnitt 1.2.1 "väggroppens uppbyggnad".

Dimensioneringsperiod

I majoriteten av Europas länder dimensioneras flexibla vägar för 20 års livslängd (se tabell 1). Dimensioneringsperioden motiveras främst utifrån lokala förutsättningar och ekonomiska överväganden, bl.a. förekomst av högkvalitativa byggmaterial och aktuell trafiksituation. I en internationell jämförelse förefaller svenska vägöverbyggnader vara relativt tunna inte minst vad gäller de bitumenbundna lagren. Denna slutsats kan dock vara missvisande då jämförelsen inte beaktar skillnader mellan olika länder vad gäller tillgång på bergmaterial för obundna lager och trafikvolym. I ELLPAGs undersökning (2004) gjordes endast jämförelser mellan maximal överbyggnadstjocklek vid en given högsta trafikklass 100 MSA₈₀, en trafikmängd som i många mindre länder förefaller orealistiskt hög.

I Sverige utförs vägar generellt utifrån Vägverkets tekniska beskrivning ATB VÄG (se appendix A) vilken föreskriver en dimensionerande livslängd för nyproducerade betongbeläggningar om 40 år medan motsvarande livslängd för asfaltbeläggningar föreskrivs endast till 20 år. Övriga lager dimensioneras för 40 års livslängd. Bitumenbundna lagertjocklekar i flexibla vägar har traditionellt i Sverige hållits relativt tunna, till viss del tack var god tillgång på högkvalitativa obundna material. Dimensioneringsstrategin har inneburit relativt låga investeringskostnader men samtidigt medfört relativt frekventa underhålls cykler och därmed omfattande underhållskostnader. Som en jämförelse kan sägas att be-

tongvägar ofta anses medföra relativt höga investeringskostnader men relativt låga underhållskostnader till följd av längre livslängd jämfört med traditionella asfaltalternativ.

Även om majoriteten av vägarna i västländerna, i likhet med i Sverige, dimensioneras för 20 år så tillåter flera länder dimensioneringsperioder som sträcker sig längre, bl.a. Frankrike, Tyskland, Holland, Ungern, USA och Storbritannien. Exempelvis är den nominella dimensionerande livslängden för Franska vägar 30 år (utom för PPP-projekt där 40 års dimensionerande livslängd ofta är fallet). Denna 30-åriga dimensioneringsperiod förutsätter att ingen strukturell nedbrytning uppstår och att inga omfattande förstärkningsåtgärder krävs för att återställa vägen till dess ursprungliga skick. I vissa länder, bl.a. Holland, praktiseras en metodik med successiv förstärkning. Strukturell nedbrytning begränsas genom att vägen, efter att den 20 åriga dimensionerande livslängden uppnåtts, kan förses med ett nytt slitlager (FEHRL, 2004).

I Storbritannien dimensioneras vägar idag för livslängder om antingen 20 eller 40 år. Under förutsättning att vägarna är välkonstruerade kan flexibla konstruktioner alltså dimensioneras för 40 års livslängd och en trafiklast om 80 MSA₈₀. Den under de 40 åren passerande trafiken uppskattas på samma sätt som för 20 års livslängd dock med större trafikmultiplikatorer för att beakta den högre trafikökningen. I Portugal dimensioneras vägar för 20 år trots att landet erkänner att 40 års livslängd är ekonomiskt motiverad på högtrafikerade sträckor.

I USA förekommer idag dimensionerade livslängder över 40 års livslängd och inom det amerikanska LLP-konceptet livslängder längre än 50 år (Newcomb et al, 2001) Insikten att högtrafikerade vägavsnitt kan dimensioneras för 40 års livslängd utifrån ekonomiska argument och det faktum att LLP redan idag är en realitet på vissa håll i världen anses det kunna vara relativt enkelt att utveckla riktlinjer för att undvika strukturell nedbrytning (FEHRL, 2004).

Dimensionerande trafikmängd

Dimensionerande trafikmängd kan uttryckas på ett flertal sätt varav trafikklasser, kumulativ trafik och trafikflöden är de vanligaste. Tabell 1 illustrerar den maximala dimensionerande trafiksituationen som används i vissa europeiska länder och USA. I tabellen framgår nationell standardaxel i kN, maximal dimensionerande trafiklast, uttryckt som antalet nationella standardaxlar, och högsta dimensionerande trafikkategori uttryckt i s.k. ekvivalenta 100 kN-standardaxlar. Den högsta trafik kategorin är således i den fjärde kolumnen omräknad för alla länder som tillämpar andra standardaxellaster än 100 kN. Som framgår av tabellen verkar spridningen i maximal dimensionerande trafiklast variera avsevärt mellan olika länder men beror till stor del på skillnaderna i använd standardaxel. När skillnaderna i axellast beaktas blir skillnaderna mellan länderna mindre (jämför t.ex. mellan Belgien, Frankrike och Storbritannien).

Tabell 1. Maximal dimensionerande trafik för olika västländer (FEHRL, 2004)

	<i>Standardaxel (kN)</i>	<i>Max dimensionerande trafiklast (MSA)</i>	<i>Högsta trafikategori (100 kN MSA)</i>	<i>Dimensionerings- period (År)</i>
Österrike	100	25	25	20
Belgien	100	128	128	20
Danmark	100	5,5	5,5	10
Finland	100	10	10	20
Frankrike	130	75	215	30
Tyskland	100	>32	>32	30
Grekland	130	44	126	20
Ungern	100	22	22	20
Italien	80	68	28	20
Norge	100	10	10	20
Polen	100	15	15	20
Sverige	100	19	19	20
Schweiz	80	73	30	20
USA	80	200	82	40
Storbritannien	80	500*	205	40
Nederländerna	100	-	-	20

* Den aktuella dimensioneringskurvan är trunkerad vid 80 MSA₈₀ och konstant upptill 500 MSA₈₀ (jämför figur 9).

Som framgår av tabell 1 är det endast i USA och Storbritannien som 40 års dimensionerande livslängd idag systematiskt beaktas. I USA specificeras generellt trafikflöden, och inte som i många andra länder i form av kumulativ trafikmängd, under den dimensionerande livslängden. Enligt ELLPAG (FEHRL, 2004) motsvarar dock de amerikanska trafikflödena, under en dimensionerad livslängd om 40 år, av ungefär 82 MSA₁₀₀. I Storbritannien anses 33 MSA₁₀₀ (eller 80 MSA₈₀) motsvara kraven för LLP (FEHRL, 2004).

Materialegenskaper

Av litteraturen framgår en generell osäkerhet om hur man bäst skall betrakta mekaniska egenskaper hos vägbyggnadsmaterial i samband med dimensioneringen. Många länder som idag tillämpar någon form av mekanistisk dimensionering har endast utförandebeskrivningar och schablonvärden för olika materials och lagars mekaniska egenskaper. I de allra flesta fall saknas även kunskap om hur materialets förändras över tiden t.ex. inverkan av healing, åldring, stripping och vattenhaltförändringar, men framförallt hur dessa förändringar påverkar vägens livslängd. Det hela blir inte bättre av att, i princip, alla länder som använder sig av experimentell materialkaraktisering använder nationella standarder och provningsmetoder. Detta innebär att det är svårt att jämföra resultat mellan olika länders dimensioneringsmetoder.

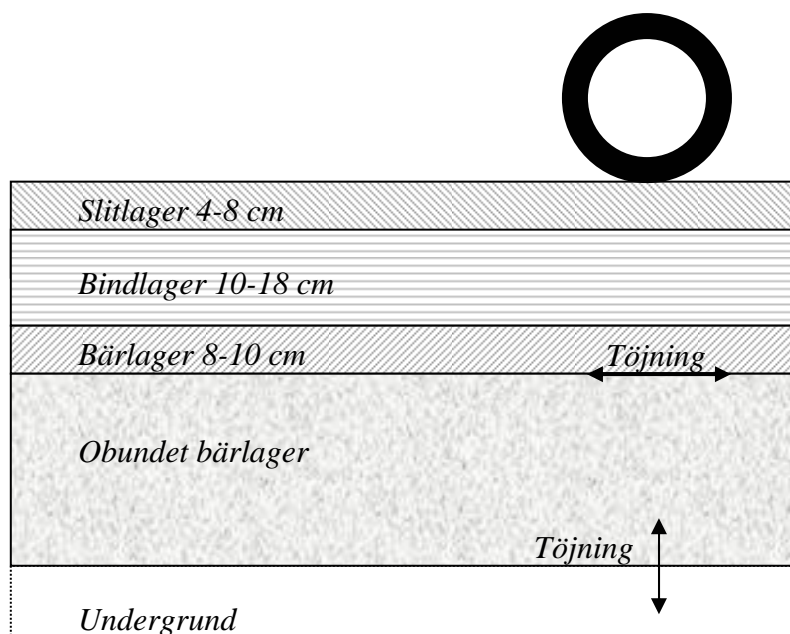
Modellering

Grundtanken vid dimensioneringen av LLP skiljer sig inte så mycket från de tankegångar som gäller för mekanistisk semi-mekanistisk dimensionering generellt (jämför appendix A). I princip går dimensioneringsmetodiken för de flesta högtrafikerade vägar, inklusive brittiska LLP, ut på att minimera risken för utmattningsrelaterad sprickbildning och permanenta deformationer i undergrunden genom att lagerföljder och lagertjocklekar utformas på ett sådant sätt att påkänningarna understiger kritiska värden. Detta kan ske antingen genom transferfunktioner, där krav på t.ex. 40 års trafikmängd uppfylls, eller genom att föreskriva att framräknade påkänningar understiger kritiska nivåer, t.ex. maximala töjningsvärden i underkant beläggning och på terrassyta.

Dimensioneringsfilosofin med antagna tröskelvärden har använts i Storbritannien för dimensionering av LLP, vilken utgår ifrån antagandet att en tillräckligt låg påkänning över huvud taget inte medför någon strukturell nedbrytning. Erfarenheterna har visat att välkonstruerade överbyggnader med relativt tjocka bitumenbundna lager sällan, om än aldrig, uppvisar traditionella nedbrytningsmekanismer som utmattningssprickor som initieras i underkant bitumenbundna lager och spårbildning (avsnitt 1.1.1). Den brittiska dimensioneringsmetoden beaktar även den gradvisa styvhetsökning som asfalt normalt uppvisar över tiden ("Curing", jämför avsnitt 1.2.1). Enligt Nunn et al (1997) kan styvheten hos asfaltmaterial öka med i storleksordningen fyra ggr över en 20 års-period. Denna styvhetsökning beaktas indirekt vid dimensioneringen av LLP och har man föreslagit en maximal vertikal töjningsnivå om 370×10^{-6} m/m på terrassytan som tröskelvärde för LLP (Nunn et al, 1997). Detta värde anses konservativt vad gäller strukturell spårbildning i undergrunden och baseras på semi-analytisk dimensionering där den successivt ökade styvheten i bitumenbundna lager beaktats. Motsvarande tröskelvärde för utmattning har av Nunn et al angetts till ca 70×10^{-6} m/m (APA, 2004). För hög eller mycket hög trafik dimensioneras LLP konservativt med, svenska mått, mycket tjocka beläggningar. Beräkningar har indikerat att en väg som konstrueras med en beläggningstjocklek om 260 mm bör uppvisa en lång men fortfarande ändlig livslängd. Vägar med asfalttjocklekar mer än 270 mm bör däremot uppvisa "oändlig" livslängd. En intressant aspekt av den brittiska dimensioneringsfilosofin för LLP är hur ytsprickor beaktas vid dimensioneringen. För att begränsa ytinitierad sprickbildning till slitlagret bör hela dess tjocklek (upptill 100 mm) utelämnas vid dimensioneringsberäkningen, vilket medför att den kraftigaste LLP-konstruktionen blir mycket tjock. Allt eftersom erfarenheter erhålls för dessa vägar kommer tröskelvärdena och asfalttjocklekarna sannolikt att justeras nedåt (Nunn et al, 1997).

Dimensionering av LLP har främst varit en brittisk angelägenhet men enstaka uttalade LLP-vägar har även konstruerats i USA under senare tid. Även i dessa fall har man normalt utgått ifrån semi-mekanistisk dimensionering där traditionella kriterier beaktats. I Illinois har man föreskrivit att framräknad töjning i underkant beläggning inte får överstiga 60×10^{-6} m/m (Harm, 2001). I Kalifornien har

man föreskrivit maximalt 200×10^{-6} m/m på terrassytan i syfte att minimera undergrundsrelaterad spår- bildning (se avsnitt 3.3).



Figur 7. Strukturell uppbyggnad av typisk amerikansk LLP och de traditionella dimensioneringskriterierna.

Utöver de två klassiska nedbrytningskriterierna har vissa forskare föreskrivit ytterligare kriterier. Exempelvis har Von Quintus (2001) använt två semi-mekanistiska kriterier. Det första kriteriet baseras på en begränsning av den maximalt tillåtna ytdeflektionen medan det andra kriteriet baseras förhållandet mellan styvheten för två på varandra följande obundna materiallager.

1.2.3 Utförandepraxis

I likhet med inom traditionell vägbyggnadsteknik bör byggande av en LLP baseras på beställarens uttryckta krav. Det kan dock förefalla naturligt att sådana utförande- eller funktionskrav bör vara högre ställda än för traditionella vägar. Generellt sätt görs inga större distinktioner mellan låg- och högtrafikerade vägar rörande krav på utförande. I enskilda europeiska länder förekommer dock situationer där ändringar i specifikationerna gjorts för att beakta särskilt hög trafikbelastning (FEHRL, 2004). Exempelvis kontrolleras asfaltproduktionen i Frankrike mer noggrant om den skall användas på högtrafikerade vägar. I Storbritannien går utvecklingen mot allt större inslag av funktionsspecificerade krav på materiallager och undergrund. Två av dessa krav omfattar slitlagers och bitumenbundet bärlagers respektive funktioner. I USA har vissa delstatsmyndigheter utfärdat särskild kontroll av asfaltfogar, där polymermodifierat klister och särskild utförandekontroll rekommenderats (Harm, 2001).

1.3 UPPGRADERING AV BEFINTLIGA KONSTRUKTIONER

Som framgått kan en LLP erhållas genom att upgradera en befintlig väg. Detta åstadkoms genom att uppskatta återstående livslängd och eventuellt förstärkningsbehov. Det kan dock konstateras att det endast i Storbritannien som det idag finns en metod för identifiering av vägar med potentiell lång livslängd.

1.3.1 *Identifiering*

Identifieringen av potentiella LLP kan göras på antingen projekt- eller nätverksnivå. Identifieringen på nätverksnivå syftar till att välja underhållsavschnitt och att prioritera underhållet för dessa avsnitt m.a.p. tillgängligt budgetutrymme. På projektnivå omfattar utvärderingen mer detaljerade analyser av väggroppen vilka avser diagnostisera och avhjälpa.

1.3.2 *Utvärderingsmetoder*

Det finns en mängd olika metoder för att utvärdera den strukturella konditionen hos vägkonstruktioner. Från ELLPAGs arbete (2004) konstaterades att åtminstone fyra olika metoder idag används för diagnostisering:

- Metoder baserade på deflektionsmätningar: Deflektionen uppmätt med t.ex. tung fallvikt ger via empiriska nedbrytningsmodeller konstruktionens återstående livslängd.
- Metoder baserade på spännings- eller töjningskriterier: Underkant beläggning, överyta obundet förstärkningslager eller terrassyta.
- Metoder baserade på bakåträknade moduler: Jämförelser mellan bakåträknade moduler och referensvärden.
- Metoder baserade på visuell och strukturell information: Klassifikation av strukturell uppbyggnad utifrån lagertjocklekar och ingående material.

Alla dessa metoder förekommer i Europa och används antingen enskilt eller i kombination med någon av de andra. Metoderna skiljer sig åt mellan olika länder även om de i princip liknar varandra. Exempelvis finns skillnader för hur fallviktsmätningar skall gå till, t.ex. i båda eller bara ett hjulspår, samt information rörande historiska trafikdata.

1.3.3 *Åtgärder*

I litteraturen finns ett antal uppgraderingsalternativ beskrivna beroende på nationella utvärderingsmetoder. I länder som tillämpar töjningskriterier för att klassificera den strukturella konditionen hos en befintlig väg har normalt en liknande metod för att bestämma uppgraderingsåtgärd, d.v.s. att lägga på nya asfaltlager så att aktuella dimensioneringskriterier uppfylls. Metoder baserade på deflektionsdata ger ofta nya överbyggnadstjocklekar direkt ifrån empiriskt baserade dimensioneringstabeller.

I Storbritannien anses en befintlig väg kunna vara föremål för uppgradering till LLP om nedbrytningen, i form av sprickor och spår, är begränsad till vägytan. Vid nybyggnation av en LLP bör konstruktionen dimensioneras på ett sådant sätt att livslängden svarar mot 33 MSA₁₀₀ under 40 år. Liksom för nybyggnationer finns ett flertal exempel där befintliga vägar uppgraderats till LLP. Sedan millennieskiftet har bl.a. flera vägprojekt upphandlats i USA där entreprenörer själva fått stå för konstruktionsansvaret över 40 år. Under år 2000 påbörjades upphandlingen för en ombyggnation av I-64, en 5,3 km lång motorvägssträcka i Louisville. Den aktuella sträckan utsätts dagligen för ca 100 000 fordon varav 10 procent utgörs av tung trafik. Den entreprenör som vann anbudet valde en 280 mm tjock asfaltkonstruktion där slitlagret bestod av polymermodifierat bindemedel (PG 76-22). Ett annat ombyggnadsprojekt som nyligen utförts är breddning och förstärkning av den gamla betongvägen, I-65, i närheten av Bowling green. Den vinnande anbudslämnaren valde att lägga en 280 mm tjock asfaltbeläggning över den gamla krossade betongbeläggningen. På breddningspartierna valdes en 380 mm tjock asfaltöverbyggnad. Vid livscykelkostnadsanalysen bedömdes en relativt tunn fräsning (40 mm), följt av en något tjockare ny beläggning (90 mm), vara tillräcklig för att klara 40 års livslängd. Massorna som användes bestod i de övre lagren av polymermodifierat bindemedel (PG 76-22). Till följd av att både I-64 och I-65 är ombyggnadsprojekt med relativt bra underbyggnad och undergrund bedömdes det inte nödvändigt med särskilt utmattningsresistenta bärlager på något av projekten.

1.4 UNDERHÅLL

I likhet med traditionella vägar bör LLP uppvisa önskvärd funktionell prestanda bl.a. god jämnhet, hög friktion, inga ytdefekter eller tecken på nedbrytning. Naturligtvis kommer funktionen med tiden och i takt med användningen att påverkas vilket kräver periodiskt underhåll. Underhållsåtgärder utförs normalt för att återställa en väg till dess ursprungliga skick. Underhållsåtgärder i samband med LLP inne-

bär m.a.o. inte nödvändigtvis att den strukturella bärformågan förbättras jämfört med den ursprungliga konstruktionen men att åtminstone funktionen hos slitlagret återställs.

Underhållsåtgärder tillhör kritiska moment för att uppnå lång livslängd. I princip skall en underhållsstrategi innefatta så effektiva metoder som möjligt samt bör baseras på klart definierade kriterier och regler för den aktuella situationen (typ av nedbrytning). LLP antas inte behöva strukturellt underhåll i form av förstärkningsåtgärder eller åtgärder andra än för slitlagret. I princip kan därför de metoder som idag används för slitlagerunderhåll även kunna användas för LLP:

- Spårfräsning
- Remixing
- Repaving (delvis förstärkningsåtgärd)
- Ytbehandling
- Försegling
- Lappning

Om fler underhållsåtgärder än en kan vara tänkbar vid ett givet tillfälle bör utvärderingen kompletteras med en livscykelanalys (se avsnitt 3).

2 EXEMPEL PÅ TYPSEKTIONER

Detta avsnitt beskriver tre exempel som i litteraturen kan sägas uppfylla krav som ställs på LLP. Det första exemplet beskriver erfarenheter från motorvägen I-287 utanför New Jersey, USA. Det andra exemplet är hämtat från Storbritannien och beskriver en provväg. I avsnitt 3.3 beskrivs hur man funde- rat kring en ombyggnation av motorvägen I-90 i södra Kalifornien, USA.

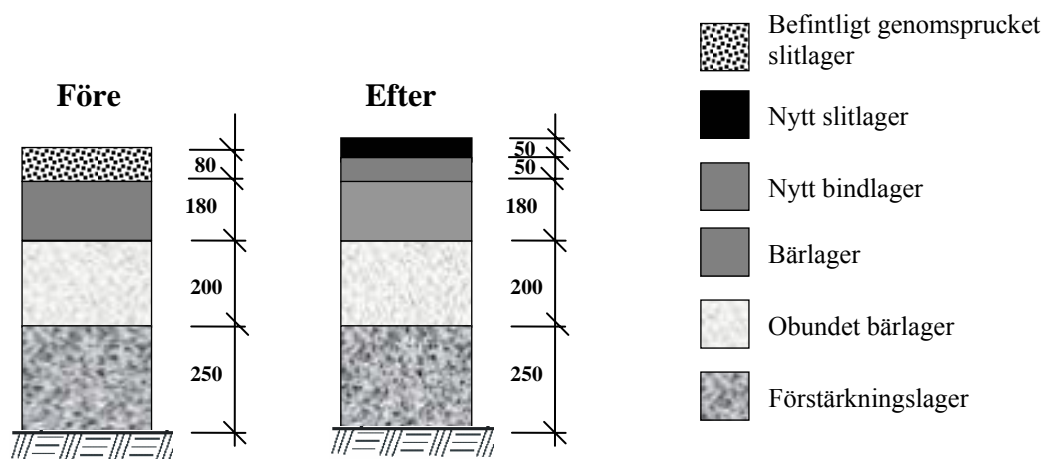
2.1 NEW JERSEY, USA

Interstate route (I-287) är en sexfilig motorväg som utgör New Yorks förbifart i nordlig-sydlig riktning. Vägen korsas i östlig-västlig riktning av tre andra större vägar och utsätts dagligen för mycket tung trafik. I-287 öppnades för trafik redan år 1968 och under de 26 år som passerat efter invigningen har endast smärre driftåtgärder utförts.

Vägens ursprungliga överbyggnad bestod av 240 mm bitumenbundna lager, varav 80 mm utgjordes av slitlager och 180 mm av bundet bärlager, uppförda på 200 mm krossat bärlager och 250 mm förstärkningslager. Överbyggnaden är placerad på en undergrund av siltig sand. Visuella inspektioner i början av 1990-talet indikerade omfattande sprickbildning, främst i de två tyngst trafikerade körbanorna. Laboratorieprovning visade även att det befintliga slitlagrets bindemedel var mycket åldrat. År 1993 beslutades att omfattande underhållsåtgärder skulle genomföras.

Vid dimensioneringstillfället, år 1993, ansågs vägen dagligen vara utsatt för trafikmängder motsvarande 110 000 ÅDT (80 kN-axlar). Av denna trafikmängd utgjordes hela 22 procent av lastbilar där 9 procenten motsvarade tunga lastbilar. År 2013 antogs trafikbelastningen ha ökat till 170 000 ÅDT. Vid uppgraderingstillfället dimensionerades vägen för 50 MSA₈₀ över de följande 20 åren.

Inledningsvis utgick man ifrån att en total ombyggnation krävdes eftersom den omfattande sprickbildningen ansågs bero på utmattningsrelaterad sprickbildning. Efter att ha provborrat beläggningen framgick dock att sprickbildningen endast penetrerat det översta slitlagret varför en betydligt kostnadseffektivare rehabilitering ansågs möjlig.



Figur 8. Ursprunglig respektive ny överbyggnad för I-287.

Den nya överbyggnaden utfördes i enlighet med amerikanska SUPERPAVE®. Ytsprickor åtgärdades genom att fräsa bort det 80 mm tjocka genomspruckna slitlagret och ersätta detta med två stycken 50 mm tjocka lager, varav det översta bestod av ett polymermodifierat slitlager. Detta lager bedömdes särskilt utifrån utmattnings- och åldringsbeständighet för att reducera framtida ytinitierade utmattningssprickor. Efter fyra års trafikerings (vilket naturligtvis är en alldeles för kort tid för utvärdering av långtidsegenskaper), finns knappt några tecken på nedbrytning. Resultaten från studien visar att det är viktigt att undersöka ytsprickor noggrant och beakta dessa vid dimensionering av relativt tjocka flexib-

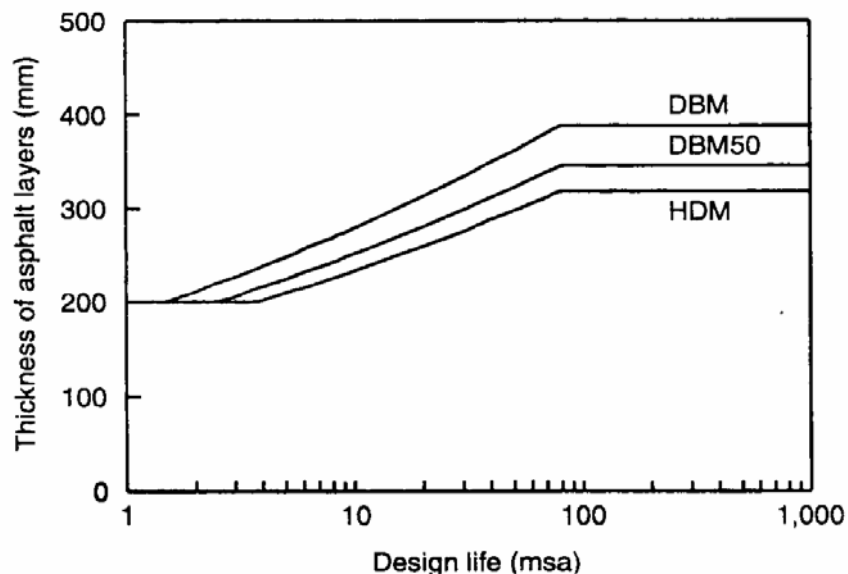
la vägar. I det aktuella fallet blev underhållsarbetena betydligt mindre kostsamma än om en total ombyggnation varit tvungen att genomföras (Rowe et al, 2001; 2004).

2.2 BLACKBURN, STORBRITANNIEN

Den analytiska dimensioneringsmetod för flexibla vägar som sedan mitten av 1980-talet använts i Storbritannien baseras till stor del på erfarenheter från äldre provsträckor inom det högtrafikerade vägnätet. Vägar har normalt dimensionerats för 20 års livslängd med möjlighet att därefter utföra förstärkningsåtgärder för ytterligare 20 års livslängd. Denna 20+20 års dimensioneringsstrategi motiverades ur livscykelkostnadsperspektiv där skillnader i funktion hos olika konstruktionstyper och trafikförseeningar p.g.a. underhållsarbeten bl.a. beaktades. Sedan dimensioneringsmetoden infördes 1984 har dock trafikbelastningen i Storbritannien ständigt ökat vilket påverkat kostnaderna för både underhållsåtgärder och därav uppkomna trafikstörningar. Senare genomförda studier har indikerat att det vore mer kostnadseffektivt att utöka den tekniska livslängden hos tungt trafikerade vägavsnitt till åtminstone 40 år i syfte att minska de totala förstärknings- underhålls- och trafikförseeningkostnaderna. Som en konsekvens av denna slutsats infördes under år 1994 alternativet att redan i nybyggnadsskedet dimensionera vägar för 40 års livslängd där ingen strukturell nedbrytning avsågs ske (Nunn et al, 1997).

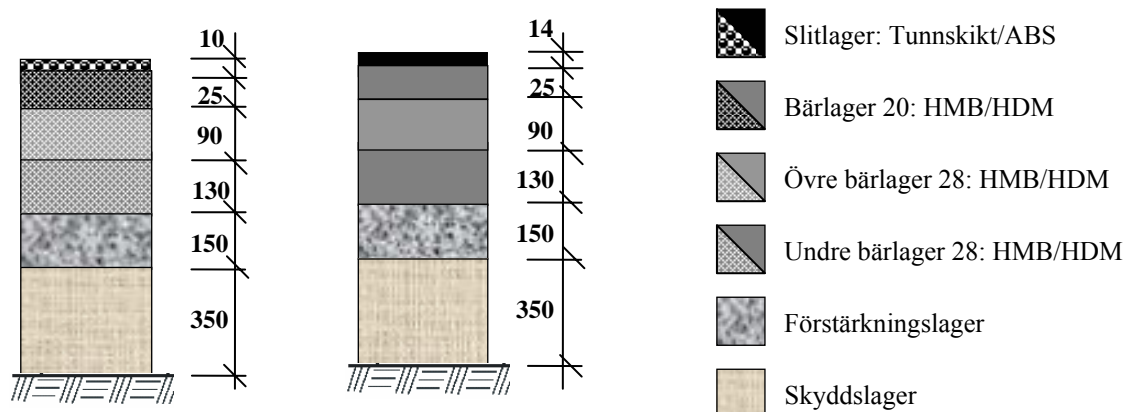
Den nya, sedan mitten av 1990-talet praktiserade, dimensioneringsmetoden utgick ifrån att det är möjligt att extrapolera de dimensioneringskurvor som ingick i den ursprungliga dimensioneringsmetoden. Detta antagande baserades på dimensioneringskurvornas funktionella form vilka indikerade att en betydande livslängdsökning kan åstadkommas endast genom en relativt liten tjockleksökning hos överbyggnaden. Erfarenheterna har visat att välkonstruerade överbyggnader med relativt tjocka bitumenbundna lager sällan, om än aldrig, uppvisar traditionella nedbrytningsmekanismer som utmattningssprickor och spårbildning (avsnitt 1.1.1).

Som indikerades i avsnitt 1.1.1 och 1.2.2 verkar vägar inte behövas konstrueras med tjockare överbyggnad än vad som motsvaras av trafikmängden 33 MSA₁₀₀. Exempelvis indikerade figur 1 att vägar med bitumenbundna lager överstigande 180 mm i vissa fall bör räcka för att undvika strukturell spårbildning. I Storbritannien dimensioneras LLP utifrån existerande dimensioneringsprinciper dock med vissa faktorer i åtanke, bl.a. ökade trafikmängder, ytinitierade sprickor och bitumenbundna materials s.k. härdning ("curing"). För hög eller mycket hög trafik dimensioneras LLP konservativt, och med svenska mått, med mycket tjocka beläggningar. Vägar med asfalttjocklekar mer än 270 mm bör uppvisa "oändlig" livslängd under förutsättning att periodiskt underhåll genomförs. För att begränsa ytinitierad sprickbildning till slitlagret bör hela dess tjocklek (i vissa fall 100 mm) utelämnas vid dimensioneringsberäkningen, vilket medför att den kraftigaste LLP-konstruktionen utförs med totalt 390 mm bitumenbundna lager (jämför figur 9). Allt eftersom erfarenheter erhålls för LLP kommer tröskelvärdena och asfalttjocklekarna sannolikt att justeras nedåt (Nunn et al, 1997).



Figur 9. Dimensioneringskurvor för LLP (Nunn et al, 1997). Anmärkning: Kurvorna baseras på trafiklasten om MSA_{80} .

De huvudsakliga elementen i dimensioneringsmetodiken för LLP har implementerats på en motorväg M65 nära Blackburn. Två trefiliga provsträckor om 500 m vardera utfördes med fyra lager asfalt ovanpå 150 mm förstärkningslager och 350 mm skyddslager. Båda provsträckorna (figur 10) utfördes med tre bitumenbundna bärlager, två stycken om 130 mm och ett tredje om 90 mm. De två konstruktionerna skiljde sig främst vad gäller bitumenbundna material där den ena konstruktionen tillverkades med s.k. högmodulmaterial ("High Modulus Roadbase" – HMB) och den andra av HDM ("Heavy Duty Macadam"). Den väsentligaste skillnaden mellan dessa två material är att den förra tillverkades med styvare bindemedel (pen 15) jämfört med den senare beläggningen (pen 50), vilket ansågs medföra högre bärighet hos hela vägkonstruktionen. HMB-konstruktionen bygger till stora delar på franska erfarenheter (jämför avsnitt 1.2.1) och ansågs, förutom större bärighet, även medföra högre resistens mot permanenta deformationer jämfört med den relativt vekare HDM-konstruktionen. Det översta, 90 mm tjocka, bundna lagret på respektive provsträcka utfördes med en nominell stenstorlek på 20 mm jämfört med de två undre liggande lagrens 28 mm. Ena provsträckan utfördes med 10 mm tunnsockersbeläggning medan den andra utfördes med en tunn (14 mm) stenrik asfaltbetong. Undergrunden uppvisade CBR-värden på 3 procent.



Figur 10. Typsektioner vid M6

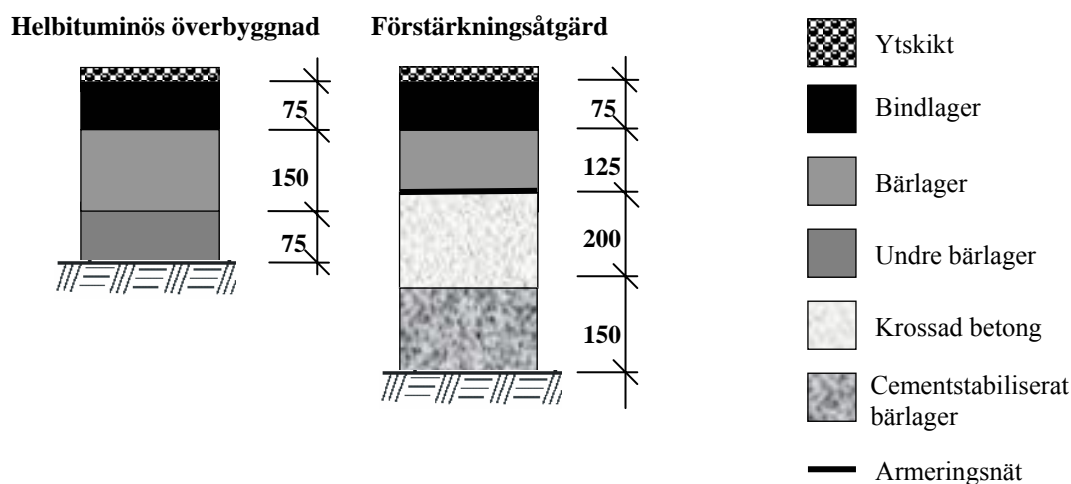
Vid utförandet av provsträckorna utnyttjade man möjligheten med funktionskrav. Dynamisk plattbelastning (PDPBT) utfördes för att mäta modulen på skyddslagret och förstärkningslagret. Både provsträckorna uppvisade 30 MPa styvhet på skyddslagret och 50 MPa på förstärkningslagret. Nukleär densitetsmätare (Nuclear Density Test”) användes för att mäta densiteten hos olika lager. För bitumenbundna material bedömdes funktionella egenskaper med styvhetsprovning (indirekt pressdragprovning) och s.k. wheel-track provning. Styvhetsprovningen indikerade betydligt högre styvhet hos HMB-massan jämfört med HDM, vilket enligt Nunn et al (1997) borde resultera i att HMB-konstruktionen skulle kunna ha gjorts 20 procent tunnare än HDM-konstruktionen med jämförbar bärighet. Konstruktionerna är relativt nyligen utförda och det finns därför inga långtidsresultat att tillgå för att utvärdera skillnader i prestanda mellan de två konstruktionerna eller till traditionella konstruktioner.

2.3 KALIFORNIEN, USA

I södra Kalifornien uppgraderades under åren 2001 och 2002 en befintlig betongväg, I-710 (även känd som Long Beach Freeway), till en LLP (ST MARTIN ET AL, 2001). Vägen trafikeras dagligen med en stor andel tunga fordon varför den uppgraderade vägen dimensionerades för 100-200 MSA₈₀ över 40 år.

Den befintliga betongvägen bestod av en 200 mm tjock betongbeläggning ovan 100 mm cementstabiliserat bärlager och 100 mm obundet bärlager. Dessa tre lager var placerade direkt på ett 200 mm tjockt obundet förstärkningslager alternativt direkt på terrassytan beroende på typ av undergrund.

I planerna för den nya vägen ingick att den befintliga betongvägen maskinellt skulle spräckas och krossas för att sedan delvis läggas över med en överbyggnad av asfalt. Ombyggnationen avsågs utföras med två olika sektioner, en för sträckor (totalt tre delsträckor om vardera ca 300 m) där den fria höjden var begränsad (under viadukter) och en för övriga delsträckor. Den första sektionen utfördes som en helbituminös överbyggnad där de befintliga lagren ersattes med tre bitumenbundna lager om sammanlagt 300 mm direkt på terrassytan (se figur 11). I detta fall hade alla cementbundna lager avlägsnats för att den nya konstruktionen, ett 75 mm tjockt bitumenbundet bärlager, ett 150 mm tjockt undre bindlager och ett 75 mm tjockt övre bindlager, inte skulle ta allt för mycket av det befintliga utrymmet mellan körbanan och konstbyggnader i anspråk. Övriga vägsträckor utfördes som en förstärkningsåtgärd som utgjordes av ett undre bindlager om 125 mm och ett övre bindlager om 75 mm. Förstärkningssträckorna ansågs kunna erbjuda tillräcklig styvhet för att inte behöva ett utmattningsresistent bitumenbundet bärlager. Dock applicerades ett armeringsnät direkt på den krossade betongens avjämnade yta för att minska påkänningarna från eventuella rörelser. På hela vägens överyta utfördes utöver nämnda materiallager ett 25 mm tunt öppen-graderat friktionslager (”Open Graded Friction Course”, OGFC).



Figur 11. Typsektioner för I-710 (efter St. Martin et al, 2001).

Dimensioneringen av väggroppen och ingående materiallager baserades på SHRPs utvärderingsteknik för asfaltmassor samt erfarenheter från accelererad provning med HVS (St. Martin et al, 2001). Påkänningarna i underkant bitumenbundna lager och överyta undergrund för fulldjupkonstruktionen beräknades med ett analytiskt multilagerprogram. Fulldjupskonstruktionen dimensionerades så att maximal töjning i underkant bitumenbundna lager och terrassyta uppgick till 70×10^{-6} m/m respektive 200×10^{-6} m/m under en 80 kN axel. Förstärkningskonstruktionen dimensionerades med finita elementmetoden (hur och vilka indata som användes i analysen framgår dock inte av insamlad litteratur). Av de 300 mm bundna materialen på förstärkningssträckorna utgjordes det understa 75 mm tjocka lagret av ett utmattningsresistent bitumenbundet bärlager. Utmattningsresistens hos bärlagret utformades som funktionskrav (se tabell 2) och karakteriserades med SHRPs fyrapunktsböjstrustning. Utmattningsresistensen bedömdes kunna höjas med i storleksordningen 10 ggr genom att bindemedelshalten ökades till 5,7 procent jämfört med normala 5,2 procent (Harvey et al, 1997). För att inte kompromissa bärigheten hos konstruktionen utfördes både bärlager så väl som bindlager av relativt styva massor. Resistens mot spårbildning i bitumenbundna lager beaktades genom högt ställda funktionskrav rörande skjuvtöjning (se tabell 2).

Tabell 2. Funktionella krav på bitumenbundna lager.

Parameter		Testmetod	Funktionella krav
Deformation	Bindlager	Skjuvprovning	> 660 000 cykler
	Bärlager	Skjuvprovning	> 132 000 cykler
Utmattning	Bindlager	4-punktsböjning	> 7 000 000 cykler vid 300×10^{-6} m/m > 60 000 000 cykler vid 150×10^{-6} m/m
	Bärlager	4-punktsböjning	> 300 000 cykler vid 300×10^{-6} m/m > 15 000 000 cykler vid 150×10^{-6} m/m

Asfaltlagret ovanpå bärlagret (125 och 150 mm tjockt för helbitumen- respektive förstärkningssträckor) producerades med en och samma kornstorleksgradering och bindemedelskvalitet som för det bitumenbundna bärlagret, dock endast med en och samma bindemedelshalt: 4,7 procent. Bindemedlet i bärlagret och undre bindlager valdes relativt styvt för att motverka permanenta deformationer. Det övre 75 mm tjocka bindlagret tillverkades med polymermodifierat bindemedel för att bli extra styvt och därmed ytterligare motverka spårbildning.

För att väggroppen skulle bli bra lades stor vikt vid kontroll av både material och utförande. Bland annat var entreprenören tvungen att redovisa skjuv- och utmattningsresultat för bitumenbundna mate-

rial. Dessutom ställdes krav på massornas respektive hålrums halt (6 procent för alla lager förutom 3 procent för det utmattningsresistenta bärlagret i fulldjupskonstruktionen) och vid vilken beläggningstemperatur ett nytt lager kunde läggas. Utöver materialrelaterade krav fanns även krav på tider när utförandet fick äga rum.

3 C/B-ANALYS FÖR LLP

I samband med ELLPAGs arbete (se avsnitt 1) utfördes en undersökning rörande existerande C/B-modeller och huruvida dessa skulle kunna användas för utvärdering av LLP. Resultaten från undersökningen indikerade dock att inget land idag praktiserar någon modell där alla väsentliga parameter ingår. I Storbritannien verkar dock arbetet med att ta fram en generell värderingsmodell kommit längst och landet är det enda där vägmyndigheten i dag genomför C/B-analys för LLP. Av denna anledning beaktas främst den brittiska vägmyndighetens C/B-modell i detta avsnitt.

Nytan av att konstruera nya LLP i stället för traditionella vägar har vid en utredning i Storbritannien uppskattats till ca 120 miljoner € under en 10-årsperiod. Denna siffra baseras på nybyggnationer av fem motorvägar och 66 större vägar ("All Purpose Trunk Roads"). Utöver detta har analyser med nätverksmodeller indikerat att ännu större besparingar kan göras vid uppgraderingar av det befintliga vägnätets vägar till LLP, en slutsats som baseras på antagandet att framtida underhåll endast består i periodiska slitlagerbyten och inte som idag av mer omfattande underhållsåtgärder. De besparingar som indikerades i den brittiska utredningen innebar en ungefärlig besparing på hela 10 procent av den totala utgiftsposten för det drygt 1000 mil långa vägnätet. Det bör dock framhållas att undersökningen inte omfattade några miljörelaterade konsekvenser med en LLP-strategi, varför eventuella ytterligare fördelar inom även detta område inte kan uteslutas.

För närvarande håller en speciell OECD-grupp, IM3 "Economic Evaluation of Long-Life Pavements" på att utveckla en C/B-modell för LLP, kallad PASI ("Project Analysis System International"). PASI har framtagits för att värdera infrastruktur och dess livscykelkostnader, främst vad gäller olika slitlager, i olika miljöer och länder. Modellen bör dock i framtiden kunna vidareutvecklas för att beakta även underliggande lager (FEHRL, 2004; OECD, 2005).

I avsnitten 3.1-3.5 redovisas tankegångar och modeller som florerat främst i Europa. De kostnader som ansågs nödvändiga av ELLPAG (FEHRL, 2004) rubricerades som byggkostnader, nyttjanderelaterade värdeminskningar, väghållarkostnader, förseningskostnader, olyckskostnader och miljökostnader (jämför appendix C). Av dessa kostnader bedömdes själva byggkostnaderna vara de enklaste att uppskatta medan andra ansågs notoriskt svåra att återge i monetära enheter, t.ex. miljökostnader.

3.1 NYTTJANDERELATERADE VÄRDEMINSKNINGAR

Under vägens sammantagna livslängd kommer den successivt att brytas ned av klimat- och trafiklast vilket minskar dess värde. Väl avvägda och frekventa underhållsåtgärder reducerar värdeminskningen till fördel för både väghållare och användare. I ELLPAGs studie (FEHRL, 2004) redovisas endast mycket lite data rörande kostnader för vägars nedbrytning. Detta är sannolikt en följd av att dagens PM-system inte kontinuerligt beaktar kvarstående värde. I studien beskrivs dock hur en värderingsmetodik bör gå till på projektnivå, bl.a. hur kostnader för nedbrytning och nytta av underhållsåtgärder bör värderas. Vid värderingen bör klassificeringen utgå ifrån att vägkroppens olika lager behandlas oberoende av varandra. Denna klassificeringsmetod möjliggör en relativt detaljerad uppdelning av underhållskostnader. Undergrunden anses inte nödvändig i modellen men övriga lager bör bedömas med hänsyn till nedbrytningsmekanismer som spår- och sprickbildning samt bärighet. Det sammanlagda värdet erhålls därefter genom att alla kostnader adderas för vägkroppens olika lager. Eftersom nedbrytningen av en LLP endast antas ske i beläggningsytan bör värdeminskningen i princip endast motsvara kostnaden för att återställa slitlagret till ursprungligt skick, justerat för andelen konsumerad livslängd.

3.2 ANVÄNDARKOSTNADER

I princip bör användarkostnader definieras som alla differentialkostnader, d.v.s. kostnadsskillnader mellan olika vägalternativ, som uppstår för motorburna användare. I detta fall bör användarkostnaderna, enligt USAs transportdepartement (FHWA, 1998), bestå av driftkostnader för fordon, förseningskostnader och olyckskostnader. Kostnaderna kan klassificeras både för normalt användande och i samband med vägarbeten (bygg-, drift- och underhållrelaterad verksamhet). Användarkostnader begränsas dock i ELLPAGs rekommendationer för LLP till att omfatta kostnader som uppstår till följd

av ökade förseningar och olyckor i samband med drift- och underhållsarbeten. Denna avgränsning beror sannolikt på att man ofta anser att försenings- och olyckskostnader inte skiljer sig åt för olika konstruktioner vid normal användning. På samma sätt anses inte användarnas driftkostnader påverkas av olika konstruktioner under förutsättning att funktionen är relativt hög. Det är endast under långt skriden nedbrytning som vägstandarden anses ge upphov till påvisbara driftkostnader i form av bl.a. fordonsslitage och bränsleförbrukning (FHWA, 1998).

För att kunna analysera inverkan av vägarbeten på användarkostnader bör arbetsinsatsernas och objektets karakteristika vara kända för varje utförandealternativ. Analysen kräver därmed att man kan redogöra för respektive konstruktions underhållsbehov vad gäller antalet insatser, deras tidpunkter och omfattning. Dessutom bör arbetsplatsens förutsättningar som längd, antal tillgängliga körfält, tidpunkter för avstängning kunna anges.

3.2.1 Förseningskostnader

Beräkningar av förseningskostnader baseras normalt på jämförelser av vägars historiska trafikflöden och tillgängliga kapaciteter. Det finns i litteraturen ett flertal modeller som specifikt beaktar förseningsrelaterade användarkostnader, bl.a. franska programmet ECCU, brittiska QUADRO ("QUEUES And Delays at ROadworks") och amerikanska Quickzone. I princip går modellerna ut på att skatta körlängder från aktuella trafikflöden och tillgängliga kapaciteter. Vad som skiljer de olika modellerna åt är i princip vilka faktorer som beaktas och hur deras kostnader värderas. Den största begränsningen hos dagens trafikflödesmodeller är att de negligerar, eller åtminstone undervärderar, känsligheten hos trafikflödet. Exempelvis innebär endast en liten trafikökning, nära vägens kapacitetsgräns, ofta betydande köbildningar och förseningar. När passerandekapaciteten minskar så att köer uppstår stiger normalt kostnaderna drastiskt. Olika fordonstyper påverkas olika och normalt indelas fordon i tre huvudkategorier; passagerarfordon, lastbilar och lastbilar med släp. Enligt (FHWA, 1998) uppgår tidskostnaderna för lastbil med släp till ungefär dubbelt så mycket som passagerarfordon (21-24 \$ respektive 10-13 \$). Lastbilar utan släp bedöms ligga mellan dessa två. Det är viktigt att komma ihåg att kommersiella transportfordon betingar högre förseningskostnader. Fordonsskador som uppstår i samband med underhållsverksamhet anses mycket svåra att uppskatta p.g.a. brist på tillförlitlig statistik. I fall då olyckskostnader inkluderas utgörs dessa oftast av "default-värden" (FHWA, 1998).

En annan begränsning ur ett livscykelperspektiv är att användarnas förseningskostnader sällan omfattar sekundära effekter i form av ökad bränsleförbrukning, miljörelaterade effekter eller fordonsspecifikt slitage. Av uppenbara skäl finns det alltså en mängd olika uppfattningar om hur modeller och kostnader för förseningar bör behandlas och prissättas. Kostnader kan erhållas från alltifrån enkätundersökningar, där trafikanters åsikter undersöks, till att jämföra betalningsviljan mellan avgiftsfria och tullbelagda vägar (Mattsson, 1988). Danmark utvärderar förseningskostnader med en modell kallad BELMAN medan Grekland utnyttjar HDM-4. I Holland används en två-stegsmodell där vägarbeten medför trafikförseningar och i ett ytterligare steg kostnader. Kostnaderna har i detta fall specificerats till €13,5 per timme och resenär. Liknande modeller finns även i USA. Även om fordonsunderhållskostnader sannolikt varierar för olika konstruktionsstrategier finns i dagsläget alltför begränsad forskning på detta område för att det skall kunna ingå i analyser (FHWA, 1998).

3.2.2 Olyckskostnader

I likhet med förseningskostnader finns det olika sätt i världen att uppskatta olyckskostnader i samband med vägarbeten, bl.a. produktionsbortfallsmetoden, med eller utan humanvärdeskomplettering, och betalningsvilja för sänkt dödsrisk (Mattsson, 1988). I Holland används exempelvis en två-stegsmodell där vägarbeten medför trafikolyckor vilka i nästa steg resulterar i kostnader. Kostnaderna har i detta fall specificerats till €1,3 miljoner per dödad och €178 000 per svårt skadad. En mängd andra exempel förekommer i litteraturen där olyckskostnader för omkomna respektive skadade specificerats. Svenska Vägverket har sedan 1960-talet använt ett explicit värde för varje olycka, vilken består av materiella kostnader och ett riskvärde (Sika, 1999). De materiella kostnaderna som indelas i sjukvårdskostnader, kostnader för nettoproduktionsbortfall, egendomsskadekostnader och administrationskostnader, är relativt okontroversiella eftersom de kan uppskattas från marknadspriser. Det riskvärde som för närvarande används är beräknat utifrån den s.k. Contingent Valuation-metoden, vilken bygger på intervjurespondenters betalningsvilja för riskförändring. Även om det finns sätt att generellt beakta olycksrisker och därav uppkomna kostnader så finns inte motsvarande uppgifter för olyckor i samband med vägar-

beten. För närvarande anses dock många länder tillämpa så strikta krav för säkerhet i samband med vägarbeten att olyckskostnaderna i sig inte anses vara de primära, utan snarare kostnaderna för att upprätthålla en hög säkerhetsnivå (FEHRL, 2004).

3.3 MILJÖKOSTNADER

Vid C/B-analys bör man i princip även gå till botten med miljökostnader, särskilt återvinning av vägbyggnadsmaterial, utsläpp till följd av förändrade bränsleförbrukning och buller till följd av vägarbeten (FEHRL, 2004). Nya vägar eller ökad trafik på befintliga vägar orsakar en ökad bullernivå. Buller anses generellt vara en s.k. kollektiv negativ nytthet för vilket det inte finns något enkelt näbart marknadspris. För buller har man därför infört olika indirekta metoder, baserade på närliggande komplement för att uppskatta samhällets kostnader. Ett vanligt sätt är att utgå ifrån etablerade s.k. ”isobullerkurvor”, d.v.s. dela in områden efter bullernivå. Ett annat sätt är att använda någon form av index där t.ex. bullernivå och tidpunkter för när det bullrar beaktas. Kostnadsuppskattningar för buller är dock förknippade med väsentliga problem, bl.a. svårigheter att finna jämförbara objekt, men har framgångsrikt kunnat användas för betydande buller från flygtrafik (Mattsson, 1988). Kostnader för buller kan ibland uppskattas från försäljningspriser på bostäder. I Storbritannien ingår för närvarande varken kostnader för buller eller trafikutsläpp i C/B-analysen för LLP. I vissa länder bl.a. Holland, påförs bil- och lastbilstrafik i städer respektive landsbygd särskilda buller- och utsläppskostnader. Det anses dock svårt att utveckla en generell modell som kan beakta gradvisa skillnader i dessa miljöfaktorer, varför en accepterad metod för beaktande av miljökostnader sannolikt inte att vara i bruk under en snar framtid. Även om de faktorer som krävs för att beskriva dessa icke-monetära miljökostnader är enkla att beskriva pågår för närvarande omfattande forskningsinsatser. Just miljörelaterade faktorer är för närvarande ett hett område inom EU. Detta märks inte minst av de olika damm- (bl.a. PM10) och bullerprojekt (bl.a. Q-city) som initierats inom EU under de senaste åren.

3.4 VÄGHÅLLARKOSTNADER

Kostnaden för investeringen utgörs i princip av entreprenadsumman, marklösen, beställarens projekteringskostnader och kontrollkostnader. Vid stora projekt som sträcker sig över en längre tid bör delbetalningar nuvärdesberäknas vilket innebär att eventuella räntekostnader tillkommer. Till väghållarkostnader räknas i allmänhet även direkta kostnader för drift- och underhållsverksamhet samt indirekta kostnader för deras administration. Av de kostnader som är förknippade med en väg under dess dimensionerande livslängd är det förmodligen själva byggkostnaden som är enklast att uppskatta.

3.4.1 *Investeringskostnader*

Ofta antas det att en LLP resulterar i en kraftigare konstruktion varför investeringskostnaderna blir högre jämfört med en traditionell konstruktion. I Storbritannien har det dock framhållits att investeringskostnaderna inte nödvändigtvis behöver bli högre för en LLP. Denna slutsats baseras på det faktum att en LLP faktiskt kan konstrueras tunnare än traditionella konstruktioner under förutsättningen att bättre material kan användas.

3.4.2 *Underhållskostnader*

Vid jämförelse av olika vägkonstruktioner bör stor vikt läggas på att utvärdera alternativens tekniska livslängder och framtida underhållskostnader. Kapaciteten för drift- och underhållsåtgärder bör anges utifrån dagens teknik och kunskap. Man bör m.a.o. inte utgå ifrån att rationaliseringar och ny teknik kommer att påverka framtida kostnader. Exempelvis skall man inte utgå ifrån att prisnivåerna rörande betong- eller asfalt i framtiden avsevärt kommer att förändras. Kostnader för rutinunderhåll och drift är sällsynta men anses ofta i detta sammanhang vara så små att de kan negligeras (skillnaderna mellan olika konstruktionstyper försvinner vid diskonteringen) (FHWA, 1998). Enligt Vägverket (1997) så kan bl.a. kostnaderna för fordonsslitage, ökad olycksrisk, större omgivningspåverkan idag inte påvisas mellan flexibel och styv överbyggnad och skillnaderna utgörs av endast underhållsåtgärder.

I fall när livslängder bedöms skilja sig åt för olika alternativ bör någon form av restvärdesbedömning genomföras. Som så många andra kostnader, så finns idag ingen tillförlitlig metod att uppskatta restvärdet, varför detta oftast sätts till noll (Vägverket, 1997).

En effekt av att vägar utförs i enlighet med LLP-konceptet är att underhållskostnaderna sannolikt blir väsentligt lägre jämfört med traditionella vägar. De flesta aktörer som ingick i ELLPAGs undersökning (FEHRL, 2004) svarade att man ansåg att specifika management-kostnader för drift och underhåll sannolikt inte kommer att minska jämfört med motsvarande verksamhet för traditionella vägar. Dock ansåg man att antalet nödvändiga aktiviteter sannolikt kan reduceras då omfattningen av drift- och underhållsåtaganden troligtvis minskar.

4 FORTSATT FORSKNING RÖRANDE LLP

Som indikerats i avsnitt 1-3 är konceptet LLP fragmenterat och endast löst sammanhållet eftersom definition, dimensionerings- och utförandekrav ofta varierar avsevärt mellan olika forskare. Nedan återges några av de mest angelägna forskningsområdena för LLP enligt ELLPAG (FEHRL, 2004).

4.1 DIMENSIONERING

Bland de frågor som anses mest angelägna att lösa i framtiden är hur LLP bör dimensioneras. I samband med ELLPAGs utredning rörande LLP gavs medlemsorganisationerna tillfälle att ge sina synpunkter på den framtida utvecklingsinriktningen för LLP. De dimensioneringsmetodsalternativ som medlemmarna kunde rösta om var:

- extrapolera befintliga dimensioneringsmetoder så att LLP byggs med tjockare materiallager
- definiera tröskelvärden så att strukturell nedbrytning inte uppstår
- använda bättre material och/eller dimensioneringsmodeller för att undvika strukturell nedbrytning

Bidragsslämnarna till ELLPAGs undersökning ansåg med bred majoritet att framtidens LLP bör baseras på alternativ tre, d.v.s. förbättrade dimensionerings- och konstruktionsmetoder samt materialval. Slutsatsen från omröstningen indikerar att enbart extrapoleringar av dagens dimensioneringsmetoder, t.ex. ATB VÄG, inte rekommenderas.

Som indikerades i avsnitt 1.2.2 praktiseras vid dimensionering av LLP i vissa sammanhang någon form av tröskelvärde för nedbrytning. Huruvida ett sådant tröskelvärde verkligen existerar och vilken nivå som i sådant fall gäller återstår att undersöka. En dimensioneringsmetod bör dock enligt ELLPA-heller inte baseras enbart på s.k. tröskelvärden för nedbrytning. I stället bör framtida insatser inom LLP-konceptet främst riktas mot att ta fram nya dimensioneringsmetoder och upphandlingsformer där alternativa material uppmuntras. Dagens metoder diskriminerar både alternativa material och utförandemetoder men uppvisar dessutom i vissa avseenden allvarliga brister. Exempelvis kan dagens utmattningsmetoder anses alltför bristfälliga vad gäller beaktande av relevanta faktorer eftersom komplexa spänningssituationer, temperaturer, belastningshastigheter, healing och åldring inte beaktas.

För att LLP effektivt skall kunna produceras krävs även nya metoder för att upptäcka strukturell nedbrytning. Det krävs även nya metoder för att identifiera och bedöma möjligheten att uppgradera befintliga vägar till LLP. Exempelvis behövs nya metoder för att avgöra hur omfattande nedbrytning som kan tillåtas för att uppgradering inte bör komma ifråga. Idag finns nämligen inga kvalitetskontrollprocedurer och toleranser i något land.

Det råder stor osäkerhet i många länder om hur materialegenskaper skall beaktas vid dimensionering. Exempelvis använder endast vissa länder dimensioneringsmodeller där högpresterande material, t.ex. polymermodifierade asfalt, kan beaktas. En annan brist vid dimensioneringen är hur materialegenskaperna förändras över tiden, t.ex. åldring och healing. Exempelvis anses inverkan av åldring och healing ha särskilt stor betydelse för utmattning. Det anses därför av stor betydelse för dimensionering av LLP att materiallagrens beständighet kan garanteras.

4.2 FUNKTIONELLA EGENSKAPER OCH PROVNING

Ett område som under många år uppmärksammas är hur vägens funktion kan uttryckas i funktionella termer som sedan kan indikeras genom relativt enkla fält- eller laboratorieförsök. Även på detta område saknas riktlinjer och rekommendationer för LLP-konstruktioner.

Accelererad provning, t.ex. HVS, har använts i ytterst liten omfattning för att prediktera livslängden för LLP. Detta beror på att accelererad provning inte bedömts kunna reproducera tillräckligt verklighetstroga provningsbetingelser. Idag utförs HVS-provning endast på relativt klena vägkonstruktioner (t.ex. Wiman, 2001; Pihlajamäki & Sikiö, 2001; Ingason et al, 2002), varför provningserfarenheter och rutiner för LLP behöver etableras. ELLPAG (FEHRL, 2004) konstaterar dock att accelererad provning kan erbjuda en värdefull länk mellan laboratorieförsök och uppträdande i fält, t.ex. rörande olika bärlagermaterials utmattningsresistans.

4.3 LIVSCYKELKOSTNADSANALYS

Byggandet av en LLP kan medföra en högre investeringskostnad jämfört med en traditionell konstruktion. Målet med LLP är att reducera livscykelkostnaderna genom att drift- och underhållskostnaderna understiger motsvarande poster hos traditionella vägar. För att LLP skall kunna motiveras ur ekonomisk synvinkel krävs därför ett etablerat verktyg för livscykelkostnadsanalys. Eftersom det idag inte finns en accepterad modell för sådana kostnadsberäkningar är det av största vikt att en sådan utvecklas.

5 REKOMMENDATIONER FÖR SVENSK LLP

I avsnitt 5.1-5.4 ges några rekommendationer för hur LLP-konceptet skulle kunna appliceras i Sverige. Rekommendationen bygger på en provssträcka utförd i samband med ett vägbygge. Det bör betonas att det kan vara vanskligt att jämföra olika vägkonstruktioners uppbyggnad och prestanda mellan olika länder, eftersom det ofta finns stora skillnader vad gäller dimensioneringsmetoder, provningsutrustningar, trafikbelastning och tillgängliga material. Jämfört med exempelvis amerikanska massor är svenska slitlager ofta proportionerade med relativt låg hålrums halt (3 procent). Å andra sidan utförs normalt svenska bärlagermassor med relativt hög hålrums halt (6 procent). I Sverige anses det även finnas sällsynt god tillgång på högkvalitativt stenmaterial, varför relativt tjocka obundna lager inte bör uteslutas även för LLP-konstruktioner. Det är därför författarens uppfattning att utgångspunkten för ett LLP-koncept bör fokusera på svenska förhållanden. I första hand bör en LLP-konstruktion övervägas i samband med en nybyggnation och först i andra hand på ett ombyggnationsobjekt. Vidare bör konceptet primärt appliceras på relativt högtrafikerade vägar (motorvägar) trots att LLP i princip även kan omfatta relativt lågtrafikerade vägar. Den främsta anledningen till denna rekommendation är att relativt lågtrafikerade LLP sannolikt inte kan motiveras för svenska förhållanden utifrån ett livscykelkostnadsperspektiv.

5.1 UPPBYGGNAD OCH KRAV

Vägkonstruktionens uppbyggnad, d.v.s. beläggning, obunden överbyggnad, underbyggnad och eventuell undergrunds förstärkning bör i första hand utgå ifrån väglinjens förutsättningar. I avsnitt 5.1.1 och 5.1.2 ges några rekommendationer för hur bundna och obundna lager bör utformas.

5.1.1 Bitumenbundna lager

Den bitumenbundna delen av överbyggnaden bör bestå av ett trelagerssystem med slit-, bind-, och bärlager, där varje lager bör konstrueras och utföras på ett sådant sätt att deras respektive huvudfunktion uppfylls. Slitlager bör utföras med särskilt högkvalitativt och nötningsresistent material, eventuellt tunnskikt, medan bindlager bör utföras med särskilt hög stabilitet. Bärlager bör åtminstone uppfylla höga krav på utmattningsresistens. I övrigt bör material- och utförandekrav motiveras med utgångspunkt att beläggningen generellt skall vara bättre än en traditionell beläggning enligt ATB VÄG. Asfaltmaterialen bör utvärderas med någon form av funktionell eller reologisk laboratorieprovning. Metoderna för utvärderingen bör i dagsläget bestå av de metoder som redan är etablerade. I framtiden bör dock både provningsmetodik och kravnivåer kontinuerligt övervägas.

I Storbritannien kan i vissa fall upptill 100 mm av den bitumenbundna beläggning utelämnas vid bärighetsberäkningar av LLP, då slitlager inte bör betraktas som permanenta (jämför avsnitt 1.2.2). I Sverige utförs högtrafikerade vägar normalt endast med 40 mm slitlager. Då slitlager normalt inte optimeras för stabilitet kan det ifrågasättas om verkligen tjocka slitlager bör användas. Vad gäller individuella lagertjocklekar för en svensk LLP rekommenderas därför att ett slitlager på 3 ggr maximal nominell stenstorlek väljs. Väsentligt tjockare slitlagertjocklekar skulle kunna leda till instabilitet och plastiska deformationer. Bind- och bärlager bör dock kunna utformas med vilken tjocklek som helst, dock inte så tunna att instabilitet uppstår eller utläggningen försvåras (>3 ggr stenmax). Olika typer av modifieringar, t.ex. polymermodifiering, kan tänkas för i princip alla bitumenbundna lager.

I vissa fall vill man vänta med att utföra slitlagret för att trafikera bär- eller bindlager under åtminstone en säsong. På detta sätt kan slitlagret användas för att justera den initiala spårbildningen (sättningen) och därmed spara ett par års livslängd. Huruvida denna strategi bör användas i samband med LLP beror på hur stor risken bedöms vara att bindlagret skadas vid trafikeringen, då detta lager normalt inte är avsett för trafikering.

För att utförandet skall ske med så hög kvalitet som möjligt bör kritiska utförandemoment, bl.a. i samband med fogar och lastbyten, särskilt bevakas. Detta kan ske med en rad olika utrustningar, t.ex. värmekamera och/eller med s.k. DOR-mätning. Eventuellt kan någon form av certifieringssystem och minsta utbildningsnivå krävas för att personal skall få utföra arbeten relaterade till LLP.

5.1.2 Obundna lager

Väggroppen bör utföras med en successiv övergång från finare till allt grövre material. Direkt under ett bitumenbundet bärlager bör antingen ett IM-lager eller ett obundet bärlager placeras. Under dessa lager bör ett förstärkningslager placeras. Nödvändigheten av olika materiallager och tjockleken på dessa bör bedömas från fall till fall beroende på undergrundsförhållanden och tillgång på linjematerial.

Obundna lager och undergrund bör fortgående kontrolleras med någon form av bärighetsmätning. Detta görs normalt i dag vid nybyggnation varför kraven för en LLP bör överstiga de krav som ställs i ATB VÄG. Exempelvis kan bärighetskontroll utföras med yttäckande packningskontroll (YPK) eller packningsmätning där kraven ställs högre än i ATB VÄG. Eventuellt kan någon form av certifierings-system och minsta utbildningsnivå krävas för att personal skall få utföra arbeten relaterade till LLP.

5.2 DIMENSIONERING

Som indikerades i avsnitt 4 bör framtida insatser inom LLP-konceptet riktas mot att ta fram nya dimensioneringsmetoder där alternativa material uppmuntras. För svenska förhållanden rekommenderas dock att man i ett kortare perspektiv nöjer sig med den befintliga dimensioneringsmetodiken för flexibla vägar (ATB VÄG/PMS Objekt). De kravnivåer som ställs enligt ATB VÄG bör dock modifieras för LLP.

Mekaniska egenskaper för bitumenbundna lager bör uteslutande baseras på uppmätta värden, speciellt om materialen i fråga är s.k. firmabundna. Om detta inte är möjligt bör obundna och bundna lagers mekaniska egenskaper tills vidare utgå ifrån de värden som anges i ATB VÄG. Som nämndes i avsnitt 1.2.2 anses det i Storbritannien krävas med svenska mått mycket tjocka asfaltlager för att konstruera en LLP. I detta fall bör det poängteras att hela överbyggnaden bör beaktas och inte bara asfaltlagren. För svenska förhållanden rekommenderas inga minimikrav på total asfalttjocklek. Beläggningstjockleken bör istället erhållas från den semi-mekanistiska dimensioneringen där bind- och bärlager av adekvata tjocklekar ingår. Vid dimensionering av LLP bör alla bitumenbundna lager förutom slitlagret betraktas som permanenta. Dock anses ytinitierad sprickbildning endast utgöra en sekundär nedbrytningsmekanism eftersom slitlagerbyten i första hand motiveras utifrån spårbildning orsakad i bundna lager.

De kriterier som föreslagits i litteraturen baseras i huvudsak på resultat från laboratorieprovning där en viss töjningsnivå anses representera någon form av tröskelvärde för nedbrytning. Valet av töjningsnivån (t.ex. 50, 60 och 70×10^{-6} m/m för utmattning) beror dock i hög grad på provningsbetingelser bl.a. typ av provningsutrustning, använd belastningsfrekvens och provningstemperatur. Det bör därför betonas att något generellt värde för dragtöjning i underkant beläggning för en riktig väg sannolikt inte finns, då ett sådant värde sannolikt är materialrelaterat, och även om så vore fallet bör fler undersökningar genomföras för att stärka denna hypotes. Därför bör beräkningarna utgå ifrån befintliga dimensioneringskriterier.

5.3 UTVÄRDERING

En kritisk punkt för en svensk LLP är hur den skall utvärderas vad gäller teknisk och ekonomisk prestanda. Den tekniska utvärderingen kan i princip antingen ske med accelererad provning eller genom att ta en del av en väg i anspråk för en provsträcka. Normalt undviker man dock att utföra fältförsök på helt nya material och konstruktioner varför någon form av accelererad provning är att föredra.

5.3.1 Accelererad provning

Accelererad provning har fördelen att resultaten erhålls för relativt realistiska förhållanden och inom en relativt kort tidshorisont. Nackdelen är dock att det kan vara svårt att dra långtgående slutsatser från provningsresultaten. Accelererad provning innebär förmodligen att någon form av nedbrytning måste utvärderas mellan en LLP och en traditionell vägkonstruktion. Detta torde ske genom att belastningen väsentligt ökas jämfört med verklig last och/eller att testkonstruktionerna görs klenare än de verkliga. Erfarenheter från bl.a. Holland har indikerat att relativt kraftiga konstruktioner är mycket svåra att bryta ned med accelererad provning. Problemet med accelererad provning ligger dock främst i motsägelsen att undersöka nedbrytningen hos en LLP då den skall vara konstruerad för att undvika just detta. Dessutom bör olika nedbrytningsmekanismer, åtminstone spårbildning i bundna och obundna lager,

utvärderas mellan en LLP- och en referenskonstruktion. Vilken nedbrytningsmekanism som dominerar styrs därför av nödvändighet på ett onaturligt sätt med provningbetingelserna. Exempelvis medför provning vid hög temperatur sannolikt spårbildning i bitumenbundna lager medan låg temperatur leder till spårbildning i obundna lager. Av ekonomiska orsaker är det dock svårt att beakta mer än endast ett fåtal nedbrytningsmekanismer och typkonstruktioner. Ett annat frågetecken är vilken relevans resultaten får om de endast pekar på att en bättre dimensionerad väg leder till mindre spårbildning vid en given belastning.

Fördelar

- Resultaten erhålls inom en relativt kort tidshorisont
- Relativt enkelt att instrumentera och mäta nedbrytningen

Nackdelar

- Resultat enbart för specifika provningsbetingelser
- Nedbrytningen styrs på ett onaturligt sätt (slankare konstruktioner, ökad belastning och vald provningstemperatur)
- Provningsresultatens relevans osäkra
- Kräver fortfarande fältprovning för att verifiera livslängd i fält

5.3.2 Fullskaleförsök

En provväg, t.ex. en del av en relativt högtrafikerad väg, erbjuder verklig trafik- och miljöbelastning. Dessutom kan det vara förhållandevis enkelt att följa utvecklingen för en provsträcka och närliggande referenssträcka. En ytterligare fördel är att det kan vara relativt enkelt att beräkna och jämföra skillnader mellan olika konstruktionstyper eftersom både anbudspriser och många andra verkliga kostnader kan erhållas direkt från anbudspriser. Nackdelen är förstås att det sannolikt tar mycket lång tid att utvärdera långtidsprestandan. I detta fall måste sannolikt någon form av kontinuerlig uppföljning ske där eventuell nedbrytning mellan referens- och prototypkonstruktion noggrant undersöks.

Fördelar

- Resultaten erhålls för realistiska förhållanden
- Relativt enkelt att kontinuerligt mäta nedbrytningen på ytan
- Strukturellt tillstånd kan mätas med fallvikt

Nackdelar

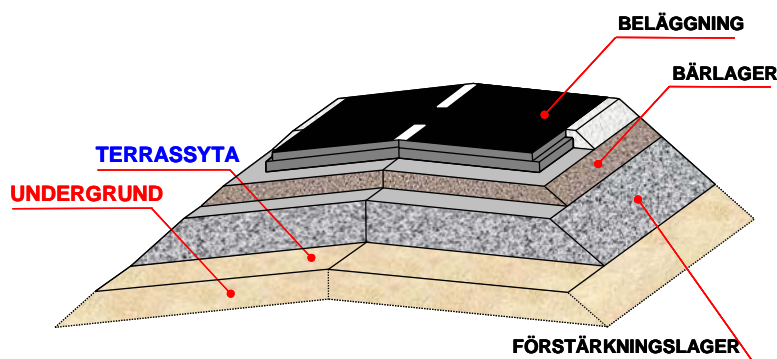
- Lång tid innan slutgiltiga resultat erhålls
- Relativt svårt att instrumentera och mäta nedbrytning längre ned i konstruktionen (deformation i olika materiallager)

APPENDIX A: FLEXIBLA VÄGAR

Med flexibla vägar menas normalt konstruktioner eller anläggningar (dessa termer har i denna skrift använts som synonymer) med överbyggnad av enbart obundna eller obundna och bitumenbundna lager.

VÄGKONSTRUKTIONENS UPPBYGGNAD

En vägkonstruktions tekniska uppbyggnad skall spegla de trafik- och klimatlaster som den under sin livslängd avses utsättas för. Normalt uppförs vägar som lagrade konstruktioner där, i princip, de högkvalitativa materialen placeras så högt upp i konstruktionen som möjligt för att påkänningar från trafik- och klimatrelaterade belastningar skall spridas så effektivt som möjligt till de ofta relativt veika undergrundsmaterialen.



Figur A1. Principiell uppbyggnad av flexibel överbyggnad (vägkropp direkt på undergrund)

Bundna lager

De översta lagren i en flexibel vägs överbyggnad består av bitumenbundna material, eller kort och gott asfalt. Asfalt är ett viskoelastiskt kompositmaterial som i huvudsak består av stenmaterial och bitumen. Asfalts lämplighet som beläggningsmaterial i vägsammanhang beror i hög grad på de olika delmaterialens kvalitet och sammansättning men också på massans tillverkningsprocess. Ballastmaterialet i asfalt bör ha liknande egenskaper som ballast i obundna bärlager och uppvisa goda egenskaper vad gäller stabilitet och nötningsresistens. Bindemedlet i asfalt bör väljas med tanke på aktuella klimatförhållanden och ballastmaterial eftersom de påverkar asfaltens prestanda, bl.a. flexibilitet och hållfasthetsegenskaper. I vissa fall kan beläggningens egenskaper förbättras med olika tillsatsmedel, t.ex. polymerer eller vidhäftningsmedel, vilka bör väljas utifrån kompatibilitet med övriga materialkomponenter. Asfalts mekaniska (reologiska) egenskaper kan beskrivas som starkt temperatur- och belastningshastighetsberoende. Vid hög temperatur och/eller långsam belastningshastighet är asfalt mjukt. Omvänt gäller för snabb belastning och/eller vid låg temperatur. Andra kännetecken för asfalt är att det med tiden åldras (förstyvas och blir sprött), vilket kan påverka resistansen mot sprickbildning. Slitlagrets funktion är att utgöra en jämn och nötningsresistent köryta med god friktion. Slitlagret bör även vara tätt för att vatten inte skall tränga ned i konstruktionen, vilket kan reducera bärigheten hos konstruktionens övriga bundna och obundna lager. Låg hållrumshalt är önskvärd ur även många andra synvinklar, bl.a. för att minimera bindemedelsåldring och öka resistansen mot utmattnings- och plastiska deformationer. Bindlager benämns det lager som ibland placeras mellan bitumenbundet slit- och bärlager. Bindlagrets funktion är främst att höja stabiliteten hos den bundna delen av överbyggnaden men även att minska risken för sprickbildning i slitlagret. Bitumenbundet bärlager utgör normalt det tjockaste av vägöverbyggnadens bitumenbundna lager med uppgift att effektivt sprida påkänningar till vägkroppens obundna lager.

Krav rörande bundna lager kan enligt Vägverkets tekniska beskrivning ATB VÄG, kapitel F, ställas på olika nivåer och beror till stor del på vald upphandlingsform (se appendix B). Kraven kan specificeras antingen på ingående material, sammansättning, utförande och kontroll för standardbeläggningar (avsnitt F4) eller på funktionella egenskaper i allmänhet hos beläggningslager (avsnitt F5) eller vägyta (avsnitt F6). Den första kategorin, krav på sammansättning, betraktar bitumenbundna material och lager som standardprodukter och används främst vid utförandeentreprenader. Kapitel F5 innehåller anvisningar för provning och kravnivåer av funktionella egenskaper hos borrhärnor, bl.a. nötningsresistens (Prall-metoden FAS Metod 471), deformationsresistens (FAS Metod 468), Styvhetsmodul (FAS Metod 454), utmattningsmotstånd (VTI-metoden, Notat 38-95) och lågtemperaturegenskaper (TSRST, VVMB 113). Funktionskrav på färdig vägyta enligt kapitel F6 ställs bl.a. på friktion, tvärfall, jämnhet, stensläpp och sprickor. De metoder som används för vägytemätningar varierar men framgår normalt i aktuellt förfrågningsunderlag.

Obundna lager

Obundna bär- och förstärkningslager består antingen av krossat eller okrossat stenmaterial och utnyttjas för att ge vägkonstruktionen hög bärighet och god spridande förmåga av laster till undergrunden. Direkt under förstärkningslagret (skyddslagret) återfinns normalt vad man kallar terrassyta, vilket antingen innebär underbyggnadens eller undergrundens överyta (den senare typen illustreras i figur A1). Vanligen förädlas materialet för att passa en bestämd funktion, t.ex. som bärlager i en vägöverbyggnad. Ballastmaterial klassas normalt i olika fraktioner, bl.a. genom dess storleksfördelningen, och petrografi.

Bland generella utförandekrav i kapitel E ställs i ATB VÄG även krav på obundna materiallayers packning och styvhet. Vid nybyggnation, förstärkningsåtgärd och breddning ställs bärighetskrav på två nivåer i konstruktionen, där den översta nivån normalt utgörs av obundet bärlager. Den andra nivån utgörs antingen av skyddslager- eller terrassyta ned till 750 mm underkant obundet bärlagers överyta. På förstärkningslager eller terrassyta längre ned i konstruktionen finns dock rekommendationer vad gäller bärighet. Bärigheten kan antingen bestämmas enligt statistisk acceptansk kontroll med VVMB 606 ”Bestämning av egenskaper med statisk plattbelastning” eller enligt VVMB 603 ”Yttäckande packningskontroll”. Kraven vid nybyggnation, förstärkningsåtgärd eller breddning finns återgivna i ATB VÄG.

Med underbyggnad menas den del av vägkonstruktionen som kan ligga mellan terrassyta och undergrund. I underbyggnaden ingår normalt tillförda jord- och bergmassor. Exempelvis används för vägar med hög trafikbelastning ofta principen för bergbank, d.v.s. överbyggnaden placeras på en bergbank med tjocklek av minst 1,0 m.

En flexibel vägs uppbyggnad styrs i hög grad av de specifika förhållanden som råder på plats. Exempelvis kan linjematerialets beskaffenhet och närhet till kross- och asfaltverk påverka valet av material och lageruppbyggnad. I Vägverkets allmänna tekniska beskrivning, ATB VÄG, ges vägledning till dimensionering och val av vissa standardkonstruktioner, bl.a. grusbitumenöverbyggnad, GBÖ, och bergbitumenöverbyggnad, BBÖ. Utöver dessa standardkonstruktioner tillåts även vissa konstruktioner som uppfyller de specifika krav som ställs på en flexibel överbyggnad enligt kapitel C3.

NEDBRYTNINGSMEKANISMER

Då en nybyggd eller åtgärdad väg tas i bruk startar en kontinuerlig nedbrytning av vägkonstruktionen som till slut anses leda till spår och sprickor i vägytan. Nedbrytningen och dess hastighet påverkas, under förutsättning av ett väl genomfört arbete, av en mängd olika trafik-, miljö- och materialrelaterade faktorer.

Spårbildning

Ett vanligt förekommande tecken på en vägs nedbrytning är de deformationer i vägytans längsriktning som uppkommer till följd av trafikbelastningen. Denna s.k. spårbildning påverkar dels bär förmågan hos vägen och risken för sprickbildning och dels risken för olyckor, speciellt vattenplaning. I princip utgörs denna spårbildningen av tre delkomponenter: nötningssslitage, permanenta deformatio-

ner i bundna och obundna material (se figur A2). Vilken kategori som dominerar i det aktuella fallet beror på vägens utformning och uppbyggnad.



Figur A2. Vänster: Nötnings slitage. Mitten: deformationer i bitumenbundna lager orsakad av tung trafik. Höger: deformationer p.g.a. dålig bärighet.

Nötnings slitaget i slitlagrets överyta påverkas främst av antalet personbilar med dubbdäck. Nötnings slitaget är ofta relativt stort direkt efter läggning när bruket, bestående av bindemedel och finmaterial, slits bort. Därefter ökar ofta nötnings slitaget linjärt upp till ett spår djup om ca 10-15 mm. Nötningen kan begränsas genom att slitlagret består av stenrik asfalt, tillverkad med slitstark och relativt stor maximal stenstorlek, t.ex. ABS 16. Under det senaste årtiondet har denna form av spårbildning avsevärt kunnat minskas genom nya regler för dubbdäck och bättre stenmaterial i belägningarna (Öberg, 2001).

Permanent deformationer i bitumenbundna lager orsakas främst av antalet, hastigheten och vikten hos den tunga trafiken men också belägningens temperatur. Under varma somrardagar kan instabila bitumenbundna lager uppvisa stora deformationer, speciellt om trafiken är tung och hastigheten låg.

Permanent deformationer i de obundna lager påverkas främst av antalet, hastigheten och vikten hos de tunga fordonen men också av klimatrelaterade faktorer som fukthalt. Deformationsbenägenheten hos obundna material påverkas även i hög grad av hur packningen av undergrunden utförts. Hög relativ packning ger en styv terrass och därmed mindre plastiska deformationer (Johansson, 2001). Studier i USA och Danmark har indikerat att upptill 40-60 % av den totala permanenta deformationen på vägytan kan härröra från deformationer i undergrunden (Odermatt, 2000). Efter en initial efterpackning i bundna och obundna lager retarderar ofta spårbildningshastigheten med antalet passerande fordon.

Den vanligaste klimatrelaterade parametern för vägars uppbyggnad är tjäle, vilken utöver i Sverige även beaktas i bl.a. Österrike, Belgien, Frankrike, Ungern, Holland, Polen och Storbritannien. Tjäle och efterföljande tjällossning kan påverka vägens jämnhet och bärförmåga radikalt om överbyggnaden har otillräcklig tjocklek.

Sprickbildning

Det senaste årtiondets radikalt minskade nötningsproblem har medfört att slitlager ofta utförts som tunna ytskikt, något som inneburit att vägarnas strukturella bärighet ofta inte klarat av den kontinuerligt ökande trafikbelastningen. Idag och i framtiden bedöms därför istället vägarnas strukturella styrka vara avgörande för när underhållsåtgärder skall vidtas. Exempelvis uppträder sprickbildning redan efter ca 10 år, d.v.s. efter endast halva dimensioneringstiden (Öberg, 2001).

Sprickor beskrivs och benämns normalt efter de processer som anses orsaka dem, t.ex. trafik- och temperaturrelaterade sprickor. Sprickor som initieras i de bundna lagrens undersida till följd av upprepade trafikrelaterade dragtöjningar benämns ofta utmattningssprickor. En annan typ av trafikrelaterade utmattningssprickor är s.k. reflekterande utmattningssprickor, vilka anses uppkomma genom kombinationer av både drag- och skjuvspänningar. Resistensen mot utmattningssprickor hos asfalt påverkas i hög grad av massatyp, bindemedelsinnehåll, bindemedelsreologi och eventuella tillsatser (Lundström, 2004). Ur empirisk synvinkel är det notoriskt svårt att verkligen påvisa förekomsten av utmattningssprickrelaterad nedbrytning. Till skillnad från ytrelaterad sprickbildning kräver utmattningssprickor detektering direkt via borrprover eller indirekt via bärighetsmätningar. Under de senaste åren har traditionell

utmattningsrelaterad sprickbildning allmer börjat ifrågasättas (Thrower, 1979; Goddard & Powell, 1987; Nunn et al, 1997)

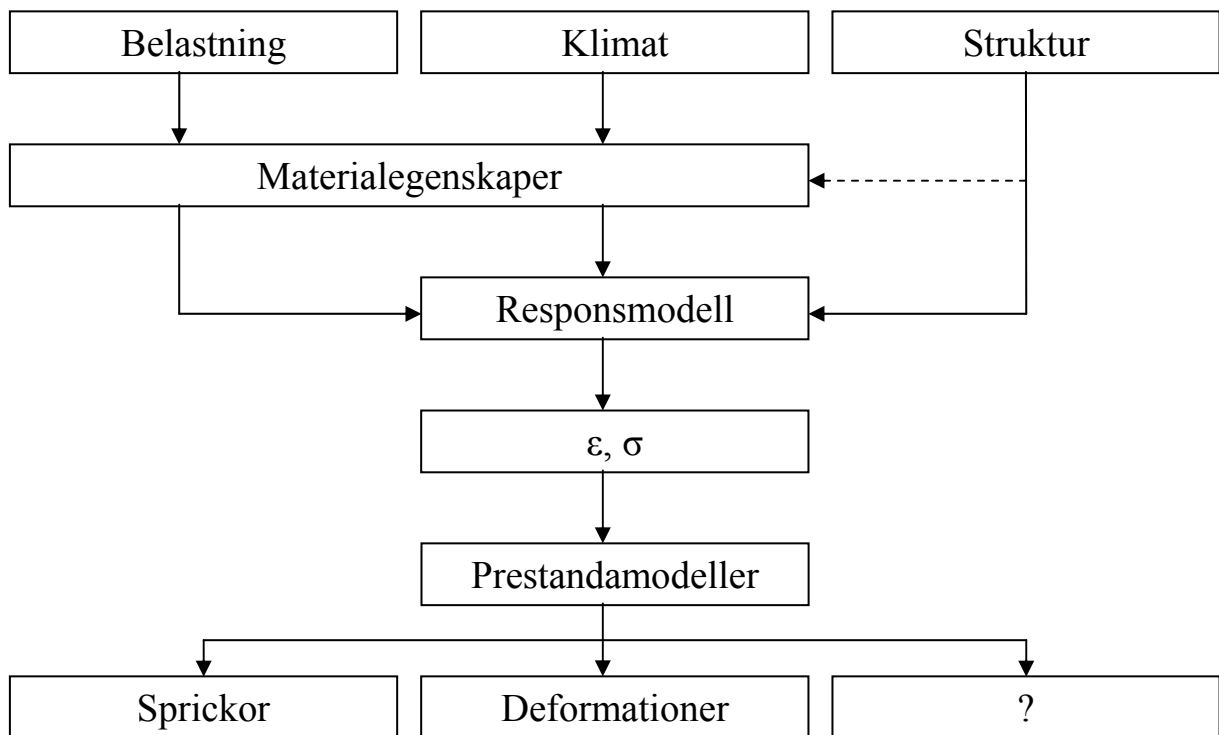
Så kallade lågtemperatursprickor uppstår vid snabba temperaturfluktuationer eller i klimat med extremt låg temperatur och beror på att de bitumenbundna materialen inte hinner relaxera bort dragspänningar i den takt som den temperaturbetingade krympningen kräver. Känsligheten hos en given asfaltmassa mot lågtemperatursprickor beror bl.a. bindemedlets reologi, ursprung, ålder och eventuella tillsatsmedel (Zeng, 1995; Johansson, 1998).

Vilken mekanism som dominerar nedbrytningen hos en given väg beror i hög grad på kvaliteten och tjockleken på vägens olika materiallager. Sprick- och spårbildning i flexibla vägar är med andra ord ett komplext ämne där ett stort antal faktorer inverkar och samverkar på spänningstillstånd och nedbrytning, ett kunskapsområde som är långt från fullständigt utrett. Även om vägkroppens nedbrytning i praktiken är mycket komplex finns accepterade dimensioneringsmetoder att tillgå.

DIMENSIONERING

Dimensioneringsmetoder kan i princip indelas som antingen empiriska eller mekanistiska. Till den förra kategorin hör normalt äldre dimensioneringsmetoder vilka primärt baserades på fältobservationer, exempelvis den s.k. AASHTO-metoden (Huang, 1993). En starkt bidragande orsak till den empiriska dominansen hos dessa metoder är det faktum, som indikerades ovan, att vägar är svåra att analysera som en helhet. Materialegenskaper, miljö- och trafikrelaterade belastningar är var för sig komplexa, men också inbördes beroende, varför omfattande forskning krävs för etablering av tillförlitliga samband mellan påfrestningar och nedbrytningens uppkomst och hastighet. Dock är det mycket svårt att enbart utifrån fältobservationer förstå de komplexa samband som råder mellan olika fysiska mekanismer, t.ex. vägkroppens nedbrytning orsakad av alltför begränsade lagertjocklekar och stora trafikvolymerna. Den mest påtagliga begränsningen hos fältobservationer är att resultaten enbart gäller för objektsspecifika förutsättningar, vilket innebär att det är omöjligt att dra några generella slutsatser. Det är m.a.o. behovet av nya vägmaterial, förstärkningsåtgärder och optimalt resursutnyttjande som driver på utvecklingen mot ett mekanistiskt angreppssätt.

Dagens dimensioneringsmetoder (bl.a. ATB VÄG) bygger på s.k. mekanistisk modellering, vilket innebär större tillit till fundamentala ingenjörsprinciper jämfört med de ovan nämnda empiriska metoderna. Moderna dimensioneringsmodeller baseras antingen på multilagerteori eller på finit elementmetod, där materialens egenskaper normalt idealiseras som linjärt elastiska. Vissa beräkningsprogram kan behandla mer avancerade och realistiska materialegenskaper, t.ex. olinjärt elastiskt eller linjärt viskoelastiskt beteende hos ett eller flera av ingående materiallager. En gemensam nämnare för dagens dimensioneringsmetoder är att den strukturella responsen från trafikbelastningen är helt separerad från vägkroppens nedbrytning. Denna separation innebär att den, under vägens livslängd, kontinuerliga nedbrytningen av vägstrukturens bitumenbundna och obundna material inte uppdateras i strukturmodellen. I stället relateras vägkroppens nedbrytning, till fältförhållanden och laboratorieförsök genom s.k. transferfunktioner. En vägs beräknade livslängd erhålls ofta genom laboratorieförsök, vilka förutsätts representera fältförhållanden via s.k. skiftfaktorer. Exempelvis utförs utmattningsprovning genom att asfaltprovkroppar utsätts för cyklisk belastning (last- eller deformationsstyrd) vid olika belastningsamplituder. Normalt utförs denna provning endast under en given temperatur och belastningsfrekvens trots att materialen i fråga uppvisar betydande viskoelastiskt beteende. Provningsresultaten relateras därefter till, de enligt strukturmodellen, framräknade maximala påkänningarna. Detta sätt att modellera nedbrytning är dimensioneringsmetodens klart mest empiriska del, varför metoden ofta benämns semi-mekanistisk. De semi-mekanistiska metoderna erbjuder i och för sig många fördelar framför de äldre erfarenhetsmetoderna men uppvisar ändå ett antal begränsningar. Bland de allvarligaste begränsningarna är svårigheter att realistiskt beskriva materialens successiva nedbrytning exempelvis som funktion av belastningshastighet och temperatur.



Figur A3. Principskiss över semi-mekanistisk dimensioneringsmetodik.

En tredje grupp av dimensioneringsmetoder har etablerats i takt med utvecklingen av allt effektivare datorer och analysmetoder. Dessa metoder bygger på s.k. helmekanistiska modeller (t.ex. finita elementmetoden) och kan lösa komplexa problem genom att materialens konstitutiva (fundamentala material-) egenskaper direkt behandlas i strukturmodellen. Detta innebär att ett materials nedbrytning till följd av upprepade belastningar, kan beräknas och att denna, i sin tur, återspeglas och kontinuerligt uppdateras i strukturmodellen. Dessa helt mekanistiska beräkningsmetoder innebär sannolikt även att komplex inverkan av temperatur- och trafikbelastning effektivare kan modelleras. En förutsättning för att helt mekanistiska beräkningsmetoder skall kunna utvecklas för vägdimensionering är dock tillgång på realistiska respons- och materialmodeller. Praktisk tillämpning av numeriska dimensioneringsmetoder ligger sannolikt relativt långt fram i tiden.

Grundläggande antaganden

Den semi-mekanistiska modell som ligger till grund för dimensioneringen i svenska ATB VÄG bygger på s.k. multilagerteori där olika bundna och obundna materialallagers tjocklekar och mekaniska egenskaper beaktas. Varje delmaterial förutsätts vara linjärt elastiskt med en karakteristisk styvhet (elasticitetsmodul eller "E-modul") och antas tillsammans med övriga materiallager bidra till vägstrukturens bärförmåga. Alla material förutsätts homogena, isotropa och viktlösa (egenvikten försummas). I modellen sätts Poissons tal alltid till 0,35 och konstruktionen betraktas som oändligt utbredd i horisontalplanet. Vid beräkningen, av i väggroppen resulterande töjningar, ansätts ett styvt skikt med oändlig tjocklek på tre meters djup under vägytan. Inverkan av klimatrelaterade processer, som temperatur- och fukthaltsförändringar i väggroppen, beaktas genom att landet indelas i fem olika klimatzoner med olika karakteristiska temperaturer och årstider. En annan väsentlig förenkling jämfört med verkligheten är att alla laster betraktas som statiska trots att de flesta ingående materialen uppvisar betydande tidsberoende egenskaper (styvheten är avhängig belastningshastigheten).

Mekaniska egenskaper

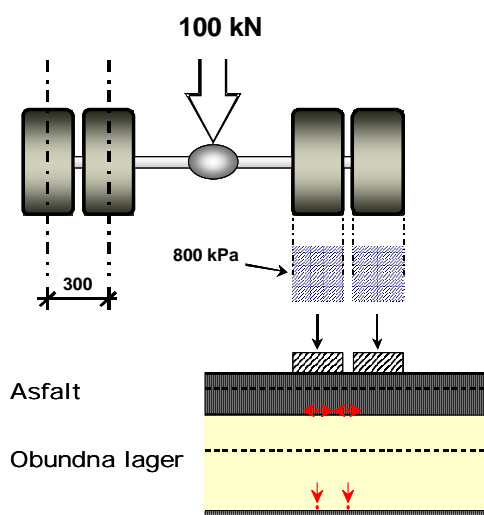
För att dimensionering i enlighet med ATB VÄG skall kunna utföras krävs god kännedom om ingående materials mekaniska egenskaper. I ATB VÄG återges schablonvärden för vissa undergrundsmaterial, bitumenbundna och obundna material. Dock är det i princip endast de bitumenbundna materials värden som verkligen erhållits som provningsresultat. Obundna och undergrundsmaterials värden har

mer eller mindre gissats. I dagsläget är det oklart huruvida uppmätta moduler för material, andra än bitumenbundna, verkligen kan användas vid dimensionering.

I ATB VÄG beaktas klimatrelaterade processer, som temperatur- och fukthaltsförändringar i väggropen, med en kvasi-statisk metodik, vilken innebär att landet indelas i fem olika klimatzoner (1-5), var och en med karakteristiska årstider och temperaturer.

Ansatta trafiklaster

En av de viktigaste orsakerna till nedbrytningen är den under livslängden påförda trafikmängden. Då trafiklasten i realiteten består av en mängd olika fordon som var och en ger upphov till individuella påkänningar är någon form av systematisering nödvändig. I ATB VÄG idealiseras trafiklasten i form av en fiktiv axel (se figur A4) med parmonterade hjul med 100 kN axellast jämnt fördelad mellan de fyra hjulen. Varje hjul föreskrivs en cirkulär kontaktyta mellan däck och väg, vilken belastas med ett konstant tryck på 800 kPa. Centrumavståndet mellan varje hjul i respektive hjulpar är 300 mm.



Figur A4. Standardaxel och de huvudsakliga dimensionskriterierna enligt ATB VÄG.

Årsdygnstrafiken, ÅDT, är det mått med vilket trafikflödet per dygn för ett visst år och vägavsnitt redovisas. ÅDT anges i sorten fordon per dygn och finns normalt uppskattat/bestämt i förfrågningsunderlag. ÅDT kan redovisas olika, bl.a. ÅDT_{tot}, vilket avser vägens totala trafikflöde i båda riktningarna. Ofta specificeras enskilda körfälts årsdygnstrafik, ÅDT_K och motsvarande antal fordon med bruttovikt överstigande 3,5 ton, ÅDT_{K, tung}. Storleken på den slutliga dimensionerande trafikbelastningen N_{ekv} för ett givet vägavsnitt beräknas enligt ATB VÄG med ekvation A1 och uttrycks vanligen i MSA_{100} (miljoner 100 kN standardaxlar).

$$N_{ekv} = \dot{A}DT_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B \cdot \sum_{j=1}^n \left(1 + \frac{k}{100}\right)^j \quad (A1)$$

där A är andelen tunga fordon (%), B är antalet ekvivalenta standardaxlar per tungt fordon (normalt 1,3), avsedd dimensioneringsperiod (år) och k är uppskattad trafikförändring per år (%).

Beaktade nedbrytningsmekanismer

Dimensioneringsmodellen i ATB VÄG är förhållandevis enkel och beaktar i princip endast nedbrytningsmekanismer: *permanenta deformationer i undergrunden* och *utmattningsrelaterad sprickbildning som initieras i underkant beläggning*. Flexibla vägar dimensioneras normalt så att det understa

bitumenbundna lagret klarar trafikmängden N_{ekv} under dimensioneringstiden medan terrassytan skall klara minst dubbla den ackumulerade lasten, d.v.s. $2 \times N_{ekv}$. Dessa kriterier baseras på erfarenheter från fält och anses motsvara livslängder på 20 år för bundet bärlager och 40 år för undergrunds- och underbyggnadsdelar.

För att ta hänsyn till trafikrelaterad spårbildning i form av nötnings slitage avräknas vid töjningsberäkningen normalt två cm från slitlagret. Överbyggnadens minsta tjocklek med avseende på tjäle bestäms heller inte genom den semi-mekanistiska beräkningen utan dimensioneras i enlighet med en av Vägverkets metodbeskrivningar (VVMB 301). I princip kan klimatet och dess variationer ge upphov till termiskt inducerade spänningar, vilket kan leda till lågtemperatursprickor. Vid dimensioneringen beaktas dock endast hur temperaturen och fuktförhållanden påverkar bundna och obundna materials mekaniska egenskaper. Nedbrytningsmekanismer som spårbildning orsakad av permanenta deformationer i de bitumenbundna lagren och sprickbildning som initieras i beläggningens överyta beaktas överhuvudtaget inte i dagens modell.

Nedbrytning avseende utmattning

En gemensam nämnare för dimensioneringsmetoder som bygger på multilagerteori är att den strukturella responsen från trafikbelastningen är helt separerad från väggkroppens nedbrytning. Nedbrytningen relateras istället till de enligt den analytiska responsmodellen framräknade töjningarna genom s.k. transferfunktioner. Dessa transferfunktioner utgör den väsentligaste empiriska delen vid semi-mekanistisk vägdimensionering och förutsätter i utmattningssammanhang att det finns ett samband mellan töjningarna i underkant beläggning och sprickuppkomsten i denna. Transferfunktioner uttrycks ofta som omvänt proportionella mot framräknad töjning, ε (där a och b är empiriska konstanter erhållna i laboratorieförsök).

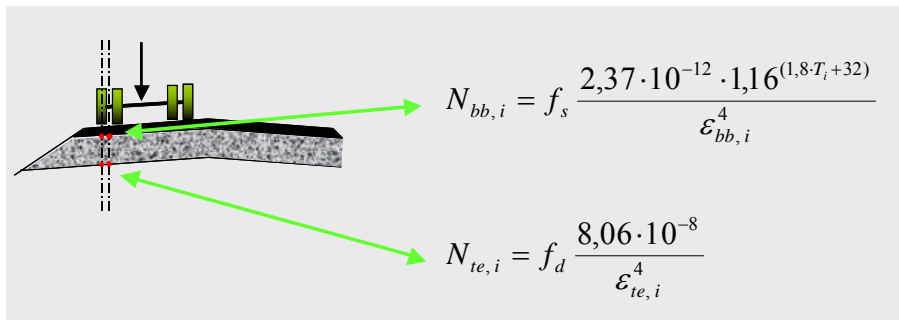
$$N_f = a \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^b \quad (A2)$$

Det bör poängteras att eftersom transferfunktioner till naturen är empiriska borde de endast gälla för specifika materialtjocklekar, materialtyper och provningstemperaturer, omständigheter som bör vara kända vid dimensionering.

Detta förfaringsätt att dimensionera mot utmattning utgör en avsevärd förenkling jämfört med verkligheten då nedbrytning orsakad av upprepad belastning normalt sker genom ett accelererande förlopp, d.v.s. ”modulvärdena” för utsatta materiallager, i princip, kontinuerligt bör minska vid varje överfart. Vidare kan ytterligare ett antal andra komplexa fenomen inverka vid nedbrytningen, t.ex. kan de bitumenbundna lagrens nedbrytning påverkas av aktuell åldringsgrad och temperatur. Då dessa faktorer är mycket svåra att systematiskt beakta vid praktisk dimensionering görs omfattande förenklingar. I ATB VÄG relateras livslängden $N_{till,bb}$, till töjningar i underkant bitumenbundet lager för klimatperiod i , $\varepsilon_{bb,i}$. Antal tillåten belastningar mot utmattningsbrott bedöms som $N_{till,bb} \geq N_{ekv}$, och beräknas som:

$$N_{till,bb} = \frac{365}{\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_{bb,i}}} \quad (A3)$$

där n_i är antalet dagar i klimatperiod ” i ” och m är antalet klimatperioder (4-6 st beroende på aktuell klimatzon).



Figur A5. De huvudsakliga dimensionskriterierna enligt ATB VÄG.

Enligt ATB VÄG kan den s.k. modifierade Kingham-ekvationen (ekvation A4) schablonmässigt användas för beräkning av antalet tillåtna överfarter för en standardkonstruktion:

$$N_{bb,i} = f_s \frac{2,37 \cdot 10^{-12} \cdot 1,16^{(1,8 \cdot T_i + 32)}}{\epsilon_{bb,i}^4} \quad (\text{A4})$$

där, f_s är en korrigeringsfaktor som tar hänsyn till befintlig beläggnings skick (1,0 för nybyggnation). T_i är karakteristisk temperatur som anges för varje årstid och klimatzon. Övriga siffror är grova empiriska värden, kalibrerade för svenska förhållanden, som bör ses som ”likare” vid jämförelser mellan olika typsektioner. Ekvation A4 är giltig för en sammanlagd nominell tjocklek hos de bitumenbundna lagren om minst 75 mm varför särskild försiktighet bör tas vid tunnare lager och andra material än AG med 160/220 bindemedel (ATB VÄG 2004, Winnerholt, 2004). I princip bör en transferfunktion vara materialberoende och det finns därför inom ramen för ATB VÄG möjligheter att utveckla massaspecifika motsvarigheter till ekvation A4.

Spårbildningskriteriet

Spårbildningskriteriet är det andra vanliga kriteriet inom semi-mekanistisk dimensioneringsmetodik. Kriteriet avser att fånga risker med att utforma alltför vecka överbyggnader så att den relativt svaga undergrunden påförs alltför höga vertikala påkänningar, vilket inducerar permanenta deformationer. Kriteriet att begränsa den vertikala töjningen kommer av att plastiska töjningar anses i stort sätt proportionella mot elastiska (Andersson, 2000). Genom att begränsa den elastiska töjningen kan alltså den permanenta minskas.

I ATB VÄG används följande ekvation som i princip fungerar på samma sätt som Kingham-kriteriet i avsnitt 2.5.1:

$$N_{te,i} = f_d \frac{8,06 \cdot 10^{-8}}{\epsilon_{te,i}^4} \quad (\text{A5})$$

där $\epsilon_{te,i}$ är maximal vertikal trycktöjning på terrassytan under klimatperiod ”i”. Även om det i ATB VÄG finns utrymme för dimensionering och användning av egna indata så är denna ekvation mycket svår (omöjlig?) att ersätta.

APPENDIX B: ENTREPRENADFORMER OCH LEVERANSKRAV

En viktig del av ett byggprojekts händelsekedja, vilken i hög grad påverkar det färdiga resultatet, är hur avtalsförhållanden mellan beställare och entreprenörer regleras, d.v.s. under vilken entreprenadform projektet genomförs. I princip kan en rad olika entreprenadformer förekomma, dock tillhör utförande-, och funktionsentreprenader de vanligast förekommande inom vägbyggnadsbranschen. Det som skiljer olika entreprenadformer åt är entreprenörens åtagande, något som även påverkar kraven på den levererade anläggningen.

Utförandeentreprenad

Traditionellt har nyproduktion samt drift och underhåll av vägentreprenader upphandlats med s.k. utförandeentreprenad (generalentreprenad). Denna entreprenadform innebär att beställaren tar på sig det huvudsakliga ansvaret över projektet vad gäller administration och projektering, vilket bl.a. innebär detaljerat tekniskt utförande. Dimensioneringen ligger i detta fall på beställaren där någon standardkonstruktion enligt ATB VÄG normalt blir resultatet. I princip kan entreprenörer själva dimensionera och föreslå egna konstruktioner i form av s.k. sidoanbud. Problemet med sidoanbud är att dessa ofta innebär en högre anläggningskostnad, jämfört med ursprungsförslaget, och att det idag saknas etablerade principer hur livscykelkostnadsanalys skall kunna användas för att visa att alla diskonterade kostnader över tiden blir lägre (under förutsättning att det verkligen är fallet). Vidutförandeentreprenader ansvarar entreprenör enbart för att utförandet blir enligt de av beställaren tillhandahållna bygghandlingarna. Krav ställs normalt på ingående material, sammansättning, utförande och kontroll enligt kapitel F4 i ATB VÄG (2004). Efter godkänd slutbesiktning lämnar entreprenören en utförandegaranti (i Sverige normalt två år), vilken innebär att entreprenören åtar sig att åtgärda fel som uppkommer till följd av brister i utförandeprocessen. Det bör här poängteras att avvikelser till följd av bristfällig projektering faller på beställaren och av honom anlätade konsulter.

Utförandeentreprenaden föredras ofta av beställare tack vare att entreprenadformen är välkänd. En annan fördel är att detaljspecificering av teknisk utformning medför att ett projekt, och associerade svårigheter, uppfattas något så när lika av alla anbudslämnare. En ytterligare viktig egenskap hos utförandeentreprenaden, är att utvalsprincipen mellan olika konkurrerande anbud kan bygg på ”lägstaprisprincipen”, vilken innebär renodlad priskonkurrens samt att orättvis behandling av anbud lättare kan kontrolleras. Eftersom beställaren vid denna entreprenadform tillhandahåller bygghandlingar kan även relativt små entreprenadföretag, utan egen projekteringskapacitet, lämna anbud (Olsson, 1993).

Ett ofta återoppat problem med utförandeentreprenader är att slutkostnaden för entreprenaden är svår att styra p.g.a. ständiga ändrings- och tillägsarbeten. Dessa, ofta inte oansenliga, merkostnader uppstår ofta till följd av osäkerheter och felprojekteringar i samband med upprättandet av förfrågningsunderlaget. Det finns även en mängd undersökningar som visar att avsevärda resurser i form av både tid och pengar läggs på utredningar, förhandlingar men även tvister om ersättningar för dessa ändrings- och tillägsarbeten. Tvisterna uppstår till stor del av de svåröverblickade ansvarsförhållanden och tenderar att stjäla kraft från produktiv verksamhet. En annan uppmärksam begränsning hos utförandeentreprenaden är att det är svårt att optimera slutproduktens kvalitet. Denna svårighet beror i viss grad på slutbesiktningens ”examenskaraktär” samt avsaknaden av incitament hos entreprenören att arbeta för låga livscykelkostnader. Till andra begränsningar hos denna entreprenadform hör att det är svårt att motivera entreprenörer till forsknings- och utvecklingsinsatser då de sällan förtros med egna konstruktionslösningar (Olsson, 1993).

Funktionsentreprenad

En annan entreprenadform som förekommit i vägbyggnadssammanhang är funktionsentreprenaden, en vidareutveckling av mellanformen totalentreprenaden som introducerades i Sverige under 1980-talet. Funktionsentreprenaden kännetecknas av att slutproduktens egenskaper specificeras genom funktionskrav och ej genom tekniska lösningar som vid utförande- och totalentreprenaden. Funktionskrav kan enligt ATB VÄG (2004) utgöras av funktionella egenskaper hos beläggningen (kapitel F5) eller på vägyta över en bestämd tidsperiod (kapitel F6). Exempelvis kan funktionskrav för vägbeläggningar avse t.ex. deformationsresistens hos asfaltmassa med dynamiskt krypprovning (FAS metod 468) eller

spårdjup i färdig vägyta (verifierat med LaserRST eller PRIMAL). Vid funktionsentreprenader skall entreprenören under hela entreprenadtiden ansvara för funktionen, definierad utifrån funktionskrav, men även för underhållet av anläggningen. Underhållstiden vid funktionsentreprenader är normalt relativt lång, för vägar ofta 5-8 år, vilket kan jämföras med motsvarande garantitid på 2 år hos utförandeentreprenader (ATB VÄG, 2002).

Det främsta argumentet för att vägprojekt skall upphandlas med funktionsentreprenad är att den färdiga vägens egenskaper över tiden bedöms utefter dess funktion. Genom funktionsupphandling anses inte heller beställaren behöva använda egna resurser för att utvärdera olika entreprenörers materialval, företagsspecifika produkter eller utförandekvalitet, något som krävs vid utförandeentreprenaden. En annan viktig fördel som ofta framhålls med funktionsentreprenaden är att avgränsningen mellan olika aktörer blir klarare vilkar bl.a. minskar risken för tvister. Då entreprenöråtagandet även omfattar drift- och underhållsverksamhet har anbudslämnaren intresse av att optimera en större del av den slutliga livscykelkostnaden jämfört med de andra entreprenadformerna. Erfarenheterna från genomförda funktionsentreprenader är generellt goda (t.ex. Olsson, 1993, NV 1995; Lövmär, 2000; Larsson & Sandberg, 2003). Även om funktionsentreprenaden ansetts bra av många aktörer så har entreprenadformen inte fullt slagit igenom hos Vägverket. Till entreprenadformens främsta begränsningar hör, att det är svårt att entydigt definiera och utvärdera funktionskrav. I dagsläget har ett flertal olika modeller med s.k. ”mjuka” (ickemonetära faktorer som bl.a. inbegriper kvalitets- och miljöaspekter) parametrar använts, vilka översatts till monetära enheter och sammanvägts med traditionellt framräknat anbudspris.

APPENDIX C LIVSCYKELKOSTNADSANALYS

Vid större väginvesteringar baseras beslut ofta på någon form av kalkylunderlag. Generellt sett varierar kalkylunderlagen kraftigt beroende på i vilken fas ett projekt befinner sig och kan därför omfatta alltifrån beställarens investeringskostnader till hela objektets totala miljöpåverkan. Övergripande s.k. samhällsekonomiska kalkylerna ("Cost/benefit"-kalkyler) används normalt inledningsvis för att jämföra olika utformningar av ett objekt. Samhällsekonomiska kalkyler inbegriper en mängd olika parametrar, bl.a. trafiksäkerhet, luftföroreningars hälsoeffekter och kostnader för koldioxidutsläpp, för att utmynna i ett beslutsunderlag som har ambitionen att ge en helhetsbild av den stora mängd effekter som en åtgärd inom exempelvis transportsektorn ger upphov till (Sika, 1999). På projektnivå, d.v.s. när ett projekts omfattning är mer eller mindre fastlagt, används ofta s.k. livscykelkostnadsanalys LCC-analys ("Life-Lycle Cost Analysis") för att jämföra och bedöma olika investeringsalternativ, t.ex. att jämföra mellan asfalt- och betongöverbyggnader. LCC-analys kan appliceras på en mängd olika investeringsrelaterade beslutsnivåer för att utvärdera den ekonomiska nyttan av olika konstruktioner, projekt, alternativ, eller strategier för att optimera den ekonomiska effektiviteten.

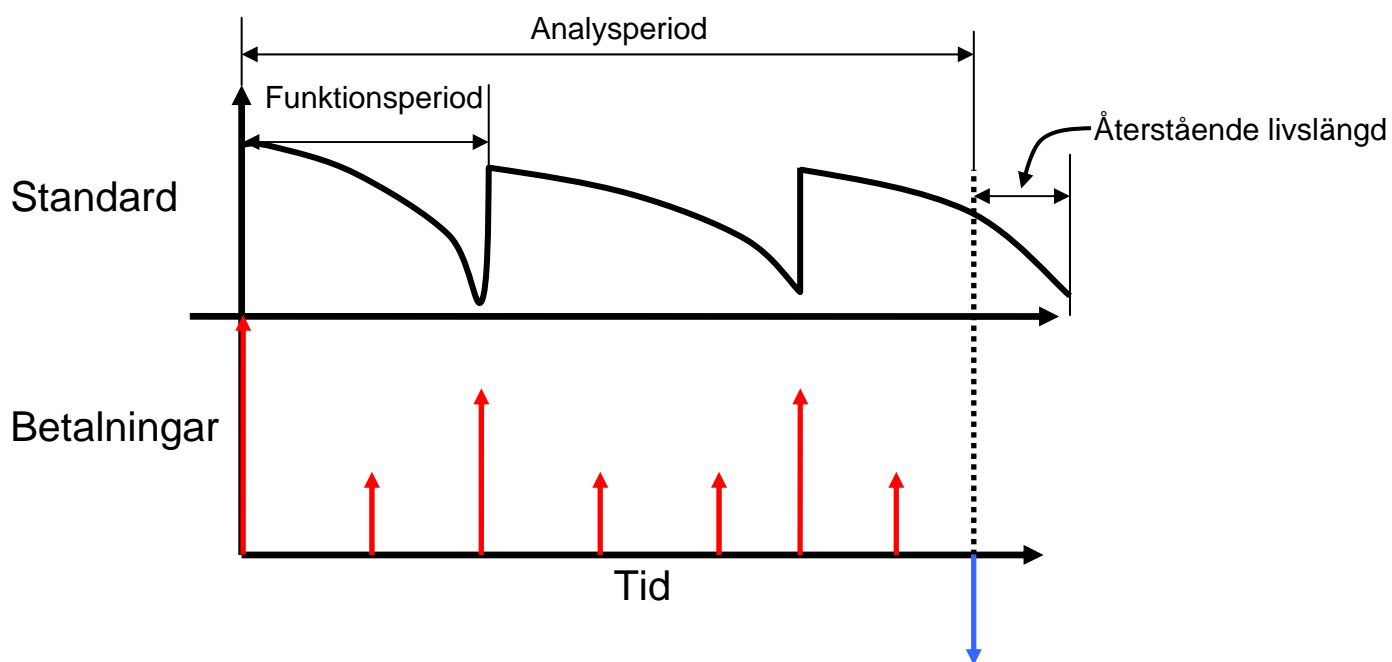
Att göra en strikt ekonomisk analys av olika investeringsalternativ är dock inte enkelt eftersom förutsättningarna ofta varierar väsentligt mellan olika investeringsalternativ. Av den anledningen blir det främst frågan om ett ekonomiskt resonemang baserat på objektspecifika antaganden. Svårigheten ligger till viss del i att utredningsprocessen är komplex samt att väsentliga faktorer som kostnader och tekniska livslängder för olika åtgärder är svåra att prediktera.

PRINCIPER

Livscykelkostnadsanalys, LCC-analys, är en analysteknik som bygger på etablerade ekonomiska principer för att utvärdera övergripande långsiktig ekonomisk effektivitet mellan olika investeringsalternativ. För olika vägkonstruktioner är det exempelvis viktigt att bedöma kritiska tider, bl.a. alternativens respektive livslängd inklusive periodiska underhållsinsatser. Jämförelsen behöver m.a.o. inte vara tekniskt jämförbara i den meningen att själva konstruktionerna uppvisar lika lång funktionstid fram till första underhållsåtgärd. Avsikten med LCC är istället att identifiera den lägsta långsiktiga kostnaden för givna investeringsalternativ genom att beakta, för beställare och kunder, relevanta initiala men även framtida diskonterade kostnader. Kostnader som är lika för alla alternativen behöver m.a.o. inte tas med i analysen. Det rekommenderas ofta att analysperioden bör vara tillräckligt lång för att omfatta långsiktiga skillnader rörande olika konstruktions- och genomförandestrategier. I väginvesteringssammanhang är analysperioden ofta inom intervallet 30-40 år (exempelvis FHWA, 1998).

Nuvärdesmetoden

Det finns i litteraturen en mängd olika ekonomiska indikatorer som kan användas vid analyser av investeringsalternativ. Till de vanligaste hör bl.a. nytta- och kostnadsanalys, internränte-, nuvärdes- och annuitetsmetoden (Ljung & Högberg, 1996). Metoderna är alla behäftade med styrkor och svagheter. Den metod som normalt föredras för utvärdering av olika konstruktionsförslag för vägar är nuvärdesmetoden (FHWA, 1998). Nuvärdesmetoden går ut på att investeringsalternativens alla förväntade in- och utbetalningar diskonteras till en och samma tidpunkt, normalt tidpunkten för grundinvesteringen (jämför figur C1).



Figur C1. Betalningskonsekvenser för ett investeringsalternativ. Alla utbetalningar (positiva) och restvärdet (negativt) diskonteras till tidpunkten för grundinvesteringen (negativ).

Summan av ett givet investeringsalternativs samtliga betalningar benämns investeringens nuvärde. Om nuvärdet är positivt, d.v.s. inbetalningarna överstiger utbetalningarna, bedöms investeringen lönsam. Om flera lönsamma investeringsalternativ anses tänkbara rangordnas de efter storleken på nuvärdena. Om alla betalningskonsekvenserna som följer av investeringsalternativens genomförande beaktats kan nuvärdesmetoden utan invändningar användas för rangordning av investeringsalternativ med olika teknisk livslängd. Nuvärdet av varje sådan betalningsserie uttrycker det totala värdet hos investeringen. Det kan dock i praktiken vara svårt att på detta sätt kartlägga alla betalningskonsekvenser som skiljer olika alternativ åt. I fall då olika livslängder förekommer kan man antingen räkna med den "kortaste" livslängden och uppskatta ett restvärde vid denna tidpunkt hos övriga investeringsalternativ eller välja en tillräckligt lång tidsperiod som alla investeringsalternativen kan möta (Ljung & Högborg, 1996).

Vid nuvärdesberäkningar bör det påpekas att metoden förutsätter fri in- och utlåning till specificerad kalkylränta. En känd begränsning hos metoden är att rangordningen i hög grad påverkas av diskonteringsräntans storlek, vilken för närvarande uppgår till 4 procent (Sika, 1999). I regel är även kapitaltillgången vid större investeringar begränsad varför denna resurs särskilt bör beaktas, t.ex. kompletteras med en analys av effekter på likviditeten. Ofta rangordnas investeringsalternativen genom att nuvärdet divideras med grundinvesteringens storlek vilket ger den s.k. nuvärdeskvoten. Detta mått uttrycker ett alternativs totala avkastning i form av nuvärde per investerad krona.

Annuitetsmetoden

Annuitetsmetoden representerar nuvärdet av alla diskonterade betalningar omräknade till årliga lika stora belopp, s.k. annuiteter. Beslutsreglerna är i stort sett identiska med nuvärdesmetoden och ett projekt bedöms lönsamt om annuiteten är positiv. Vid jämförelser mellan olika investeringsalternativ anses det alternativ som uppvisar högst annuitet vara det mest lönsamma. Annuitetsmetoden anses särskilt användbar när budgetrestriktioner bestäms på årsbasis. På liknande sätt som vid nuvärdesmetoden kan kapitalbegränsning beaktas genom att beräkna den s.k. annuitetskvoten.

RISKANALYS

LCC-analys bör inkludera en känslighetsanalys där modellens viktigaste parametrar belyses. Exempelvis bör känsligheten hos kalkylräntans storlek, livslängdsvariationer hos olika konstruktioner och de olika investeringskostnadernas storlek analyseras.

Kalkylränta

Val av nivå på kalkylränta påverkar i många fall ett investeringsbeslut. Vid LCCA skall kalkylräntan reflektera historiska trender över långa tider. I den offentliga sektorn anses diskonteringen bör vara konsistent med alternativkostnaden för allmänheten i stort, vilken motsvarar den för 10 årig statsobligation. Den rekommenderade kalkylräntan i Sverige är 4 % (FHWA, 1998; Sika, 1999). Räntan runt om i världen kan dock variera, mellan 3-12 procent (OECD, 2005).

Livslängder

Den kanske viktigaste, och sannolikt mest svåruppskattade, faktorn för bedömning av åtgärdsalternativ är undersökningsobjektets tekniska livslängd. För närvarande finns endast mycket begränsade metoder utvecklade för skattning av livslängder.

Investerings-, drift och underhållskostnader

Faktorer som investerings-, drift och underhållskostnader har stor betydelse för de olika åtgärdsalternativens konkurrenskraft. Dessa kostnader är i princip helt objektsspecifika och beror på enskilda företags produktions- och inköpsförutsättningar.

Referenser

- Amadeus "Amadeus – Advanced models for analytical design of European pavement structures." European Commission, Transport research, Final Report, R-97-SC.2137, (2000).
- Andersson, P. "Undergrundens betydelse för vägens strukturella tillstånd – En studie av vägar på lös lera." Institutionen för Geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, ISSN 1650-1934, (2000).
- APA "Perpetual Pavements - A Synthesis." Asphalt Pavement Alliance (APA), National Asphalt Pavement Association, Asphalt Institute, State Asphalt Pavement Association, Report 101, (2002).
- APA "www.AsphaltAlliance.com" (2004).
- Chaddock, B. C. J., Brown, A. J. "In-Situ assessment of road foundations." Symposium on unbound aggregates in roads (UNBAR 4), University of Nottingham, (1995).
- Corté, J. –F. "Development and uses of hard-grade asphalt and of high-modulus asphalt mixes in France." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- COST 333 "Development of a new bituminous pavement design method." Final Report of the Action, Commission, Transport research, Final Report, (1999)
- Ekblad, J. "Influence of water on resilient properties of coarse granular materials." Licentiatavhandling, Kungl. Tekniska Högskolan (KTH), TRITA-VT FR 04-03. (2004).
- FEHRL "A guide to the use of long-life fully-flexible pavements – ELLPAG Phase I." FEHRL report 2004/01, (2004).
- FHWA "Life-cycle cost analysis in pavement design - In search of better investment decisions." US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Pavement Division Interim Technical Bulletin, (1998).
- Goddard, R. T. N., Powell, W. D. "Assessing the condition of bituminous roads." Journal of the Institution of highways and transportation, No. 5, Vol. 34, pp 26-32 (1987).
- Harm, E. "Illinois extended-life hot-mix asphalt pavements." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Harvey, J.T., Deacon, J. A., Tayebali, A. A., Leahy, R. B., Monismith, C. L. "A reliability-based mix design and analysis system for mitigating fatigue distress." Proceedings, Eighth International Conference on Asphalt Pavements; University of Washington, Seattle, (1997).
- Huang, Y. H. "Pavement analysis and pavement design." Prentice Hall, (1993).
- Ingason, T., Wiman, L. G., Haraldsson, H. "HVS-testing of Islandic low volume road structures." The Ninth International Conference on Asphalt Pavements (ISAP), 17–22 August, Copenhagen, (2002)
- Isacsson, U., Lu, X. "Testing and appraisal of polymer modified road bitumen – State of the art." Materials and Structures 28, pp 139-159, (1995).

- Johansson, B. "Rockfill pavements on soft subsoil – Construction and compaction." Doktorsavhandling, Institutionen för Geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, ISBN 91-7291-052-6, (2001).
- Johansson, L. S. "Bitumen ageing and hydrated lime." Doktorsavhandling, Kungl. Tekniska Högskolan (KTH), TRITA-VT FR 98-38. (1998).
- Larsson, B., Sandberg, S. "Funktionskrav i vägentreprenader – Utvärdering av ett demonstrationsprojekt." Institutionen för Byggnadsekonomi, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg (2003).
- Lundström, R. "On rheological testing and modelling of asphalt mixtures with emphasis on fatigue characterisation." Doktorsavhandling, Kungl. Tekniska Högskolan (KTH), TRITA-VT FR 04-02. (2004).
- Lövmar, P. –O. "Uppföljning av funktionsentreprenader – Rapport över erfarenheter inom nybyggnad av väg samt vid utförande av underhållsbeläggningar." Rapport, Avdelningen för vägteknik, KTH. (2000).
- Mahoney, J. P. "Study of long-lasting pavements in Washington state." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Mattsson, B. "Cost-Benefit kalkyler." Esselte Stadium, Akademiförlaget, (1988).
- Myers, L. A., Roque, R. "Evaluation of top-down cracking in thick asphalt pavements and the implications for pavement design." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Nilsson, R. "Viscoelastic pavement analysis using VEROAD." Doktorsavhandling, Avdelningen för Vägteknik, Institutionen för infrastruktur och samhällsplanering, Kungl. Tekniska Högskolan (KTH), TRITA-IP FR01-91 (2001).
- Newcomb, D. E., Buncher, M., Huddleston, I. J. "Concepts of perpetual pavements." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Newcomb, D. E., Von Quintus, H. "Wanted – transfer functions, experience needed!" www.hotmix.org/tcpavement_technology/WTFExperience_Needed.pdf (2002).
- Nunn, M. E., Brown, A., Weston, D., Nicholls, J. C. "Design of long-life flexible pavements for heavy traffic." Highways Agency, TRL report 250, (1997).
- Nunn, M., Ferne, B. W. "Design and assessment of long-life flexible pavements." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- OECD "Economic Evaluation of Long-Life Pavements – Phase 1." OECD Report, ISBN-92-64-00856-X, (2005).
- Odermatt, N. "Permanent deformation in fine-grained subgrade materials – Triaxial and accelerated pavement tests." Licentiatavhandling, Avdelningen för Vägteknik, Institutionen för infrastruktur och samhällsplanering, Kungl. Tekniska Högskolan (KTH), TRITA-IP FR00-85 (2000).
- Olsson, U. "Funktionsentreprenad för drift och underhåll av vägar och gator." Avdelningen för Anläggningsproduktionsteknik, Tekniska Högskolan i Luleå, (1993).
- Pihlajamäki, J., Sikiö, J. "HVS-Nordic research report No 2 – Tests 09-10, high trafficked pavements on Ring Road II." Finnra Reports 29, (2001).

- Rowe, G., Sauber, R., Fee, F., Soliman, N. "Development of Long-Life Overlays for Existing Pavement Infrastructure Projects with Surface Cracking in New Jersey." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Rowe, G., Sauber, R., Bennett, T., Fee, F., Smith, J. "The performance of a long life pavement and rehabilitation of surface cracking, I-287 New Jersey.", (2004)
- Said, S. F. "Validation of indirect tensile test for fatigue testing of bituminous mixes." VTI notat 8-1998, VTI. (1998).
- Sika "Översyn av samhällsekonomiska principer och kalkylvärden på transportområdet." Sika rapport 1999:6 (1999).
- Sousa, J. B., Pais, J. B., Prates, M., Barros, R., Langlois, P., Leclerc, A. M. "Effect of aggregate gradation on fatigue life on asphalt concrete mixes." Transportation Research Record 1630, (TRB), pp 62-68, (1997).
- St. Martin, J., Harvey, J. T., Long, F., Lee, E. -B., Monismith, C. L., Herritt, K. "Long-life rehabilitation design and construction – I-710 Freeway, Long Beach, California." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Tayebali, A. A., Deacon, J. A., Coplantz, J. S., Finn, F. N., Monismith, C. L. "Fatigue Response of Asphalt, Part II-Extended Test Program." SHRP Project A-404, Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, (1994).
- Thrower, E. N. "A parametric study of a fatigue prediction model for bituminous road pavements." Transportation and Road Research Laboratory, TRRL Report LR 892, (1979).
- Tseng, K. H., Lytton, R. L. "Fatigue damage properties of asphaltic concrete pavements." Transportation Research Record 1286 (TRB), pp 150-163, (1990).
- Von Quintus, H. L. "Hot-mix asphalt layer thickness design for longer-life bituminous pavements." Transportation Research Circular, No 503, Perpetual Bituminous Pavements, (2001).
- Vägverket "Översyn betongalternativ." Publikation 1997:73, (1997).
- Vägverket "ATB VÄG - Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion" Publikation Borlänge (2004)
- Wiman, L. G. "Accelerated load testing of pavements HVS-Nordic tests in Sweden 1999." VTI rapport 477A, (2001).
- Winnerholt, T. Personlig kommunikation, (2004).
- Wågberg, L. -G. "Utveckling av nedbrytningsmodeller – Sprickinitiering och sprickpropagering." VTI meddelande 916, (2001).
- Zeng, H. "On the low temperature cracking of asphalt pavements." Doktorsavhandling, Avdelningen för Vägteknik, Institutionen för infrastruktur och samhällsplanering, Kungl. Tekniska Högskolan (KTH), TRITA-IP FR95-7 (1995).
- Öberg, G. "Statliga belagda vägar – Tillståndet på vägytan och i väggroppen, effekter och kostnader." VTI notat 44-2001, (2001).