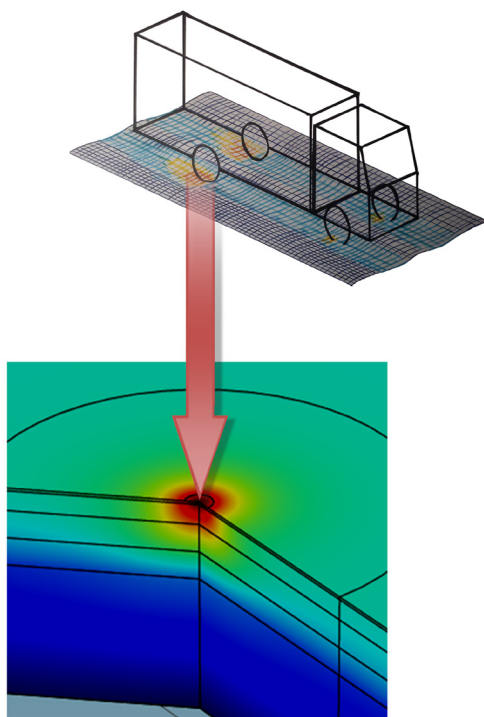




LUND
UNIVERSITY



FEM-SIMULERING AV NEDBRYTNING HOS OBUNDET MATERIAL VID UPPREPAD BELASTNING

DOMIYAN HAMMADI

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

Department of Construction Sciences
Geotechnical Engineering

ISRN LUTVDG/TVGT--12/5049--SE (1-78)

ISSN 0281-6679

FEM-SIMULERING AV NEDBRYTNING
HOS OBUNDET MATERIAL VID
UPPREPAD BELASTNING

Master's Dissertation by
DOMIYAN HAMMADI

Supervisors:

Ola Dahlblom *Professor,*
Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund

Per Lindh *PhD,*
PEAB Sverige AB

Examiner:

Kent Persson *PhD,*
Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund

Copyright ©2012 by Geotechnical Engineering, LTH, Sweden.
Printed by Media-Tryck LU, Lund, Sweden, July 2012 *(Pl)*.

For information, address:
Geotechnical Engineering, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: <http://www.byggvetenskaper.lth.se/geoteknik>

FEM– simulation of degradation of unbound material at repeated load
Master's Thesis in the Master's Programme, Civil Engineering
Domiyam Hammadi
Lund University
Department of Construction Sciences
Geotechnical engineering

ABSTRACT

Traditionally, the underground problems have been handled in the topic geotechnical engineering. Within geotechnical engineering FEM has in recent years begun to be used to solve problems in the soil mechanics. The soil mechanical relations are also applicable to the superstructure materials. The usage of the same tools on the entire road structure increases the chances to catch the degradation of the road structure.

Design of a road structure is done by determination of sufficient layer thicknesses so that the road structure shows an acceptable degradation rate. In addition, high requirements are set for the unbound materials in order to have good bearing capacity characteristics during the design life.

To ensure a well designed road construction, the road construction must meet the requirements and not show a serious deficiency on the bearing capacity. Calculations should not rest solely on experiences and previous experiments, because the empirical design methods have some uncertainty. The risk is that the road becomes under-dimensioned, which creates high costs for maintenance work. Much damages have been discovered due to the deficiencies and limitations with these methods.

To perform different tests is both costly and time consuming so that new numerical methods have been developed. In the numerical methods one uses a finite element program to simulate a road construction. A finite element program will provide various possibilities, such as editing of road structure layer thicknesses, usage of different computational models and graphical presentation of results.

The purpose of this project is to apply a computational model using the finite element program COMSOL MULTIPHYSICS, where two different models for the nonlinear behaviour of unbound granular materials are implemented. One of the models is a stress-dependent model called the $k-\theta$ model. The second model describes the permanent

deformation. It is called Gidel model and is a function of the number of load cycles. Calculations have been performed for two different road structures where the results have been compared to earlier modelling of the results of the Sunninge HVS-test.

The results show that it is possible to implement equations by using the finite element program COMSOL MULTIPHYSICS to describe the behaviour of the unbound granular materials. The displacements vary depending on the thickness, amount of stored moisture and the size of the load. High load in connection with a thin asphalt layer and an amount of stored moisture in the unbound materials make the displacements become large. Comparison between the calculated values and the values obtained from the modelling of the results of the Sunninge HVS-test shows that the calculated values of the displacements are smaller.

Keywords: Geotechnical engineering, Road design, Numerical methods, COMSOL MULTIPHYSICS, Unbound granular material, k - θ model, Permanent deformation, HVS-test

FEM- simulering av nedbrytning hos obundet material vid upprepade belastningar
Examensarbete inom civilingenjörsutbildning väg- och vattenbyggnad
Domiyam Hammadi
Lunds Tekniska Högskola
Institutionen för byggvetenskaper
Geoteknik

Sammanfattning

Traditionellt har undergrundsproblematiken hanterats inom ämnesområdet geoteknik. Inom geotekniken har under senare år FEM börjat användas för att lösa problem inom jordmekaniken. De jordmekaniska sambanden är också tillämpbara på överbyggnadsmaterialen. Användningen av samma verktyg på hela vägkonstruktionen ökar möjligheterna att fånga väggroppens nedbrytning.

Att dimensionera en vägkonstruktion innebär att bestämma tillräckliga lagertjocklekar så att vägkonstruktionen uppvisar en acceptabel nedbrytningshastighet. Vidare läggs krav på att de obundna materialen ska ha goda bärighetsegenskaper under den dimensionerande livslängden.

För att säkerställa en väldimensionerad vägkonstruktion så måste vägkonstruktionen uppfylla kraven och inte uppvisa allvarliga brister i bärighet. Beräkningarna ska inte enbart baseras på erfarenheter och tidigare experiment, eftersom de empiriska dimensioneringsmetoderna har en viss osäkerhet. Risken är att vägen kan bli underdimensionerad vilket skapar stora kostnader för underhållsarbete. Många skador har upptäckts som beror på brister och begränsningar hos dessa metoder.

Att utföra olika försök är både kostsamt och tidskrävande, varför nya numeriska metoder utvecklats. I de numeriska metoderna används ett finita elementprogram för att simulera en vägkonstruktion. Ett finita elementprogram ger flera olika möjligheter, som exempelvis redigering av vägkonstruktions lagertjocklekar, användning av olika beräkningsmodeller samt grafisk resultatpresentation.

Syftet med examensarbetet är att tillämpa en beräkningsmodell med hjälp av finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS, där två olika modeller för icke-linjärt beteende hos obundna material implementeras. En av modellerna är en spänningsberoende modell och kallas för $k-\theta$ modellen. Den andra modellen beskriver den permanenta deformationen. Den kallas för Gidel-modellen och är en funktion av antalet lastcykler.

Beräkningar har utförts för två olika vägkonstruktioner där resultaten jämförts med tidigare modellering av resultaten av Sunninge HVS-försöket.

Resultaten uppvisar att det är möjligt att implementera ekvationer med hjälp av finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS för att beskriva beteendet hos de obundna materialen. Förskjutningarna varierar beroende på tjockleken, mängd lagrad fukt samt storleken på belastningen. Hög belastning i samband med ett tunt asfaltlager och en mängd lagrad fukt i de obundna materialen gör att förskjutningarna blir stora. Jämförelse mellan de beräknade värdena och de värden som erhålls från modellering av resultaten av Sunninge HVS-försöket uppvisar att de beräknade värdena på förskjutningarna är mindre.

Nyckelord: Geoteknik, Vägdimensionering, Numeriska metoder, COMSOL MULTIPHYSICS, Obundna material, k - θ modell, Permanent deformation, HVS-försök

Innehållsförteckning

ABSTRACT	I
Sammanfattning	III
Förord	VII
BEGREPP	VIII
1. Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	2
1.4 Begränsningar	2
2. Geoteknik	3
2.1 Bakgrund	3
2.2 Jordmaterialen	3
2.3 Olika typer av undersökningsmetoder	4
2.3.1 Sonderingsmetoder	4
2.3.2 Provtagningsmetoder	7
2.4 Geotekniska beräkningar	9
2.4.1 Stabilitetsberäkningar	9
2.4.2 Sättningsberäkningar	9
3. Vägkroppens uppbyggnad	11
3.1 Beskrivning av vägkroppens uppbyggnad	11
3.2 Typer av överbyggnad	12
4. Responsmodeller	15
4.1 Beskrivning av responsmodeller	15
4.2 Linjärelastiska modeller	15
4.3 Viskoelastiska modeller	16
4.4 Plastiska modeller	18
4.5 Finita elementmodeller	18
5. Bärighet hos vägkonstruktionen	21
5.1 Beskrivning av bärighet	21
5.2 Olika metoder för mätning av bärigheten	21
5.3 Bärighetsklass	25
6. Vägdimensionering	27

6.1 Beskrivning av vägdimensionering	27
6.2 Dimensioneringsmetoder	27
6.2.1 Svenska dimensioneringsmetoder	27
6.2.2 Internationella dimensioneringsmetoder	28
7. Nedbrytning av vägkroppen	31
7.1 Faktorer som orsakar nedbrytning av vägkroppen	31
7.1.1 Trafikbelastning	31
7.1.2 Klimat.....	31
7.1.3 Avvattning och dränering	33
7.2 Olika skador på vägkonstruktionen	34
8. Finita element simulering för vägkonstruktionen	41
8.1 Vägkonstruktionsmodell	41
8.1.1 Obundna lagers beteende under inverkan av belastningen	42
8.1.2 Spänningstillstånd.....	43
8.1.3 Modellerna som beskriver beteende hos obundna material.....	44
8.1.4 Finita elementmetoden.....	47
8.2 Introduktion till finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS	50
8.3 Simulering av vägkonstruktionsmodellen	50
9. Resultat.....	57
10. Diskussion och slutsats	67
11. Referenser	71

Förord

Detta examensarbete har genomförts vid institutionen för byggvetenskaper vid Lunds Tekniska Högskola i samverkan med Peab Sverige AB.

Jag vill rikta ett varmt tack till alla personer som har hjälpt till så att arbetet har kunnat utföras.

Ett stort tack riktas till mina handledare Ola Dahlblom vid Institutionen för byggvetenskaper och Per Lindh vid Peab Sverige AB för allt stöd och alla fina synpunkter som de har gett mig under arbetets gång.

Vidare vill jag även tacka min examiner Kent Persson vid Institutionen för byggvetenskaper.

Ett tack till de underbara personerna doktoranden Alex Spetz vid Institutionen för byggvetenskaper som hjälpte mig med finita elementprogrammet, doktoranden Anders Sjöström vid Institutionen för byggvetenskaper, Richard Nilsson vid Skanska Sverige AB, Ebrahim Parhamifar vid Institutionen för trafik och väg samt Eva Andersson vid Studieverkstaden.

Sist vill jag tacka min underbara familj och säga ”Tack för att ni finns i mitt liv”.

Lund i juni 2012

Domiyan Hammadi

BEGREPP

Beteckningar

a_0	Konstanten används för beräkningen av trycksättningslinjer
a_1	Konstanten används för beräkningen av trycksättningslinjer
a_2	Konstanten används för beräkningen av trycksättningslinjer
D_0	Deformationen vid centrumgivare [mm]
D	Konstitutiva matrisen som beskrivs med E och ν
E_0	Ytmodul [MPa]
E_v	Deformationsmodul [MPa]
E_r	Resilientmodul [kPa]
E	Elasticitetmodulen [MPa]
f	Spänningsfördelningsfaktor
I_1	Första spänningsinvariant är en funktion av huvudspänningarna
I_2	Andra spänningsinvariant är en funktion av huvudspänningarna
I_3	Tredje spänningsinvariant är en funktion av huvudspänningarna
$L_{\max}$	Parameter beräknas med $\sqrt{P_{\max}^2 + q_{\max}^2}$ [kPa]
N	Antal lastcykler
N_0	Referensantal lastcykler
p_a	Referenstryck[kPa]
$P_{\max}$	Maximal medelspänning [kPa]

$q_{\max}$	Maximal deviatorspänning [kPa]
r	Plattans radie [mm]
s	Sättningen under plattans centrum [mm]
s_x	Traktionvektorn innehåller spänningar i x – plan
s_y	Traktionvektorn innehåller spänningar i y – plan
s_z	Traktionvektorn innehåller spänningar i z – plan
s_{ij}	Deviatorspänningsmatris
u	Förskjutningsvektor
δ_{ij}	Kronecker delta
ε_1^p	Permanent deformation
ε	Töjningsmatris
θ	Summan av huvudspänningarna [kPa]
σ_0	Medelnormalspänningen under plattan [MPa]
$\sigma_{1,\max}$	Maximal medelnormalspänning vid första belastningen [MPa]
σ	Spänningsmatris
σ_{ij} eller S	Spänningstensorn
ν	Poissons tal

Förkortningar

ASSHO	American Association of State Highway Officials
ABb	Asfaltbetong bindlager
ABT	Asfaltbetong tät
AG	Asfaltgrus
BBÖ	Bergbitumenöverbyggnad
CBÖ	Cementbitumenöverbyggnad
CBR	California Bearing Ratio
GBÖ	Grusbitumenöverbyggnad
HVS	Heavy Vehicle Simulation
HRB	Highway Research Board
PR	Public Road
VTI	Statens väg- och transportforskningsinstitut

1. Inledning

1.1 Bakgrund

En väg består av undergrund och överbyggnad. Traditionellt har undergrundsproblematiken hanterats inom ämnesområdet geoteknik medan dimensioneringen av överbyggnaden har utförts av vägkonstruktörer. Inom geotekniken har under senare år FEM börjat användas för att lösa problem inom jordmekaniken. De jordmekaniska sambanden är också tillämpbara på överbyggnadsmaterialen. Genom att använda samma verktyg på hela vägkonstruktionen ökar möjligheterna att fånga vägkroppens nedbrytning beroende på de dynamiska lasterna, klimatpåverkan i form av kyla och nederbörd. Vidare finns en möjlighet att kunna ta hänsyn till olika geohydrologiska samband.

Skadorna som uppkommer i vägkroppen varierar och svårighetsgraden hos skadan bestämmer storleken på underhållsarbetet. Trots tillfredställande underhållsarbete kommer ändå vägen att brytas ner. Storleken på nedbrytningen beror på trafikbelastningen, vattenförhållandena i marken samt andra faktorer som ska behandlas längre fram i arbetet.

Forskningen har tagit fart sedan mitten av 1950-talet. I början användes uppbyggda vägsektioner inom området som trafikerades med verklig trafikbelastning. Detta försök utfördes i USA och kallas för AASHO (American Association of State Highway Officials).

Modellerna som användes tidigare till vägdimensionering beskrev inte vägens deformationsbeteende på ett bra sätt vilket resulterade osäkerhet i dimensioneringsprocessen. De senaste åren utfördes olika projekt och nya modeller som beskriver de permanenta deformationernas utveckling.

1.2 Syfte

Syftet med rapporten är att:

- Ge en inblick i de vägtekniska metoder som finns, vägkroppens uppbyggnad, nedbrytningsfaktorer samt vanligt förekommande skador i svenska vägar.
- Visa på möjligheterna med finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS.
- Beskriva de ickelinjära förhållandena hos de obundna lagren med en modell som kan tillämpas i det ovannämnda finita elementprogrammet.

1.3 Metod

Indata som används i arbetet innehåller parametrar där triaxalförsöket har använts för utvärdering av dessa. Parametrarna används som indata till det icke linjära beteendet samt den permanenta deformationen och sedan simuleras modellen med finita elementprogrammet (COMSOL MULTIPHYSICS). Resultaten som fås fram från programmet jämförs med tidigare modellering av resultaten av Sunninge HVS-försöket. Vägkonstruktioner med olika tjocklek på asfaltlagret studeras.

1.4 Begränsningar

- Parametrarna som används i modellerna för resilientmodulen och den permanenta deformationen är framtagna från HVS-försöket som utfördes i Sunninge.
- Asfalten beskrivs med en linjärtelastisk materialmodell där asfaltlagret har en konstant temperatur.
- Däcket som används i HVS-försöket antas röra sig med en viss hastighet vilket inte togs hänsyn till i beräkningsmodellen som utfördes med finita elementprogrammet.

2. Geoteknik

2.1 Bakgrund

För att kunna minska de höga kostnaderna för underhåll ställs höga krav på att vägar byggs med bra kvalitet. Geotekniken tar hänsyn till användning av marken, bärighet hos lagren samt jämnhet som är nödvändigt för att projektering och byggande ska ske med välkända geotekniska villkor. Geotekniken behövs för att undersöka och bedöma jordens egenskaper före byggnation. För att göra detta krävs geoteknisk undersökning av bärigheten hos jordmaterialen, storleken på sättningar samt om marken behöver förstärkningsåtgärder. (Vägverket, 1984). En kort introduktion till geotekniken ges nedan:

2.2 Jordmaterialen

För att kunna undersöka jorden så klassificeras jordlagren enligt följande:

Kohesionsjord

Är en benämning för lera och de organiska jordarterna dy, torv och gyttja. Det som karaktäriserar dessa material är att kohesionen som byggs upp mellan partiklarna ger upphov till skjuvhållfastheten. Dessutom har dessa jordar viss draghållfasthet och låg permeabilitet vilket innebär svårigheter för vattnet att dräneras bort. (Axelsson, 2005)

Friktionsjord

Inkluderar sand, grus, sten och block. Skjuvhållfastheten byggs upp av friktion mellan partiklarna. De jordarterna har hög permeabilitet men ingen draghållfasthet. (Axelsson, 2005)

Mellanjord

Är en benämning för silt samt blandkorniga jordarter som har en halt av finjord (finjord är en jord med kornstorlek 0.06-0.002 mm) mellan 15 och 40 %. Skjuvhållfastheten byggs upp av såväl friktion som kohesion mellan partiklarna. (Axelsson, 2005)

2.3 Olika typer av undersökningsmetoder

2.3.1 Sonderingsmetoder

Metoderna används för att beskriva mäktighet och relativ fasthet för de testade jordlagren. Nedträngningsförmågan är större hos de tyngre sonderingsmetoderna jämfört med de lättare vilket begränsar möjligheterna till urskiljning av fasthetsvariationer i lös jord. En lämplig sonderingsmetod beror på förhållanden på den undersökta platsen som jordlagerföljd, anledningen till undersökningen, storleken på själva undersökningen och hur lätt kan man borra till de olika lagren. (Bergdahl, 1984)

Nedan beskrivs de olika sonderingsmetoderna och syftet med metoderna.

Statiska sonderingsmetoder

Viktsondering

Viktsondering består av en skruvformad spets med 25 mm diameter, en viktsats som väger 5 kg, 10 kg eller 25 kg, ett antal skarvstänger med 22 mm diameter samt en svängel, se figur 2-1. Viktsonden används för lös jord där motståndet för sonderingen motsvarar 100 kg.

Denna metod utvecklades i Sverige år 1915 av den geotekniska kommissionen för att kunna undersöka riskerna för skred för järnvägsbankar. (Bergdahl, 1984), (SANDSTRÖM Miljö & Säkerhetskonsult, 2012)



Figur 2-1: Viktsondering som drivs med muskelkraft (Bergdahl, 1984)

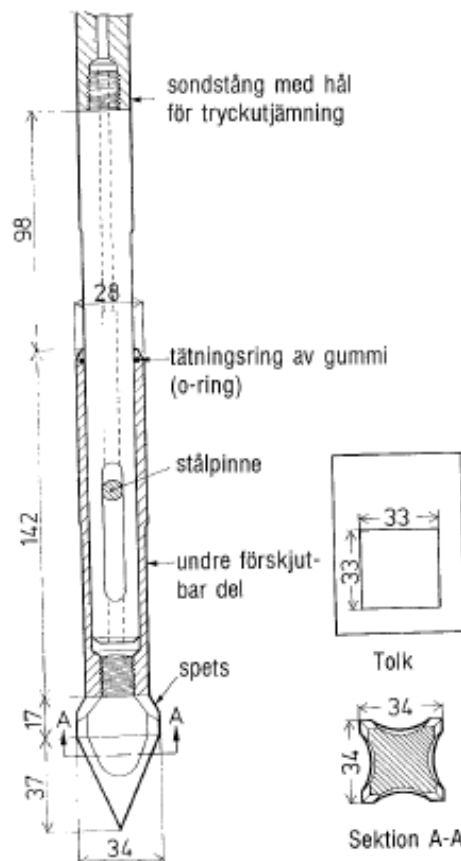
Det finns sonderingsutrustning som drivs med bensin typ Borros eller hydrauliskt driven bandvagn typ Geotech, där mätningen av belastningen sker på hydraulisk eller mekanisk väg.

Sonderingen avbryts när man nått ett visst sonderingsmotstånd eller olika hinder som motverkar sondens nedträngningsförmåga. (Bergdahl, 1984)

Totaltrycksondering

Denna sond drivs ned i marken med konstant hastighet och i samband med detta registreras neddrivningskraften. Genom en glappkoppling i spetsen registreras friktionen på sondstängens. Sonden har en tvärsnittsarea på 10 cm^2 består av en pyramidformad spets med glappkoppling. Den drivs ner med stänger med diametern 22 mm eller 25 mm se figur 2-2.

Utrustningen för sonderingen förekommer i två olika utföranden där den maximala mätbara kraften är 10 respektive 20 kN. I sonderingsdiagram anges själva sonderingsmotståndet i MPa genom att dividera neddrivningskraften med spetsens tvärsnittsarea. (Bergdahl, 1984)



Figur 2-2: Spetsen som används för totaltrycksondering (Bergdahl, 1984)

CPT-sondering

Denna metod används för att registrera sonderingsmotstånd genom att en kraftgivare monteras i spetsen. Motståndet i spetsen anges i MPa och betecknas med q_c . Sonden utgörs av en konisk spets med 10 cm^2 tvärsnittsarea, spetsen förlängs upp med ett rör som har 35.7 diameter intill minst 1000 mm från konens bas. Ovanpå konen placeras en friktionshylsa med arean 150 cm^2 , se figur 2-3. (Bergdahl, 1984)

Sonden drivs ner i marken med en konstant hastighet 20 mm/s därefter ska tre olika mätningar utföras:

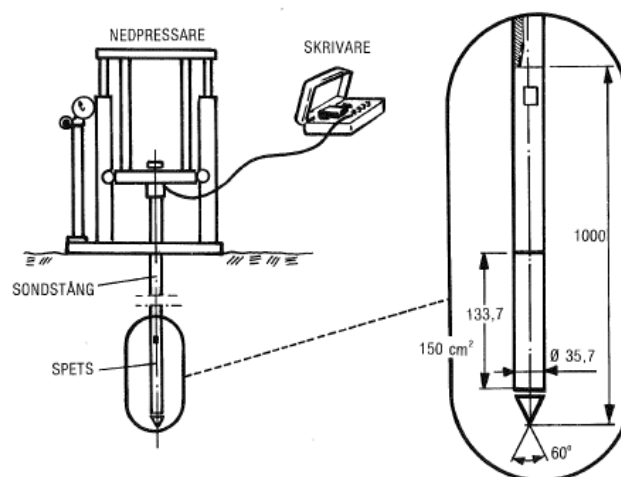
- Neddrivningsmotståndet mot spetsen
- Mantelfriktion strax ovanför spetsen på den cylindriska ytan
- Mätning av porvattentrycket

Mätning sker elektroniskt därefter erhålls kontinuerliga kurvor över mätvärdenas variation med djupet. (Larsson, 2007)

Syftet med att använda CPT-sonderingsmetod är:

- Att få en bra bild av jordlagerföljd
- Variationer i jordens egenskaper med djupet (Larsson, 2007)

I dagens läge är CPT-sonderingsmetod är den mest använda undersökningsmetoden genom geoteknik.



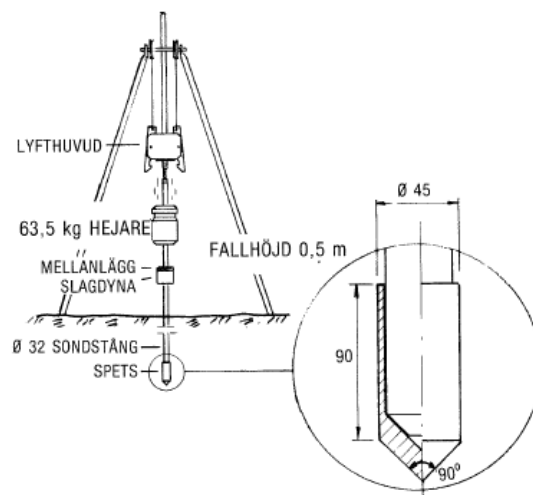
Figur 2-3: Spetstycksond med detaljkiss av spetsen (Bergdahl, 1984)

Dynamiska sonderingsmetoder

Hejarsondering

Sonden utgörs av koniskt formad 90 mm lång spets med 45 mm diameter, där spetsen drivs ner med stänger som har 32 mm diameter. Nerdrivningen av sonden utförs med hejarbock med en fritt fallande 63,5 kg hejare. Den fallande höjden ska vara 0,50 m och stöten ska föras ner med hjälp av en fast slagdyna, se figur 2-4. (Bergdahl, 1984)

Bestämningen av sonderingsmotståndet i antal slag per 0,2 m sjunkning av sonden sker i samband med neddrivningen. Hejarsonderingen är lämplig för bestämning av den relativa fastheten hos fastare material som exempelvis stenar, morän, moränlera och krossade material där det är omöjligt att använda viktsond eller spetstrycksond. (SANDSTRÖM Miljö & Säkerhetskonsult, 2012)



Figur2-4: Detaljkiss för spetsen samt principen för hejarsondering (Bergdahl, 1984)

2.3.2 Provtagningsmetoder

Att ta jordprover är en viktig del i undersökningen och utförs i samband med andra undersökningar för att bestämma jordlagerföljd.

Jordprover tas för varje jordskikt som förekommer i samband med sonderingen. Proverna tas i väglinjen för den aktuella vägkonstruktionen men för sättningsproblem tas proverna långt under konstruktionen.

Beroende på krav på provernas kvalitet väljs den lämpligaste metoden, där de olika metoderna indelas efter grad av störningar i störda, ostörda metoder.

De ostörda provtagningsmetoderna används med avseende på deformation och hållfasthetsegenskaper. Störda provtagningsmetoder används med avseende på plasticitet, tjälfarlighet med mera. (Bergdahl, 1984)

Störd provtagning

Provgropsgrävning

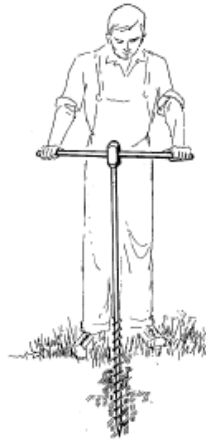
Denna används för provtagning som sker vid 0 till 5 meter under ytan i stenig jord eller blockig jord. Nedgrävningen sker med hjälp av tillgängliga maskiner men för djupare nivå krävs speciell utrustning. Syftet med metoden är att bestämma:

- Jordlagerföljd samt bergnivå
- Grundvattenförhållande
- Egenskaper hos undergrunden
- Schaktbarhet

Metoden kan användas i samband med att undersöka jordens förhållanden och se möjligheten till att använda en sonderingsmetod. (Vägverket, 2006)

Skruvprovtagning

Är den mest använda metoden i Sverige för provtagning i kohesionsjord och i sand över grundvattenytan. Provtagaren består av en stålstång med en spets som är utrustad med en spiralfläns. Ytterdiametern varierar mellan 36-100 mm medan längden varierar mellan 0,25-1 m. I samband med undersökningen används större skruvar vilket resulterar i bättre och säkrare bedömning av vilka typer av jordar som finns. Nerdrivningen av provtagaren utförs genom vridning av stången till det bestämda djupet. Efteråt dras provtagaren upp och i flänsarna finns provmaterialen kvar. Provtagaren kan drivas ner manuellt se figur 2-5 eller hydrauliskt. Fördelen med metoden är att man snabbt kan få en helhetsbild på jordlagerföljd, men i fast jord tar försöken längre tid eftersom det inte är lätt och dra upp skruven. En nackdel med metoden är att man inte kan använda den under grundvattenytan eftersom jordproven kommer att sköljas av flänsarna när provtagaren dras upp. (Bergdahl, 1984)



Figur 2-5: Skruvprovtagaren drivs ner med hjälp av muskelkraft (Bergdahl, 1984)

2.4 Geotekniska beräkningar

Syftet med att utföra en geoteknisk beräkning är att se om jorden behöver en förstärkningsåtgärd eller inte. Beräkningarna utförs efter bestämning av jordlagerföljd med hjälp av de geotekniska undersökningarna som förklarades i föregående avsnitt. Nedan beskrivs två olika geotekniska beräkningar.

2.4.1 Stabilitetsberäkningar

De uppmätta hållfasthetsvärdena sammanställas för de olika undersökta delområdena och det karakteristiska värdet på hållfastheten anges. Beräkningarna som utförs redovisas grafiskt i form av marknivåer, belastningar samt glidytor och säkerhetsfaktorer. Beräkningar måste utföras på ett sådant sätt att tillräckligt hög totalstabilitet erhålls. I samband med stabilitetsberäkningarna måste de känsliga jordskikten kartläggas och vattenförhållandena beaktas. (Vägverket, 2007)

2.4.2 Sättningsberäkningar

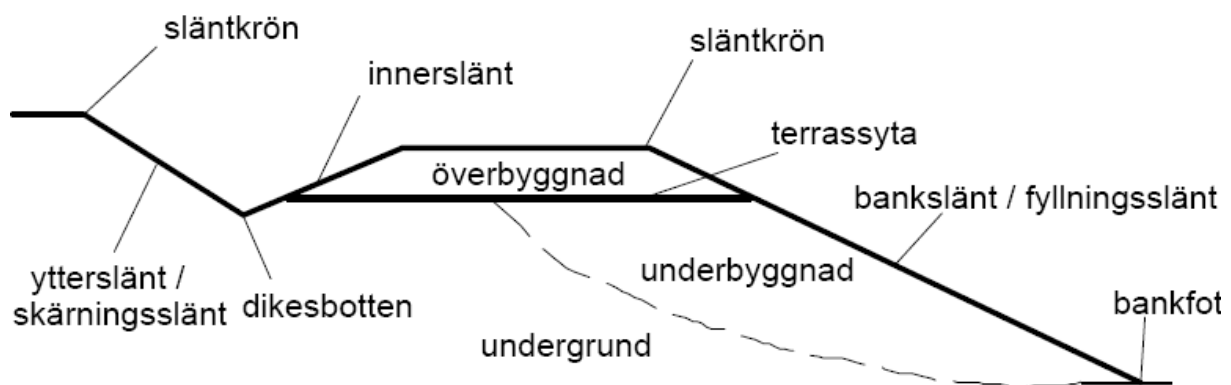
Vid en sättningsberäkning ska ingå egentyngheten på konstruktionsmaterialen samt jordens egenskaper, grundvatteninverkan och porttrycksvariationer i form av medelvärde. Trafiklasten tas inte hänsyn till vid en sådan beräkning. Sättningsbeloppet kan beräknas med och utan förstärkningen. (Trafikverket TK Geo 11, 2011)

Sättningen kan beräknas utifrån ödometerförsök, spetstryck- samt hejarsonderingar. De mest använda sättningsberäkningarna i Sverige är baserade på ödometerförsök eller CRS-försök. CRS-försök är en förkortning till Constant Rate of Strain kan utföras på alla leror, organiska jordar samt friktionsjordar i ett temperaturkontrollerat rum. (Axelsson, 2005)

3. Vägkroppens uppbyggnad

3.1 Beskrivning av vägkroppens uppbyggnad

Vägkroppen är uppbyggd av två delar, en överbyggnad och en underbyggnad, se figur 3-1 nedan. Överbyggnadens huvuduppgift är ta emot lasterna som uppstår på grund av trafiklasten och fördela den på ett bättre sätt till undergrunden. Eftersom undergrunden oftast är mindre bärkraftig, samt för att undvika att vägen sjunker ner måste överbyggnaden kunna ta emot lasterna. Dessutom måste överbyggnaden uppfylla kraven på säkerhet och komfort för att skapa en bra miljö för trafikanterna. De olika lagren som överbyggnaden består av måste ha sådana egenskaper så att trafikens och klimatets påverkan inte bidrar till nedbrytningen av vägkroppen samt att vägkroppen håller för den dimensionerande livslängden. (Parhamifar, 2009), (Trafikverket TRVK Väg, 2011)



Figur 3-1 : Underbyggnad, undergrund, överbyggnad med mera (Vägverket, 2004)

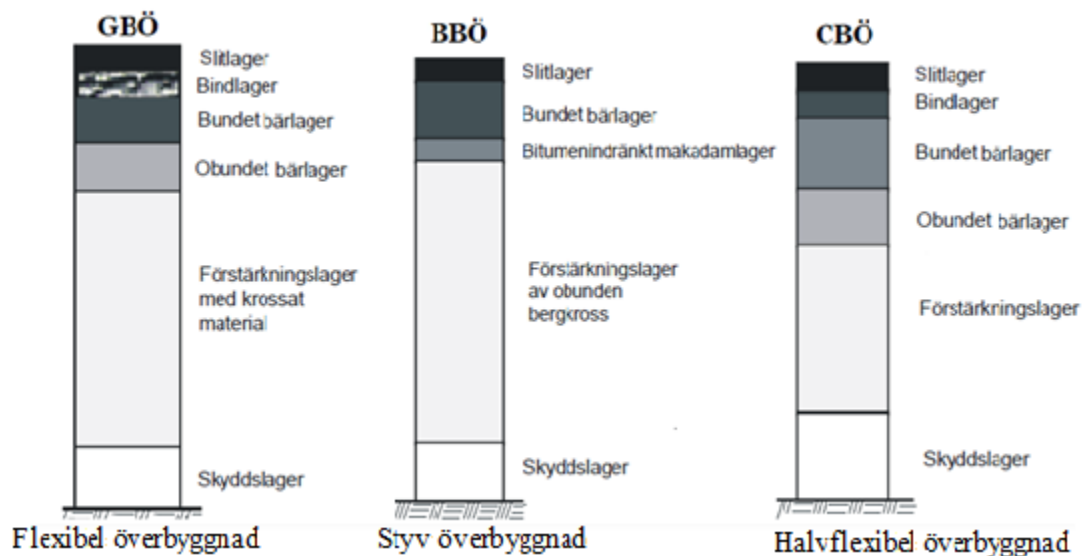
Eftersom investeringskostnaderna är höga är det extra viktigt att dimensionering och utformning av de olika lagren görs på ett säkert sätt. Transporten av människor och gods har ökat vilket medfört till att vägarna utsätts för stora belastningar. Dimensioneringen av vägarna för trafiklasten har förändrats idag jämfört med 50-talet. Idag är svenska vägar dimensionerade för en axellast på 10 ton. (Parhamifar, 2009)

3.2 Typer av överbyggnad

Överbyggnadens typer delas in i tre huvudgrupper enligt nedan:

- Flexibla överbyggnader
Där asfaltbeläggningen kan innehålla bitumen med olika egenskaper
- Styva överbyggnader
Slitlagret utgörs av betong
- Halvflexibla överbyggnader
Kombinationen av ovannämnda typer.

De vanligaste typerna som används i Sverige är Grusbitumenöverbyggnad (GBÖ), Bergbitumenöverbyggnad (BBÖ) och Cementbitumenöverbyggnad (CBÖ). (Trafikverket TRVK Väg, 2011). Se figur 3-2 som visar vilka lager de olika typerna består av.



Figur 3-2: Lagermaterial för de olika överbyggnadstyper (Trafikverket TRVK Väg, 2011)

Vägens överbyggnad består av olika materiallager där varje enskilt material har speciella egenskaper och funktioner. Flexibla överbyggnader består av slitlager, eventuellt bindlager, bundet bärlager, obundet bärlager, förstärkningslager och eventuellt även ett skyddslager. De olika materialens användning och funktion beskrivs kort nedan:

Slitlager

Slitlager är det synliga lagret som finns överst i överbyggnaden och utgörs av asfalt eller betong. Stora krav ställs på slitlagret, exempelvis god friktion, förhindra att vattnet tränger in i vägkonstruktionen och ge körbanan egenskaper så att kravet på trafiksäkerhet och komfort uppfylls. (Parhamifar, 2009)

Bindlager

Är ett lager som läggs under slitlagret och ska ha egenskaper som god stabilitet, styvhet och vattenresistens. Det finns andra syften med användning exempelvis reducera deformationen hos vägar med större andel tung trafik, uppkomsten av reflektionssprickor reduceras samt lagret har en skyddande funktion och fungerar som ett isolerande skikt. Beroende på vilket syfte man söker så finns olika typer av bindlager exempelvis ABb (asfaltbetong bindlager) och ABT (Asfaltbetong tät). (Trafikverket TRVK Väg, 2011)

Bundet bärlager

Bundet bärlager är ett lager som ligger under bindlagret och har en huvuduppgift att ta upp och fördela trafiklasterna så att det inte förekommer stora tryckpåkänningar eller deformationer i de nedersta lagren. Bundet bärlager kallas för bitumenbundet bärlager eller benämns efter materialet, exempelvis AG22 där AG står för asfaltgrus och siffran står för största stenstorleken. (Parhamifar, 2009)

Obundet bärlager

Lagret består av krossat material, sten eller grus och har till uppgift att ta upp och fördela lasten som uppkommer från trafiken till de underliggande lagren. Hållfastheten hos de krossade materialen är stor eftersom materialen har skarpa kanter blir friktionen mellan partiklarna stor, vilket begränsar partiklarnas rörelser på grund av vibrationen som trafiken orsakar. Det ställs också höga krav på packning av lagret. (Parhamifar, 2009)

Detta lager måste ha särskilda egenskaper för att överbyggnaden ska behålla sina hållfasthetsegenskaper under dimensioneringsperioden. Bärlagret måste uppfylla kravet att vattenöverskottet kan dräneras bort utan något hinder. Dessutom med hänsyn till stabiliteten ska tjockare bärlager väljas där får högst 95 % av materialet passera 31.5 mm sikt. (Vägverket ATB Väg, 2002)

Förstärkningslager

Lagret ligger under obundet bärlager och består av obundna granulära material som kan vara krossat, okrossat grus, bergkross eller sprängsten. Lagrets huvudsakliga funktion är att ta upp trafiklasten från obundet bärlager och fördela den vidare till undergrunden. Materialen i lagret ska väljas så att inga tjällyftande material finns, lagret har frostbeständighet samt lagret ska ha självdränerande funktion att vattnet kan ledas till avvattningssystemet. (Hon, 2010)

Skyddslager

Skyddslagret har två huvudsakliga funktioner, den ena är att minska tjällyftning och på finkorniga undergrunder fungerar lagret materialskiljande och förhindrar att materialen underifrån tränger in i förstärkningslagret. (Parhamifar, 2009)

Terrass

Terrassen är en överyta på undergrunden, innan terrassen skapas så måste schaktning, blockrensning samt packning utföras på ett sammanhängande sätt för att förhindra att vattnet går in i materialet och sätter ned bärigheten. Efter blockrensningen packas terrassen ordentligt med tung vält med minst 8 överfarter för att få en jämn yta. Om schaktmaterialet inte är tillräckligt för att säkerställa terrassen ska återfyllas med icke tjällyftande jord. (Vägverket ATB Väg, 2002)

4. Responsmodeller

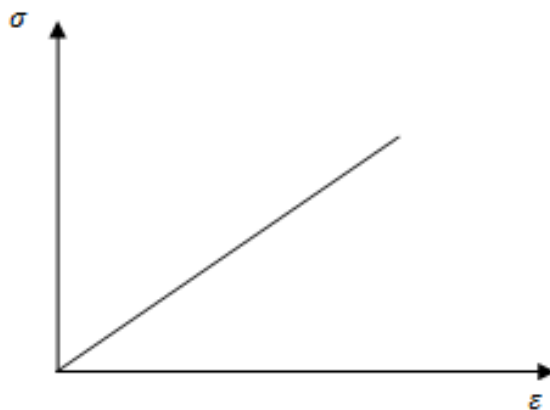
4.1 Beskrivning av responsmodeller

Dessa modeller används för att beskriva spänningar och töjningar i en vägkonstruktion. På grund av variationen i beteendet hos de olika lagren under inverkan av trafikbelastningen är det inte lätt att tillämpa en enda modell för att beskriva hela konstruktionen. Istället beskrivs de olika lagren med olika responsmodeller. Idag används datorprogram, exempelvis PMS Objekt som bygger på linjärelastiska modeller. Det utvecklas även nya modeller som beskriver det ickelinjära beteendet hos materialen baseras på finita element metoden, t.ex. VägFEM.

4.2 Linjärelastiska modeller

Dessa modeller används för att beskriva materialens beteende där de olika spänningarna och töjningarna i materialen beräknas med en linjärelastisk beräkningsmodell. Denna modell används för att approximera och förenkla verkligheten. Den beskriver inte beteendet hos de olika lagren, eftersom de obundna lagren beter sig olinjärt när vägkonstruktionen utsätts för trafiklast. I kapitel 8 beskrivs modellen utförligare.

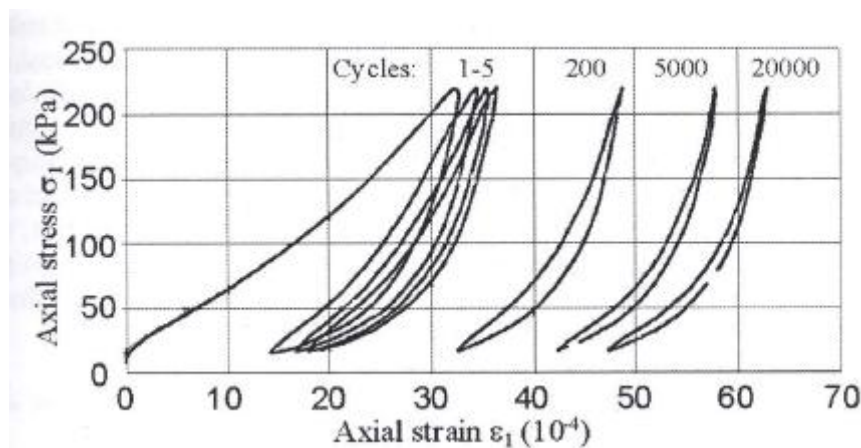
Idag används olika linjärelastiska modeller vid dimensionering av vägen trots att modellerna inte stämmer med verkligheten. Materialet antas vara homogent. Dessutom antas ett linjärt samband där spänningarna och töjningarna beskrivs med Hookes lag, se figur 4-1. (Parhamifar, 2009)



Figur 4-1: Spänning i förhållande till töjning i ett linjärelastiskt material

Antagandet att en materialmodell som bygger på elasticitet kan representera beteendet hos ett obundet material görs baserat på experimentella resultat. Resultaten visar att om ett prov bestående av granulärt material utsätts för ett stort antal belastningscykler, kommer den icke återgående töjningen som uppkommer under varje cykel att minska och i slutändan vara nästan noll. Detta kallas förkonditionering se figur 4-2. (Olsson, 2003)

Resultaten som visas i figur 4-2 baseras på ett cykliskt triaxalförsök på ett obundet material, tolkas som att vid de första lastcyklerna ökar den permanenta deformationen snabbt. Efter många lastcykler kommer den permanenta deformationen att stabilisera sig eller ökar mycket långsamt. Vilket betyder att den elastiska delen av responsen för de obundna materialen uppvisar ett starkt icke linjärt beteende. (SAMARIS, 2004)



Figur 4-2: Effekten av förkonditionering för ett prov av obundet material (Olsson, 2003)

4.3 Viskoelastiska modeller

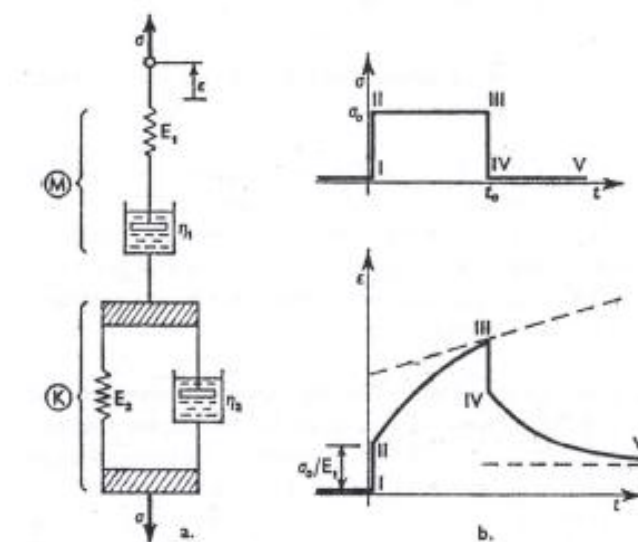
De flesta materialen som används för utformning av vägar är inte rent elastiska vilket betyder att en del av deformationen vid trafikbelastningen inte omedelbart återgår, dessutom ökar deformationen hos dessa material med belastningstiden, exempelvis asfalt.

Deformationen för materialen kan delas in i tre typer:

Det finns en typ av deformation som försvinner när det belastade materialet avlastas. Denna deformation kallas för viskoelastisk.

Dessutom finns deformationer som tillkommer på grund av att lasten har verkat under lång tid. Dessa deformationer försvinner inte men kvarstår. De deformationerna kallas för primär krypning eller viskoplastiska deformation.

En enkel modell som beskriver alla dessa deformationer är Burgers modell. Denna modell består av fyra element, två fjädrar och två dämpare, se figur 4-3. (Agardh, 2006) Modellen består av Maxwell- och Kelvin- modeller i serie, där index M hänvisar till Maxwell-delen och index K hänvisar till Kelvin-delen.



Figur 4-3: Burgers modell (Agardh, 2006)

Penetration-index används för att klassa bitumen med avseende på fasthetsgrad vid en viss temperatur. (Ullidtz, 1998)

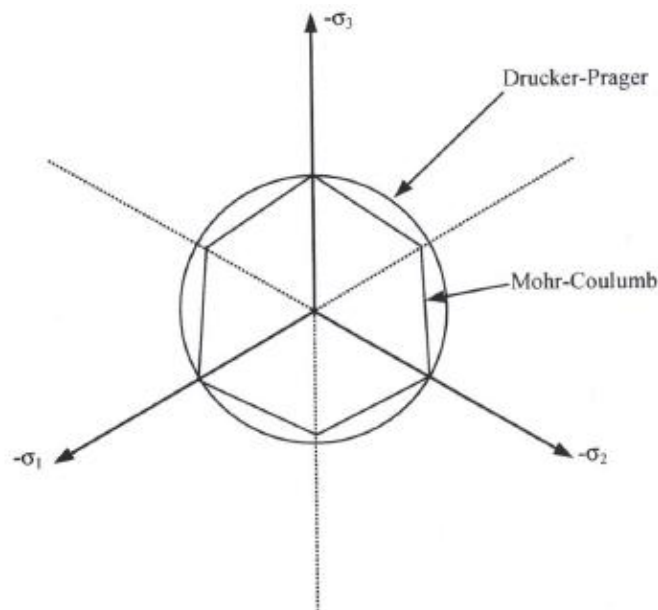
Penetration-index hos bitumen avgör om modellen stämmer med experimentdata eller inte. Om penetration-index hos bitumen är låg stämmer modellen bättre än för bitumen med hög penetration index. (Ullidtz, 1998)

VEROAD (Visco-Elastic ROad Analysis) är ett linjärt viskoelastiskt flerskiktsberäkningsprogram som baseras på Fourier-transformation. Programmet används för beräkning av tidsberoende deformation, spänningar, töjningar samt permanenta deformationer i ett flerskiktssystem som byggs av viskoelastiska material. Trafikhastigheten tas hänsyn till vid dessa beräkningar.

För att den linjära viskoelasticitetsteorin ska gälla så bör materialskikten vara homogena och oändliga i horisontellt led samt botten på lagret vara en halvrymd. Materialet antas vara kontinuerligt där inga sprickor uppstår, och systemet måste vara i jämvikt. (Oscarsson, 2007)

4.4 Plastiska modeller

Modellerna innefattar de klassiska materialmodellerna som Mohr-Coulomb och Drucker-Prager. Båda dessa modeller har använts tidigare inom geomekanik. För flytytan används flytfunktioner som kan formuleras som att deras ytor har en öppning i positiv riktning av den hydrostatiska spänningsaxeln. Detta innebär att materialet tål oändliga hydrostatiska tryck. I verkligheten stämmer inte detta för de flesta material. Ett sätt att lösa problemet med oändlig tryckspänning är att införa ett tak som stänger flytytan, se figur 4-4.



Figur 4-4: Drucker-Prager och Mohr-Coulomb flytyta i π -plan (Olsson, 2003)

Materialen som används i vägutformning är ofta mycket tätt graderade. I Sverige används krossade stenar som ger partiklar med ojämna ytor. Den ojämna ytan på varje partikel ger ganska hög friktionsvinkel β . Detta kan medföra ett problem när beräkningarna görs med en materialmodell som är baserad på Drucker-Prager, där en stor friktionsvinkel ger ett material förmåga att ta upp mycket stora hydrostatiska spänningar. Detta resulterar i att den bärande kapaciteten kan vara högre än den uppskattade (Olsson, 2003).

4.5 Finita elementmodeller

Är en förbättring av de modeller som är baserade på de linjärelastiska teorierna, där vägkonstruktionen delas in i olika element. Elementindelning och elementstorlek bestämmer man själv beroende på önskad noggrannhet.

En finit elementmodell bygger på differential ekvationerna som beskriver varje enskilt element. De olika elementen kopplas ihop vilket resulterar i att ett globalt ekvationssystem erhålls som löses med hjälp av ett datorprogram. (Ottosen & Petersson, 1992)

Med hjälp av finit element modell kan man se hur de olika lagren samverkar när ett fordon belastar vägen. Dessutom kan man kartlägga vilka områden i vägkonstruktionen som påverkas av de höga spänningarna, och i vilka lager deformationen är stor.

Det finns faktorer som vanligen inte beaktas, exempelvis packningsgrad och kornstorleksfördelning. Man antar att vägkonstruktionen består av homogena materialskikt, men i verkligheten kan vissa ställen i ett skikt få ett överskott av stora stenar men andra ställen i samma skikt får överskott av små stenar, vilket orsakar att vägen kan deformeras olika i samma lager.

VägFEM är en applikation som är baserad på finita element metoden som utvecklades av Olsson. Denna applikation används för att utföra olika typer av beräkningar som bärighetsberäkningar, plattbelastningsberäkningar samt beräkna permanenta deformationer. Bärighets och plattbelastningsberäkningar gäller endast överbyggnadstypen Grus Bitumen Överbyggnad som förkortas med GBÖ. (Locke & Loven, 2007) Själva vägmodellen är samma när man utför de olika beräkningarna men det som skiljer är hur själva lastberäkningen utförs. Vid simulering av vägmodellen med avseende på de två beräkningstyperna används vid plattbelastning en platta med diameter 300 mm medan i bärighetsberäkningen används en hjulaxel. Dessutom tas de bundna lagren bort vid plattbelastningsberäkning. (Locke & Loven, 2007)

5. Bärighet hos vägkonstruktionen

5.1 Beskrivning av bärighet

Bärighet är ett mått på vägens förmåga att klara belastningen som kommer från den tunga trafiken. Bärighetsberäkningen utförs med hjälp av information om vägkonstruktions olika lager, materialegenskaper hos lagren och deformationsegenskaper.

En bärighetsberäkning avgör om vägen är tillräckligt bärig eller inte, om vägen uppvisar brister i bärigheten så måste en förstärkningsåtgärd utföras i rätt läge. Dessutom ska vägen stängas för den tunga trafiken.

Bärförmåga kan uttryckas som tillåtna spänningar och töjningar i olika kritiska punkter. Det finns ett annat sätt att ta reda på bärigheten i en vägkonstruktion genom att mäta deformationen under en känd belastning. Detta sätt vilar på ett antal antaganden. (Isacsson, 2000)

Det finns olika metoder för mätningen av bärigheten, som plattbelastningsförsök, tung- eller lätt fallvikt som ska behandlas i de kommande avsnitten. Bärigheten kan bedömas också genom att studera vägytans jämnhet och ytskador. (Isacsson, 2000)

5.2 Olika metoder för mätning av bärigheten

Tung fallvikt

Fallviktutrustning är utrustad med en belastningsplatta som har 300 mm i diameter. Plattan delas i fyra delar för att underlätta mätning på ytor som inte är plana. Vikten ska släppas ner från en bestämd höjd vilket resulterar i en kraftpuls som förs ner via ett fjädringssystem till belastningsplattan. Belastningstiden motsvarar 30 ms och kraftpulsens är 50 kN, se figur 5-1.

Deformationen mäts med hjälp av sju sensorer som finns i belastningsplattans centrum samt 200, 300, 450, 600, 900 och 1200 mm från centrum. I samband med deformationsmätning så mäts även lufttemperaturen och beläggningens yt- och inre temperatur. Mätdata sparas automatiskt i digital form och bearbetas ytterligare för att ett mått på vägkonstruktionens bärighet ska erhålls. Mätkapaciteten för tung fallvikt motsvarar 3 till 3.5 km/h. (VTI & Vägverket, 2003), (Vägverket, 2000)



Figur 5-1: Tung fallvikt (VTI & Vägverket, 2003)

Bestämningen av vägkonstruktionens styvhet beräknas enligt formeln nedan. För att underlätta beräkningar antas linjärelastisk responsmodell. (Vägverket, 2000)

$$E_0 = \frac{1000 \cdot f \cdot (1 - v^2) \cdot \sigma_0 \cdot a}{D_0} \quad [MPa]$$

E_0 : Ytmodul [MPa]

f : Spänningsfördelningsfaktor

v : Poissons tal

σ_0 : Medelnormalspänningen under plattan [MPa]

r : Plattans radie [mm]

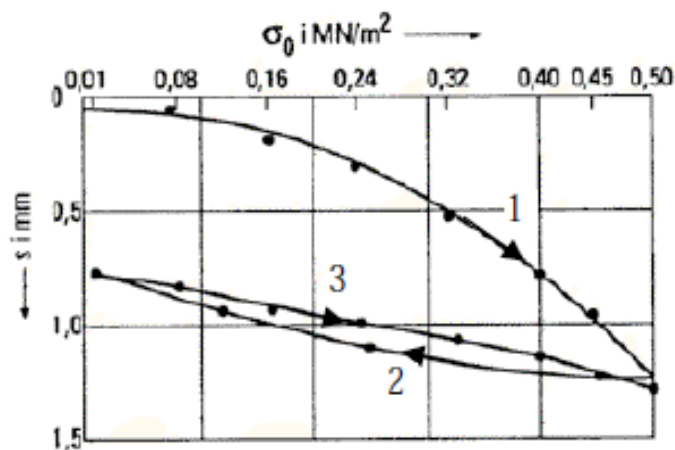
D_0 : Deformationen vid centrumgivare [mm]

Bedömningen av bärigheten sker med hänsyn till att det beräknade materiallagrets deformationsmodul med den statiska plattbelastningen (*Statisk plattbelastning* ska beskrivas i kommande avsnittet) ska jämföras med de utförandekrav som ställs för detta material. Vägkonstruktionen godkänns när bärigheten uppfyller utförandekraven. Utförandekraven har olika gränsvärden på deformationsmodulen för varje enskilt material i vägkonstruktionen. (Vägverket ATB Väg, 2005)

Statisk plattbelastning

När packningen av materiallagren har utförts, kan statisk plattbelastning användas till att bestämma av lagrets styvhets- och deformationsegenskaper. Utrustningen består av en cirkulär platta där sättningen registreras efter upprepade stegvisa på- och avlastningar. (Vägverket, 1993). Belastningen sker med (1 och 3) i två tillfällen med avlastningen (2) mellan pålastningar se figur 5-2. Från försöket erhålls två deformationsmoduler E_{v2} och E_{v1} som beräknas från trycksättningslinjer från första och andra pålastningen. Dessutom beräknas kvoten mellan de modulerna för att utvärdera kvaliteten på förpackningen, högt värde betyder att materialen har sämre packningsgrad.

Trycksättningslinjer är en benämning av förhållandet mellan medelnormalspänning σ_0 under plattan och deformationen s som erhålls efter varje pålastning. (Vägverket, 1993)



Figur 5-2: Trycksättningslinjer (Vägverket, 1993)

Trycksättningslinjer beräknas med följande ekvation (Vägverket, 1993)

$$s = a_0 + a_1 \sigma_0 + a_2 \sigma_0^2 \quad [mm]$$

s : Sättningen under plattans centrum [mm]

σ_0 : Medelnormalspänningen under plattan [MPa]

a_0, a_1, a_2 : Konstanter

Därefter används ekvationen nedan för att bestämma deformationsmodulerna. (Vägverket, 1993)

$$E_v = \frac{1.5 \cdot r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{1,\max}} \quad [MPa]$$

E_v : Deformationsmodul [MPa]

r : Plattans radie [mm]

$\sigma_{1,\max}$: Maximal medelnormalspänning vid första belastningen [MPa]

Lätt fallvikt

Bärighet kan bedömas med lätt fallvikt. Metoden har normerats i Tyskland. Plattan består av en cirkulära platta med 300 mm diameter och en 10 kg fallvikt som träffar plattan via ett fjädersystem, se figur 5-3. Fallvikten ger en dynamisk kraft på 7 kN med en belastningstid på 18 ms. Denna metod lämpar sig för de grovkorniga materialen med stenstorlek upp till 63 mm. Enligt de tyska normerna görs mätningarna efter 3 inledande slag mot marken, därefter beräknas medelvärdet av de 3 slagen. (SGF, 2004)

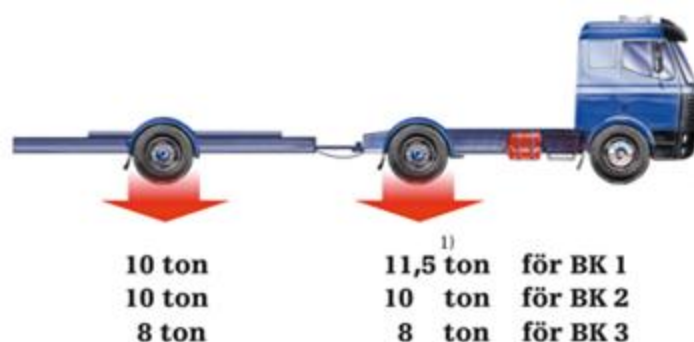


Figur 5-3: Lätt fallviktsutrustning (SGF, 2004)

5.3 Bärighetsklass

I Sverige delas vägnätet in i tre olika bärighetsklasser BK1, BK2 och BK3 beroende på bärighetsmätningar och beräkningar. Bärighetsmätningar och beräkningar är ett bra hjälpmedel för att klassificera en vägkonstruktion som belastas av olika fordonsstorlek. BK1 vägnät tillåter fordon med högre viktsstorlek att trafikera vägen, vikterna måste godkännas och överensstämmer med EG:s bestämmelser. I BK2 och BK3 vägnät tillåter man inte att fordon med högre viktsstorlek att bruka vägen, vägarna som tillhör dessa bärighetsklasser måste rapporteras av trafikverket eller kommunen. Exempel på tillåtna axeltryck presenteras nedan:

Axeltryck	BK1	Bk2	Bk3
Axel som inte är drivande	10 ton	10 ton	8 ton
Drivande axel	11.5 ton	10 ton	8 ton



Figur 5-4: Axeltryck för fordon som klassas till olika bärighetsklasser (Vägverket, 2005)

Det finns andra tryck som boggitryck och trippelaxeltryck som hör till olika bärighetsklasser beroende på avstånd mellan axlarna och vikten på dem. (Vägverket, 2005)

6. Vägdimensionering

6.1 Beskrivning av vägdimensionering

Att dimensionera en vägkonstruktion är att bestämma tillräckliga lagertjocklekar hos vägkroppen så att vägkonstruktionen uppvisar en acceptabel nedbrytningshastighet för den förväntade trafikmängden vid varierande miljömässiga egenskaper. En vägkonstruktion ska inte vara underdimensionerad då detta kan orsaka att vägkroppens bärförmåga blir otillräcklig. Detta kan leda till större kostnader för underhållsarbete. Vid dimensioneringen av en väg vill man helst att skadorna ska uppkomma efter att vägen har nått sin beräknade livslängd.

I samband med dimensioneringen beaktas värden för olika faktorer som är nödvändiga att ta hänsyn till för att säkerställa den slutliga vägkonstruktionen. (Vägverket ATB Väg Kap C, 2005) Dessa är:

- Trafikmängden
- Andelen tung trafik
- Klimatförhållande
- Dimensionerade livslängd
- Typ av terrassmaterial (Vägverket ATB Väg Kap C, 2005)

6.2 Dimensioneringsmetoder

6.2.1 Svenska dimensioneringsmetoder

I Sverige används olika dimensioneringsmetoder som tar hänsyn till antal standaraxlar under vägens planerade livslängd. Dessa dimensioneringsmetoder kallas för DK1, DK2 och DK3. PMS objekt är ett beräkningsprogram som används till dimensionering av vägkonstruktionen för DK1 och DK2. Programmet används för att bestämma töjningar och spänningar som orsakas av trafikbelastning. (Vägverket ATB Väg Kap C, 2005)

De uppgifter som måste beaktas vid användning av PMS objekt är följande:

- Trafikmängd, ÅDT samt andel tung trafik
- Klimatzon
- Terrassmaterial
- Överbyggnadstyp

- Dimensioneringsperiod (Vägverket ATB Väg Kap C, 2005)

6.2.2 Internationella dimensioneringsmetoder

Empiriska metoder

Det finns två olika empiriska metoder som används, utan hållfasthetstest och en med hållfasthetstest. Den empiriska metoden utan hållfasthetstest utvecklades av PR (Public Road) jordklassificeringssystem, där undergrunden klassificerades som enformig från A-1 till A-8 och olikformig från B-1 till B-3. PR-systemet modifierades senare av HRB (Highway Research Board) och jorden grupperades från A-1 till A-7 och en grupp index tillfördes för att skilja jorden inom varje grupp. (Huang, 1993)

Den empiriska metoden med hållfasthetstest användes först av California Highway Department år 1929. California Bearing Ratio (CBR) test är ett enkelt hållfasthetstest som jämför bärigheten av ett material med bärigheten för en väl graderad krossad sten. (Yoder & Witczak, 1975).

AASHTO-metoden är en annan empirisk metod som baseras på de empiriska ekvationerna som erhålls från AASHTO Road Test. Dessa regressionsekvationerna är baserade på resultat från försöket. (Yoder & Witczak, 1975)

Nackdelen med en empirisk metod är att den kan tillämpas endast i en viss miljö, för ett visst material och specifika belastningsvillkor. Om villkoren ska variera utanför de förutsatta gränserna så måste en annan metod väljas. (Huang, 1993)

Analytiska-empiriska metoder

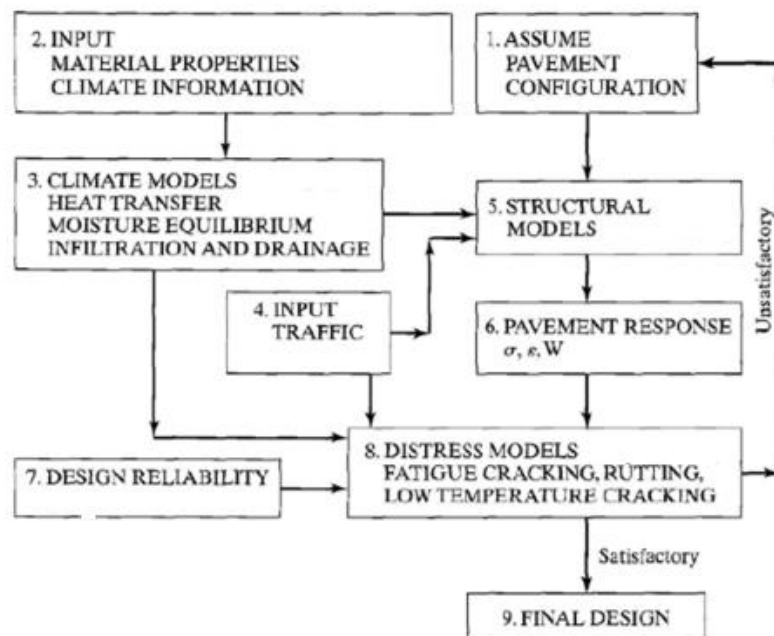
I analytiska-empiriska metoder används grundläggande fysiska egenskaper och en teoretisk modell för att beräkna spänningar, töjningar och deformationer. (Ullidtz, 1998). Dessa responsvärden används tillsammans med experiment och fältprestandadata för att förutsäga påfrestningar. (Huang, 1993)

Kerkhoven och Dormon föreslog under 50-talet att man skulle använda den axiella töjningen ovanpå obundna bärlager som brottkriterium för att reducera permanent deformation. Saal och Pell rekommenderade under 60-talet att man skulle använda den horisontella töjningen i botten av asfaltlagret för att reducera utmattningsprickor. (Huang, 1993)

Dimensioneringsprocessen för dessa metoder består av två steg:

- Steg 1: beräkning av tillåtna värden på töjningar i de kritiska punkterna på överbyggnaden som funktion av antal förväntade lastcykler under en viss livslängd, och utifrån denna beräkning anges en acceptabel nivå på nedbrytningen. (Doré & Zubeck, 2009)
- Steg 2: bestämning av lagertjocklekarna för att uppfylla de tillåtna värdena på töjningarna som beräknats i steg 1. (Doré & Zubeck, 2009)

De senast utvecklade analytisk-empiriska metoderna kallas för kalibrerad analytisk metod. Metodiken för den metoden presenteras i figur 6-1.



Figur 6-1: Metodiken för kalibrerad analytisk metod för en flexibel överbyggnad (Huang, 1993)

I dimensioneringsprocessen ingår följande olika steg i (figur 6-1):

1. Antal lager, materialtyper samt lagertjocklekar.
2. Materialegenskaper som styvheter, densitet och klimatförhållande (temperatur och fukt).
3. Klimatmodeller ska inkludera värmeöverföringsmodell samt fuktjämviktsmodell.
4. Trafiken ska indelas i olika grupper med avseende på storleken samt antal upprepade lastcykler.
5. Finta elementmodeller för att beskriva icke linjärt beteende.
6. Responsmodeller inkluderar spänningar, töjningar och deformationer.
7. Bestämning av tillförlitligheten med hjälp av viktiga koefficienter som fås fram från steg 1 till 4.
8. Olika modeller för utmattning samt spårbildning
9. Under detta steg ska lagertjocklekarna uppfylla kraven (Huang, 1993)

7. Nedbrytning av vägkroppen

7.1 Faktorer som orsakar nedbrytning av vägkroppen

7.1.1 Trafikbelastning

En av de viktigaste faktorerna till nedbrytningen är belastningen som kommer från den tunga trafiken medan belastningen från personbilar inte bidrar till någon påverkan på materialspänningarna i vägkonstruktionen men orsakar nötning av vägytan. Den sammanlagda effekten från den tunga trafiken kan bestämmas av:

- Axellast
- Kontakttryck
- Trafikförhållande
- Belastningens typ

Nedbrytningen av vägkonstruktionen beror på storleken hos axellasten, och kontakttrycket mellan hjul och vägbana som beror på lasten hos hjulen, ringtryck, däckformen och hastigheten hos fordonen. Hur snabbt nedbrytningen sker beror på belastningstid, belastningshastighet och viloperiodens längd mellan fordonspassage. Vid ändring av hastigheten hos den tunga trafiken kommer beläggningen att påverkas av stora skjuvkrafter som bidrar till spårbildning i beläggningsytan. (VTI & Vägverket, 2003)

7.1.2 Klimat

Olika delar i vägkonstruktionen påverkas av fukt och temperatur. Beläggningens styvhet ändras vid ändring av temperaturen, där de höga temperaturerna i samband med trafikbelastning orsakar plastisk deformation. En sommardag kan temperaturen i beläggningsytan gå upp till mer än 50 °C. För att minska stigning av temperaturen hos beläggningssmaterial används ljust stenmaterial vid framställningen av slitlagerbeläggning.

Undersökningar av bitumen 70/100 har visat att sänkning av temperaturen från 40 till 30 °C ökar styvheten hos bindemedlet med en tiopotens, vilket förbättrar resistansen mot plastisk deformation. (VTI & Vägverket, 2003)

Vattenmängd och temperatursänkning i ett tjälfarligt undergrundsmaterial orsakar bildning av islinser. Volymökning sker i samband med bildningen av islinserna som orsakar tjällyftningen. Ojämn tjällyftning beror på att vattenmängden är fördelad olika i undergrundsmaterialen och att det tjälfarliga materialets egenskaper varierar. Förekomsten av

denna tjällyftningstyp bidrar till stora rörelser och påfrestningar i vägkroppen vilket orsakar sprickbildningen.

När islinserna smälter kommer de obundna materialen i vägkroppen att bli mättade med vatten, vilket nedsätter bärigheten hos vägkroppen och känsligheten för den tunga trafiken ökar. (VTI & Vägverket, 2003)

Med hänsyn till klimatet så har landet delats in i fem olika klimatzoner, se figur 7-1.



Figur 7-1: Klimatzoner i Sverige indelad efter köldmängden (Vägverket, 2004)

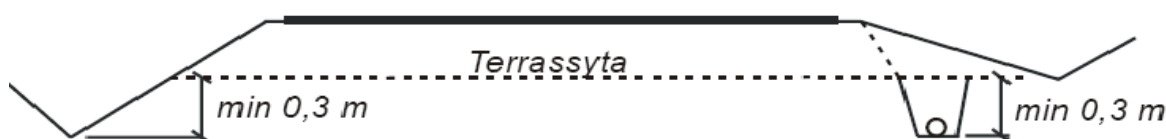
Klimatzonerna styr längderna på dimensioneringsperioderna (vinter, sommar, höst) samt beläggningstemperaturerna under respektive period. Utifrån dimensioneringsperiod och klimatzon kan styvhetsmodulen för ett specifikt lager avläsas i en tabell. Styvhetsmodulerna utvärderas med hjälp av upprepade försök, se tabell 7-1. (Trafikverket TRVK Väg, 2011)

Tabell 7-1: Styvheterna i [MPa] med avseende på klimatzoner samt dimensioneringsperioder
Trafikverket TRVK Väg, 2011)

Dimensioneringsperiod	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
Vinter	12500	12500	13500	14500	16500
Tjällossningsvinter	10500	10500			
Tjällossning	10500	10000	8500	7500	7000
Senvår	9000	9500			
Sommar	2500	3000	3500	3000	3500
Höst	7500	9000	9000	9000	9000

7.1.3 Avvattning och dränering

För att säkra att vägkonstruktionens bärrighetsegenskaper inte reduceras är behovet av ett välfungerande dräneringssystem stort. Dräneringssystemet består av olika delar, exempelvis dräneringsledningar, öppna eller stenfyllda diken. Dräneringssystemet ska läggas minst 0.3 m under terrassytan, se figur 7-2. (Trafikverket TRVK Väg, 2011)



Figur 7-2: Nivåkrav för dräneringen av vägens överbyggnad (Vägverket, 2005)

Kvaliteten på dränering av vägkonstruktionen kan reduceras på grund av att erosionen i jorden har utformat en vattenränna med tiden, uppväxt av vattenkrävande växter i innerslän. (VTI & Vägverket, 2003)

7.2 Olika skador på vägkonstruktionen

Spårbildning

Det finns olika möjliga orsaker till spårbilning som slitage av beläggningssytan på grund av avnötningen som dubbdäck orsakat, deformationer som beror på bärigheten hos överbyggnadens obundna lager eller undergrundsmaterial samt plastiska deformationer som förekommer i beläggningsslager som ligger 50-80 mm från beläggningssytan. Dessutom kan deformationen uppträda i obundna material och undergrundsmaterial när tjälprocessen uppstår i samband med smältningen av islinserna (tjällossning), se figur 7-3. (VTI & Vägverket, 2003), (ROADDEX III, 2006)



Figur 7-3: Spårbildning uppstår på grund av brist på bärighet hos materiallager (ROADDEX III, 2003)

Spårbildning kan bedömas med olika nivåer 1,2,3. Mätning sker enligt figur 7-3 där mäts spårdjupet. Spårdjupet ger ett mått på hur allvarlig skadan är samt i vilken skadenivå befinner vägkonstruktionen sig. (VTI & Vägverket, 2003)

Sprickbildning i hjulspår

Skälet till att en sådan skada uppträder, är att den tunga trafiken orsakar påfrestningar i form av horisontella dragtöjningar som sker i underkanten av beläggningsslaget. Dessa horisontella dragtöjningar orsakar med tiden utmattningssprickor som startar i beläggningens underkant och letar sig upp mot ytan. Töjningarna kan uppstå direkt på beläggningssytan som gör att längsgående sprickor i spårkant eller korta tvärsprickor i spåret uppträder, se figur 7-4.

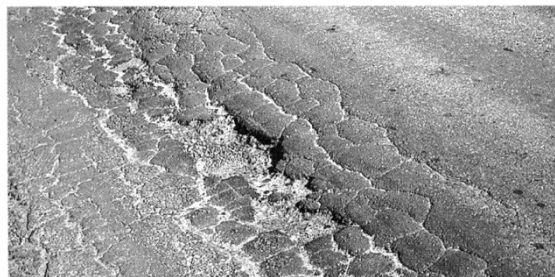


Figur 7-4: Sprickbildning i hjulspåret (VTI & Vägverket, 2003)

Det finns andra orsaker som att den dimensionerande livslängden för vägkonstruktionen har löpt ut eller att sprickorna har uppstått på grund av trafiklasten varit större än den beräknade lasten vilket gör att vägen blev underdimensionerad. (VTI & Vägverket, 2003), (Huang, 1993)

Krackelering

Sprickorna uppstår i vägkonstruktionen i första hand som en eller flera längsgående sprickor. Efter att vägen har utsatts för flera trafikbelastningar binds sprickorna ihop och bildar en form som liknar ett krokodilskinn, se figur 7-5. Den typen av skada är vanligt förekommande på vägkonstruktioner med ett tunt beläggningsskikt. (VTI & Vägverket, 2003)



Figur 7-5: Krackelering skada i vägen (VTI & Vägverket, 2003)

Det finns andra anledningar till sprickbildning, som att den dimensionerande livslängden har löpt ut, konstruktionen är underdimensionerad, beläggningsskiktet är styvt vilket gör att skiktet inte klarar de rörelser som uppstår i de obundna lagren. (VTI & Vägverket, 2003)

Tvärgående sprickor

Tvärgående sprickor uppträder och syns över hela vägens bredd. Dessa sprickor beror inte på belastningen, men belastningen kan nedsätta bärigheten ytterligare och förvärra skadan. Anledningen till skadan är termiska krympspänningar i beläggningen, där variationen i temperaturen under den kalla vintertiden gör att krympning uppstår. Dessa sprickor kan uppkomma om konstruktionen består av underliggande cementbetong eller lager av cementstabiliserat grus, se figur 7-6. (VTI & Vägverket, 2003), (Huang, 1993)



Figur 7-6: Tvärgående sprickor syns tydlig i vägen (VTI & Vägverket, 2003)

Tjälsprickor

Tjälsprickor beror på att undergrundsmaterialet har varierande egenskaper i samband med klimatinverkan. Dessa sprickor uppstår som längsgående sprickor i mitten av vägen eller vid kanten beroende på hur bred vägen är. I vägkonstruktioner med tunna beläggningsskikt kan sido- och krackeleringssprickor uppstå i förbindelse med tjälsprickan. Beroende på vägens bredd kan tjälsprickor uppstå på olika ställen i vägkonstruktionen, se figur 7-7. (VTI & Vägverket, 2003)



Figur 7-7: Tjälspäckor som är vanligt förekommande under kalla tider (VTI & Vägverket, 2003)

Kantsprickor

Sprickorna uppkommer på grund av deformation i väggroppen i samband med otillräcklig dränering eller tjälskador, vattenavrinningen har försvårats vid belägningskanten samt när den tunga trafiken kör nära väggkanten. För att motverka kantsprickbildning bör man förstärka väggkanten, se figur 7-8. (VTI & Vägverket, 2003)



Figur 7-8: Kantspricka syns vid kanten av en väg (VTI & Vägverket, 2003)

Ojämnhet

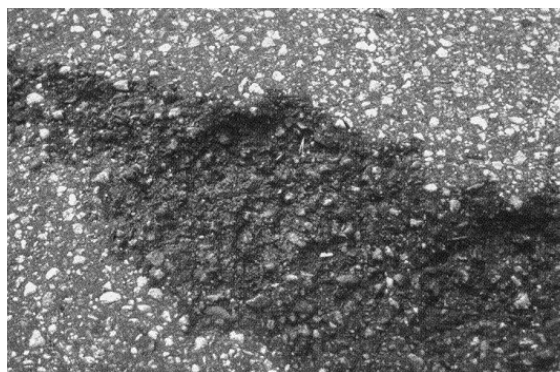
Ojämnheten beror på sättningar som uppstår på grund av dåliga grundförhållanden, att grundvattensnivån ändrar sig eller dålig materialkvalitet i vägkroppen. De vägar som byggs vintertid med ett material som är vattenmättat eller består av tjälat material drabbas ofta av sättningarna på grund av dålig förpackningsgrad. Ojämn tjällyftning kan orsaka skador på lågt trafikerade vägar i mellan- och norra Sverige, se figur 7-9. (VTI & Vägverket, 2003)



Figur 7-9: Ojämnheter i vägen (VTI & Vägverket, 2003)

Separation

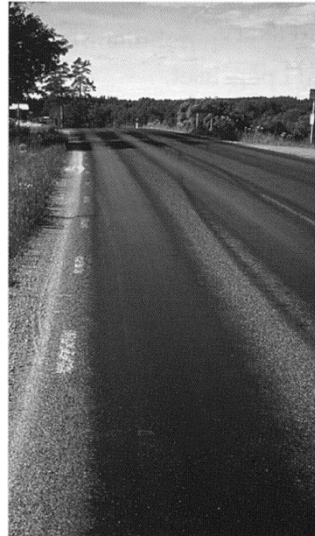
Med separation menas att grövre stenmaterial skiljs från finmaterial vilket gör att bindemedelshalten inte kommer att återfinnas längre i alla delar av massan. Benägenheten till separation ökar med stenstorleken. Separationen uppkommer på grund av felhantering av materialen vid tillverkning, lagring, transport och utläggning, se figur 7-10. (VTI & Vägverket, 2003)



Figur 7-10: Separationsskada syns tydligt på vägen (VTI & Vägverket, 2003)

Blödande beläggning

Blödning kan uppträda när det är hög bindemedelsmängd i förhållande till trafiken och ythårdheten i beläggningen. Detta styrs av temperatur och belastningstid, vilket betyder att vägar som utsätts för sol i samband med att den tunga trafiken går långsamt är mer benägna för blödning. Det kan också bero på att grövre material har separerat från finmaterial i samband med lång transport, se figur 7-11. (VTI & Vägverket, 2003)

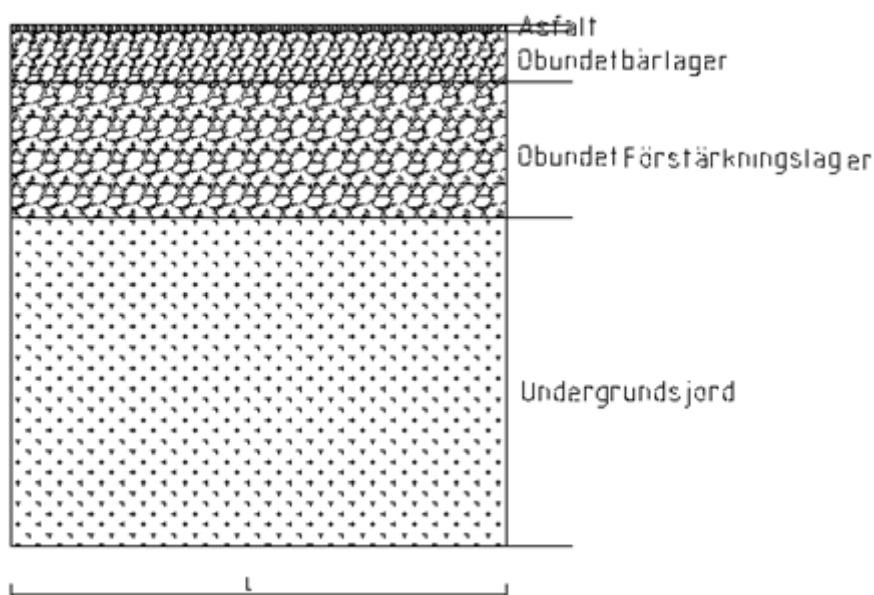


Figur 7-11: Blödande beläggning (VTI & Vägverket, 2003)

8. Finita element simulering för vägkonstruktionen

8.1 Vägkonstruktionsmodell

Vägkonstruktionen som ska analyseras och definieras med COMSOL MULTIPHYSICS är en flexibel överbyggnad som består av olika lager asfalt med temperatur på 10°C, obundet bärlager, obundet förstärkningslager och undergrunds jord, se figur 8-1. Lagren har olika egenskaper som presenteras i tabell 8-1. Den simulerade testkonstruktionen har samma uppbyggnad som den med HVS-utrustningen belastade vägkonstruktionen. HVS-utrustningen belastade vägkonstruktionen med ett parhjul, se figur 8-2, som resulterade i ett vertikalt utbrett tryck på 700 kPa. Utrustningen körde över vägkonstruktionen med en hastighet på 12 km/h.



Figur 8-1: Olika lager för en flexibel vägkonstruktion

Tabell 8-1: Materialegenskaper

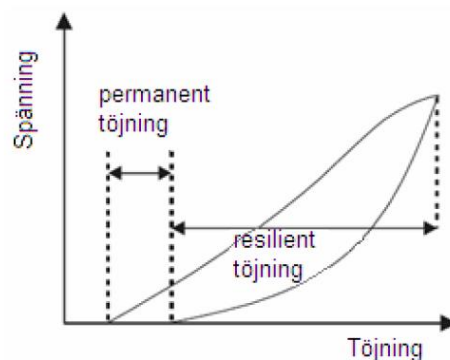
Lager	Tjocklek [mm]	Densitet [kg/m ³]	E-modul [MPa]	Poissons tal
Asfalt	40	2400	5485	0.35
Obundet bärlager	300	2230	olinjär	0.35
Obundet förstärkningslager	830	2400	olinjär	0.35
Undergrunds jord	2000	2000	80	0.35



Figur 8-2: HVS-belastning över en flexibel vägkonstruktion (VTI, 2006)

8.1.1 Obundna lagers beteende under inverkan av belastningen

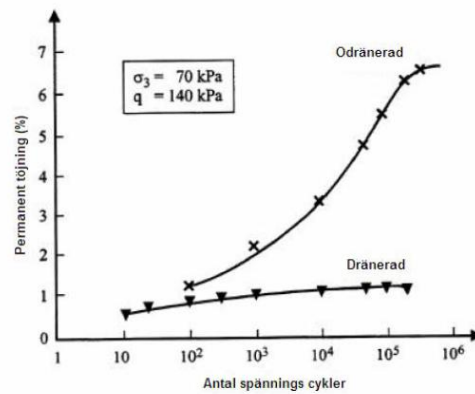
När de obundna materialen belastas med upprepad last (trafiklast) uppstår spänningar och dessa spänningar leder i sin tur till en permanent deformationen. Vid plottning av σ - ϵ sambandet syns att materialen beter sig icke-linjärt, se figur 8-3. (Locke & Loven, 2007)



Figur 8-3: Deformationen beter sig viskoelastisk (Locke & Loven, 2007)

Vid varje pålastning kvarstår en liten mängd deformation som ska läggas ihop med den tidigare deformationen. Detta betyder att den permanenta deformationen är starkt kopplad till hur många lastcykler som trafikerar vägen under lång tid. De permanenta deformationerna ökar med ökat antal lastcykler, och intensiteten hos lasten har stor betydelse för om deformationen ska försämra bärigheten. (Locke & Loven, 2007)

Storleken på den permanenta deformationen påverkas av exempelvis fuktillstånd och densitet. Ökning av vattenhalten hos lagren med belastning från trafiken leder till att väggroppen deformeras betydligt mer men det har också påvisat att ett bra dräneringssystem minskar den permanenta deformationen, se figur 8-4. (Locke & Loven, 2007)

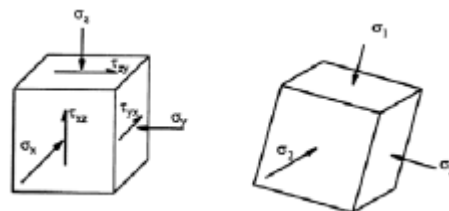


Figur 8-4: Jämförelse mellan dränerat och odränerat material (Locke & Loven, 2007)

Den permanenta deformationen minskar med ökad densitet hos de obundna materialen eftersom densiteten är starkt kopplad till packningsgrad.

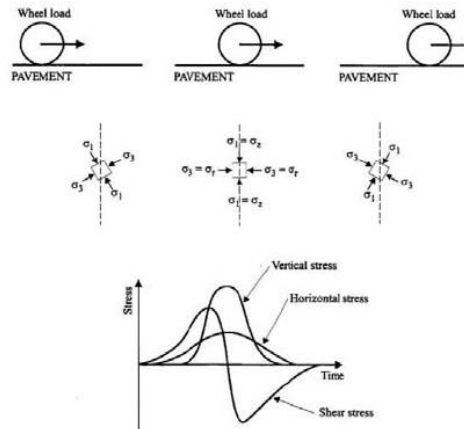
8.1.2 Spänningstillstånd

Spänningarna som påverkar ett element i ett material kan beskrivas med tredimensionellt spänningstillstånd där både normal- och skjuvspänningar förekommer. Dessa spänningskomponenter verkar vinkelrätt mot varandra. För en speciell riktning på planen så finns bara normalspänningar. Dessa tre normalspänningar kallas för huvudspänningar och betecknas σ_1 , σ_2 och σ_3 , se figur 8-5. (Hon, 2010)



Figur 8-5: Normal- och skjuv- samt huvudspänningar i ett element (Hon, 2010)

Cyklisk hjulbelastning gör att rotation av huvudspänningarna uppstår hos de obundna materialen. Vilket betyder att spänningarna i ett element varierar när hjulet belastar vägytan, se figur 8-6.



Figur 8-6: Spänningsvariationen när hjulet belastar vägytan (Lekarp, 1999)

En av de mest använda metoderna för mätning av huvudspänningar är triaxialförsök, där en cylindrisk provkropp kommer att utsättas för en statisk last eller upprepade vertikallast samtidigt med ett omgivningstryck av luft eller vätska (vatten eller olja). Förhållandet mellan provkroppens höjd och diameter brukar vara två. Spänningarna som förekommer i samband med försöket är den vertikala huvudspänningen σ_1 samt de horisontella spänningarna betraktas lika $\sigma_2 = \sigma_3$. (Nilsson, 2004)

8.1.3 Modellerna som beskriver beteende hos obundna material

Bakgrund

När enskilda korn i ett obundet material trycks mot varandra, resulterar detta i att kornen deformeras och en kontaktyta bildas. Kontaktytan blir allt större ju mer kornen deformeras. Däremot blir motståndskraften allt större ju mer kornen utsätts för tryck. Elasticitetsmodulen ökar med ökande spänning.

De flesta friktionsjordar som används i vägens överbyggnad har ett ickelinjärt beteende. Om materialet utsätts för tryck och skjuvning i samma ögonblick så minskar resilientmodulen på grund av att det blir lättare att omlagra kornen. Vilket gör att den elastiska sammanpressningen av detta material ökar med ökande belastning, ju mer det trycks samman. (Trafikverket, 2010).

Flera modeller beskriver det olinjära elastiska beteendet hos det obundna materialet. En av dessa modeller beskrivs nedan.

Resilientmodulen för de obundna materialen

$k - \theta$ modellen är en modell som beskriver det icke linjära beteendet hos obundna material utvecklades av Hornych. Istället för elasticitetsmodulen (E) som beskriver ett linjärelastiskt material så beskrivs icke linjärelastiska material med resilientmodulen (E_r). Modellen används i Sverige i samband med att utvärdera resultaten från triaxialförsöket. $k - \theta$ modellen är en förenklad modell som beror på spänningsnivåer, (SAMARIS, 2004) och definieras enligt nedan:

$$E_r = K \cdot \left(\frac{3P_{max}}{P_a} \right)^n \text{ eller } E_r = K \cdot \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^n \quad (8.1)$$

Där:

E_r : Resilientmodulen [kPa]

K, n : Parametrar som beror på vattenkvoten

P_a : Referenstryck 100 [kPa]

P_{max} : Maximal medelspänning [kPa]

θ : Summan av huvudspänningarna [kPa]

Bestämning av parametrarna k och n kan göras med hjälp av ett Excel-program utifrån triaxialförsök utvecklades av Hornych. (SAMARIS, 2004). Maximala medelspänningen beräknas enligt $P_{max} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$ där spänningarna är både vertikala och horisontella spänningar. Parametrarna K och n är olika för olika material och beror också på vattenkvoten (w) hos provkroppen, se tabell 8-2.

Tabell 8-2: Materialsparametrar från modellering av resultaten av Sunninge HVS-försöket

Prover	W [%]	K [MPa]	n
1	3.1	106.2	0.532
2	4.1	94.4	0.583
3	5.1	98.8	0.549

Modell för den permanenta deformationen

I detta examensarbete beskrivs den permanenta deformationen hos de obundna materialen med en modell är utvecklad av Hornyh och Gidel. Den är en förenklad modell som bygger på empiriska samband. I sambandet beskrivs den permanenta deformationen som en funktion av antal lastcykler och den maximala cykliska spänningen. (SAMARIS, 2004)

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_{10}^p \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N_0} \right)^{-B} \right] \cdot \left[\frac{L_{max}}{P_a} \right]^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{P_{max}} - \frac{q_{max}}{P_{max}}} \quad (8.2)$$

Där:

ε_1^p : Permanenta deformationen

N : Antal lastcykler

N_0 : Referens antal lastcykler

P_a : Referenstryck 100 [kPa]

q_{max} : Maximal deviatorspänning [kPa]

P_{max} : Maximal medelspänning [kPa]

L_{max} : $\sqrt{P_{max}^2 + q_{max}^2}$ [kPa]

$\varepsilon_{10}^p, m, s, n, B$: Parametrar

Parametrarna som finns i tabell 8-3 bestäms med hjälp av ett Excel-program genom kurvanpassning. (SAMARIS, 2004)

Tabell 8-3: Materialsparametrar från modellering av resultaten av Sunninge HVS-försöket

Prover	W [%]	$\varepsilon_{10}^p [10^{-4}]$	B	n	m	S [kPa]
1	3.1	936.7	-0.0036	0.752	2.55	20
2	4.1	2010.6	-0.0042	0.528	2.65	20
3	5.1	217.7	-0.0909	0.370	2.65	20

8.1.4 Finta elementmetoden

Linjär elasticitet

Ett linjärelastiskt material beskrivs med Hookes lag, som är ett linjärt förhållande mellan spänningen och töjningen $\sigma - \varepsilon$, där:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (8.3)$$

där:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & \dots & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & \dots & D_{26} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ D_{61} & D_{62} & \dots & D_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{bmatrix} \quad (8.4)$$

D kallas för konstitutiva matrisen, matrisen är symmetrisk vilket betyder att: (Ottosen & Petersson, 1992)

$$\mathbf{D} = \mathbf{D}^T \quad (8.5)$$

För ett isotropt material där egenskaperna hos materialet lika i alla riktningar. D-matrisen för 2D axialsymmetri ges av: (Ottosen & Petersson, 1992)

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (8.6)$$

Där:

ν : Poissons tal

E : Elasticitets modulen

Spänningen σ i ett 3-dimensionellt element har tre olika spänningskomponenter i varje x-, y- och z-plan. Dessa nio spänningskomponenter beskrivs med tre olika traktionvektorer relaterade till de olika planen. (Ottosen & Petersson, 1992)

$$\mathbf{s}_x^T = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \end{bmatrix}^T ; \mathbf{s}_y^T = \begin{bmatrix} \sigma_{yx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{yz} \end{bmatrix}^T \text{ och } \mathbf{s}_z^T = \begin{bmatrix} \sigma_{zx} \\ \sigma_{zy} \\ \sigma_{zz} \end{bmatrix}^T \quad (8.7)$$

Traktionvektorerna sammanfattas till en global spänningstensor matris. (Ottosen & Petersson, 1992)

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (8.8)$$

Spänningarna $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ kallas för normalspänningar medan resten kallas för skjuvspänningar.

Matrisen för spänningstensorn är symmetrisk vilket betyder att: (Ottosen & Petersson, 1992)

$$\mathbf{S} = \mathbf{S}^T \quad (8.9)$$

Töjningen har också olika komponenter beroende på riktningen vilket kan beskrivas med: (Ottosen & Petersson, 1992)

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \tilde{\mathbf{V}} \mathbf{u} \quad (8.10)$$

där:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{bmatrix}; \tilde{\mathbf{V}} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & 0 \\ \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x \\ 0 & \partial/\partial z & \partial/\partial y \end{bmatrix}; \mathbf{u} = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix}^T \quad (8.11)$$

u : Deformationsvektor

$\tilde{\mathbf{V}}$: Operator differential matris

Olinjär elasticitet

Den maximala medelspänningen P_{max} som beskrevs i avsnitt 8.1.3 kan uttryckas med hjälp av en spänningsinvariant.

Huvudspänningarna beräknas fram med hjälp av ett egenvärde problem som ges av: (Ottosen & Ristinmaa, 2005)

$$(\sigma_{ij} - \lambda \delta_{ij}) n_j = 0 \quad (8.12)$$

där:

σ_{ij} : Spänningstensor

λ : Faktor

Kronecker delta δ_{ij} definieras med:

$$\delta_{ij} = \{1 \text{ om } i = j \text{ annars } 0\} \quad (8.13)$$

Eftersom n_j är okänd så beräknas determinanten för (8.12): (Ottosen & Ristinmaa, 2005)

$$(\sigma_{ij} - \lambda \delta_{ij}) = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} - \lambda & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} - \lambda & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} - \lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (8.14)$$

Lösning av determinanten i (8.14) ger tre olika huvudspänningar med avseende på riktning och plan. (Ottosen & Ristinmaa, 2005)

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (8.15)$$

Spänningsinvarianterna kan uttryckas med huvudspänningarna: (Ottosen & Ristinmaa, 2005)

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (8.16)$$

$$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1 \quad (8.17)$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad (8.18)$$

Därefter kan maximal medelspänning ges av:

$$P_{max} = \frac{1}{3}I_1 \quad (8.19)$$

Deviatorspänningstensorn s_{ij} kan uttryckas som funktion av spänningstensorn och den maximala medelspänningen. (Ottosen & Ristinmaa, 2005)

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}I_1 \quad (8.20)$$

8.2 Introduktion till finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS

COMSOL MULTIPHYSICS ett svenskt simuleringsprogram baserat på finita elementmetoden. Programmet underlättar för användaren att ställa upp sina beräkningsmodeller för en mängd applikationsområden som exempelvis strukturmekanik, hållfasthetslära och geomekanik. Det kan också hantera flera fysiska modeller som kopplas ihop. (COMSOL, 2012)

I COMSOL MULTIPHYSICS finns möjlighet att redigera de partiella differentialekvationer som används i beräkningsmodellen. De nya versionerna av programmet är mer användarvänliga, och komplexa 3D-modeller byggs upp med hjälp av CAD och importeras till programmet. (COMSOL, 2012)

8.3 Simulering av vägkonstruktionsmodellen

Modellens uppbyggnad

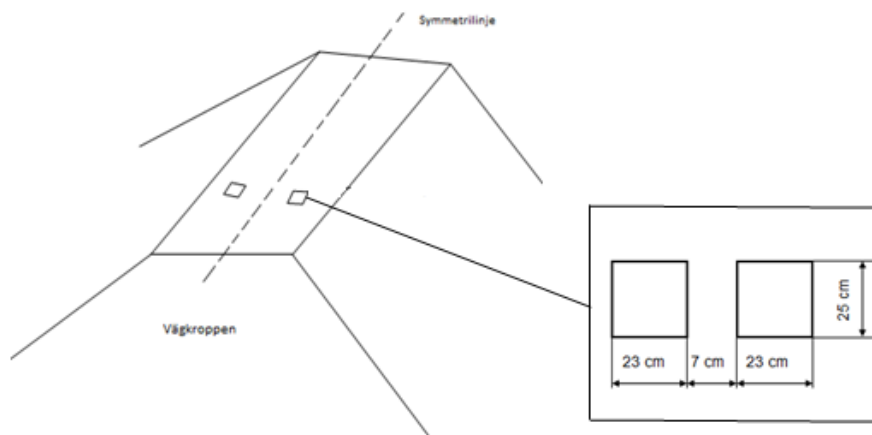
Väggroppen modelleras upp som 2D axialsymmetri i finita elementprogrammet med rektangulära områden. Dessa rektangulära områden beskriver de olika lager som väggroppen består av. Lagren är uppifrån och ner uppbyggda av asfalt, obundet bärlager, obundet förstärkningslager och undergrundsjord som har olika tjocklekar, se tabell 8-1 under vägkonstruktionsmodell, figur 8-8 samt 8-9.

En 2D axialsymmetrisk modell är en förenkling av den verkliga vägkonstruktionen som används för att beräkningen ska anpassas till datorkapaciteten och inte ta lång tid. En annan anledning till att modellera vägkonstruktionen som 2D axialsymmetri i finita elementprogrammet är att själva trafiklasten inte är en linjelast eller en utbredd last och därmed inte

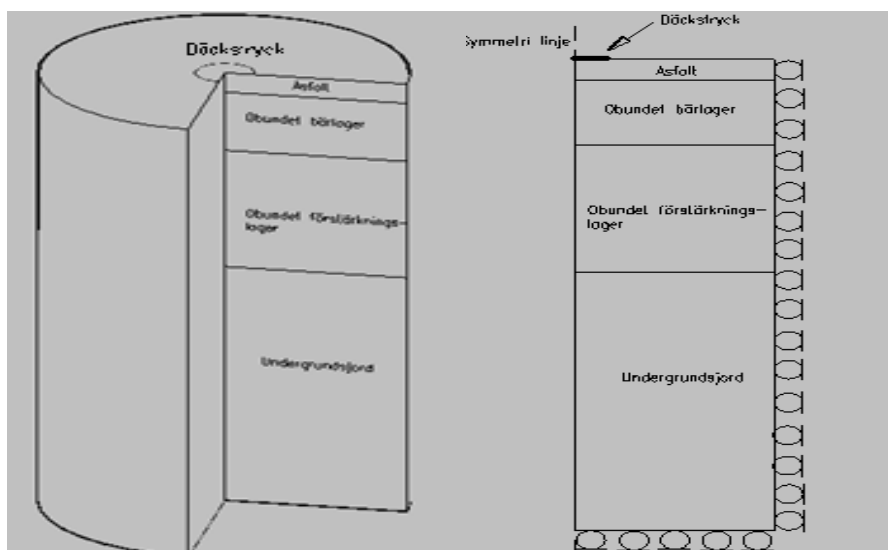
kan beskrivas med hjälp av plan töjning. Med 2D axialsymmetrisk modell kan man ta reda på spänningar i en punkt i vägkonstruktionen som påverkas av den enstaka lasten, vilket inte kan göras i en 2D modell. Dessutom fås information om hur punkten påverkas av jorden runt omkring.

Trycket som läggs ovanpå vägkroppen definieras med en linje, se figur 8.9. Linjen beskriver en radie som beräknas genom summering av areorna på de rektangulära föremålen, se figur 8-7. Radien beräknas därefter enligt följande:

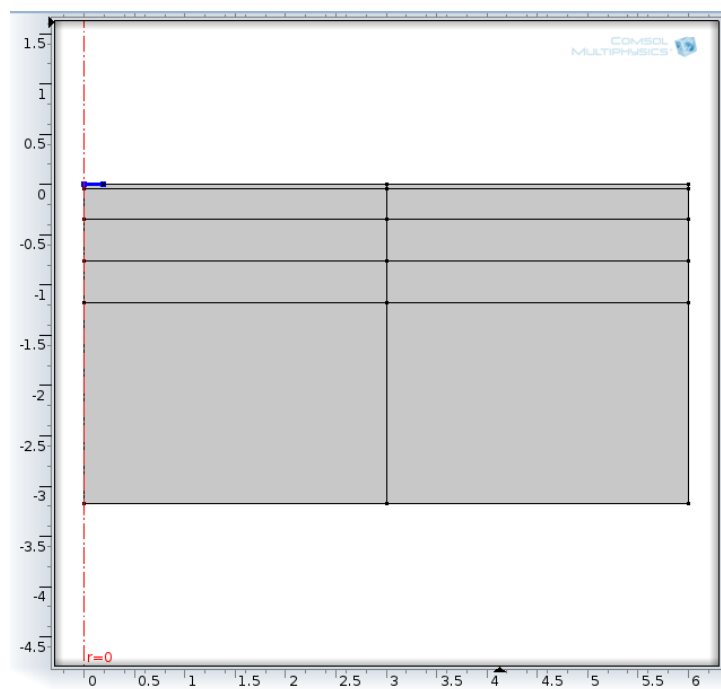
$$2 \cdot A = \pi \cdot r^2 \rightarrow r = \sqrt{\frac{2 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (0.23 \cdot 0.25)}{\pi}} = 0.191 \text{ m}$$



Figur 8-7: Geometri för dubbeldäcks last



Figur 8-8: Modelluppbyggnad



Figur 8-9: Modelluppbyggnad med tryck från däck i COMSOL MULTIPHYSICS

Definition av material

Med hjälp av programmet COMSOL MULTIPHYSICS skapas de olika materiallagren i vägkonstruktionen, och för varje materiallager anges materialegenskaper som poissons tal, E-modul och densitet. Materialegenskaper finns i tabell 8-1 i avsnittet *Vägkonstruktionsmodell*.

Fysikalisk modell

Den fysikaliska modell som används är solidmekanik. Inom solidmekanik är det enkelt att skilja mellan de olika materialen. Detta görs eftersom de obundna lagren i väggroppen beter sig ickelinjärt. De obundna lagren kan inte beskrivas med konstant E-modul som asfalt och undergrundsjord. I den fysikaliska modellen sker en klassificering av lagren, dvs. lagren beskrivs med olika materials responsmodeller som linjärtelastisk modell eller plastisk modell. Egna ekvationer kan konstrueras och användas i modellen. Detta behandlas i avsnittet *Implementering av den permanenta deformationen samt resilientmodulen*.

I den fysikaliska modellen ska upplagsförhållanden definieras. Det finns olika typer av upplagsförhållanden, som exempelvis rullager och fixlager. I modellen används rullager som randvillkor, se figur 8-8.

Temperaturen i asfaltlagret definieras som en konstant temperatur under den termiska expansionen, där termiska expansionskoefficienten sätts till $55 \cdot 10^{-6}$.

Definition av last

Lasten definieras med en 0.191 m lång linje som läggs på asfaltlagret, se figur 8-9. Storleken på lasten beskrivs som belastning per ytenhet och verkar negativ i z-led i den fysikaliska modellen solidmekanik. Egenvikten hos lagren tas in i beräkningsmodellen, och definieras som en belastning per volymenhet som verkar i negativ z-led i samma modell. Finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS anger tryck som negativ och drag som positiv.

Lasten kommer att belasta väggkroppen med flera lastcykler, i ett försök att efterlikna HVS-testet där ett däck belastar väggkroppen. Lastcyklerna beskrivs med tidsenheter där varje sekund är lika med en cykel. I detta examensarbete har olika lastfunktioner testats enligt nedan:

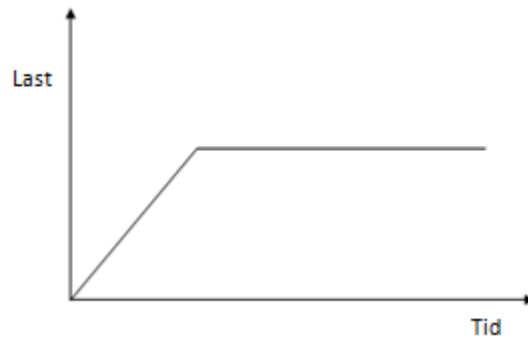
Den första lastfunktionen är att lasten är konstant. Istället för att lasta och avlasta flera gånger så slås alla lastcykler ihop, se figur 8-10.



Figur 8-10:Konstant lastfunktion

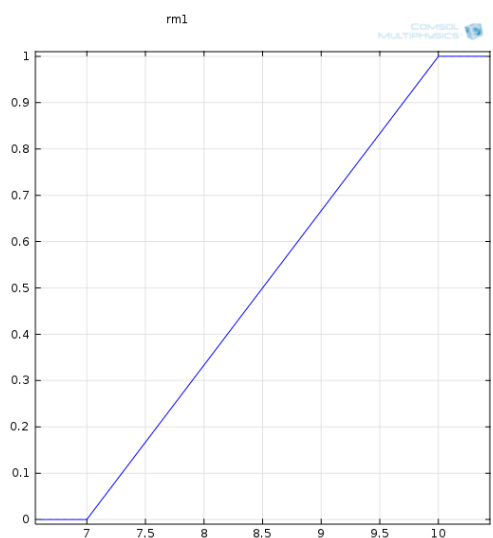
En direkt belastning av väggkroppen enligt figur 8-10 bidrar till ett orimligt värde på förskjutningen. En sådan diskontinuitet undviks genom att hela lasten inte läggs på direkt utan att lasten istället ökas kontinuerligt. För att definiera lasten så används en rampfunktion som förklaras nedan. Den andra lastfunktionen är att använda en inbyggd funktion i finita elementprogrammet. Den funktionen kallas för rampfunktionen som finns i

modelldefinitionen. Rampfunktionen ökar lasten successivt tills maximal last har uppnåtts och därefter blir den konstant, se figur 8-11.



Figur 8-11: Ramp lastfunktion

Innan vägkroppen belastas av däck, så måste jämviktförhållandet kontrolleras och belastningen utgörs då enbart av egenvikt på vägkroppen. Detta görs för att bestämma vid vilken tid lasten ska läggas på. Programmet visade att lasten ska läggas på vid sju sekunder, ökas kontinuerligt fram till 10 sekunder, och därefter hållas konstant, se figur 8-12.

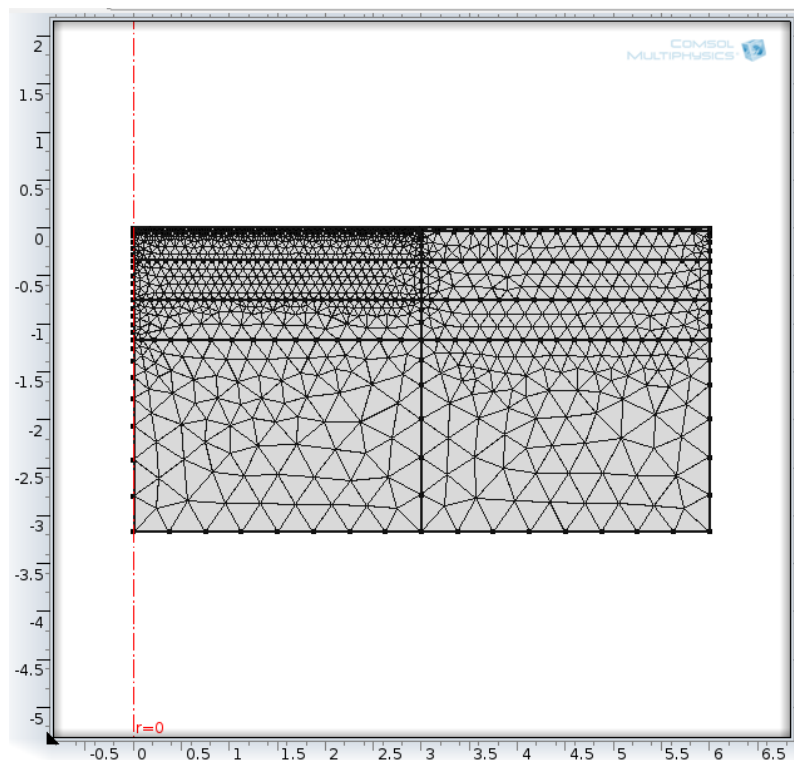


Figur 8-12: Rampfunktionen i finita elementprogrammet

Modellnät (mesh)

I finita elementprogrammet är det mycket smidigt att bygga sitt nät. Det finns två olika typer av nät ett kontrollerat nät där programmet själv bestämmer nätet samt storleken på element och manuellt. Nätet och elementstorleken byggs manuellt eftersom det är mindre bra att använda finare nät för hela konstruktionen. Tanken är att nätet ska byggas på ett sådant sätt att

beräkningarna inte tar onödigt lång tid. Nätet ska fördelas så att finare nät läggs nära lastens närområden medan större element kan användas i andra områden, se figur 8-13.



Figur 8-13:Modellnät

Implementering av den permanenta deformationen

Implementering av den permanenta deformationen som beskrivs i avsnittet 8.1.3 i ekvation 8-2 sker med en matematisk fysikalisk modell. Den matematiska fysikaliska modellen kallas för PDE, förkortning till partiell differentialekvation.

Modellen definieras i den generella formen PDE som cirkulärfunktion, och kopplas till materialmodellen för de obundna lagren som initial töjning i solidmekanik. Den permanenta deformationen är spänningsberoende vilket betyder att den hänger ihop med resilientmodulen som beskrivs i avsnittet *Implementering av resilientmodulen*.

Parametern ε_{10}^p som används i ekvation 8-2 och finns i tabell 8-3 är initialvärde på töjningen. I arbetet används inte värdet på parametern från tabell 8-3, utan värdet på parametern fås från den linjära beräkningen. Den linjära beräkningen utförs med finita elementprogrammet där de obundna materialen har en konstant E-modul. Förklaringen till varför tabellvärdet på parametern ε_{10}^p inte används, är att töjningen inte är konstant över hela de obundna lagren.

Implementering av resilientmodulen

Implementering av resilientmodulen sker med hjälp av en PDE på samma sätt som implementeringen av den permanenta deformationen. Till skillnad från tidigare implementering så används resilientmodulen senare i materialmodellen. Svårigheten är att resilientmodulen uttrycks med ett spänningsberoende samband.

Problemet med spänningsberoende undviks genom en linjärtelastisk beräkning där en konstant E-modul på 450 MPa används för de obundna lagren. Den linjärelastiska beräkningen utförs vid första sekunden för att få ett startvärde på huvudspänningarna.

I PDE (partiell differentialekvation) används skillnaden mellan den beräknade resilientmodulen vid ett tidssteg och resilientmodulen vid föregående tidssteg.

9. Resultat

I finita elementprogrammet utförs tre olika beräkningar för två olika vägkonstruktioner:

- Vägkonstruktion 1 för Base Type 1, $w=3.1\%$
- Vägkonstruktion 1 för Base Type 1, $w=4.1\%$
- Vägkonstruktion 2 för Base Type 1, $w=3.1\%$

Vattenkvoterna 3.1 % och 4.1% bestämmer vilka parametrar som används i de implementerade modellerna. Parametrarna redovisades i tabellerna 8-2 och 8-3 i avsnitt 8.1.3.

Resultaten för vägkonstruktion 1 och 2 sammanfattas, därefter sker en jämförelse mellan resultaten. I olika djup under däcklasten avläses de olika beräknade värden som presenteras i tabellerna.

Vägkonstruktion 1

Asfalt 4 cm, Obundet bärlager 30 cm, Obundet förstärkningslager 83 cm och Undergrunds jord 2 m.

Tabell 9-1: Beräkningen av spänningarna med finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

Djup z [cm]	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	σ_3 [kPa]	$*P_{max}$ [kPa]	$*q_{max}$ [kPa]
4	-675.4	-144.6	-144.6	321.6	-353.9
11.5	-438.4	26.9	26.9	128.2	-310.2
19	-285.6	42.1	42.1	67.1	-218.4
26.5	-192.6	33	33	42.2	-150.4
34	-135.6	23.1	23.1	29.8	-105.8
44	-95.3	12.8	12.8	23.2	-72.1
56	-68	6.1	6.1	18.6	-49.4
64	-57.6	2.8	2.8	17.4	-40.3
72	-50.7	0.2	0.2	16.7	-33.9
82	-45.1	-2.3	-2.3	16.6	-28.5
104	-40.8	-7.1	-7.1	18.3	-22.4
117	-40.6	-9.9	-9.9	20.1	-20.4

$*P_{max}$ är den maximala medelspänningen

$*q_{max}$ är den maximala deviatorspänningen

Tabell 9-2: Förskjutningarna vid två olika djup med avseende på lastcykler

Base Type 1 3.1%	Antal lastcykler	20 000	40 000	60 000	100 000
	Förskjutning på 4 cm djup [mm]	-2.77	-3.00	-3.12	-3.21
	Förskjutning på 19 cm djup [mm]	-2.42	-2.62	-2.72	-2.79
Base Type 1 4.1%	Förskjutning på 4 cm djup [mm]	-3.06	-3.37	-3.54	-3.66
	Förskjutning på 19 cm djup [mm]	-2.71	-2.99	-3.15	-3.25

Tabell 9-3: Resilientmodulen med avseende på djupet efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

Djup z [cm]	M_r [MPa]
4	357.2
11.5	216.9
19	153.3
26.5	120.8
34	101.9
44	87.0
56	77.7
64	74.8
72	73.4
82	73.3
104	77.2
117	81.2

Tabell 9-4: Resilientmodulen vid två olika djup med avseende på lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

Antal lastcykler	20 000	40 000	60 000	100 000
Resilientmodulen M_r på 4 cm djup [MPa]	372.1	364.2	359.9	357.2
Resilientmodulen M_r på 19 cm djup [MPa]	176.7	163.8	157.2	153.3

Tabell 9-5: Axiella töjningen med avseende på djupet efter 100 000 lastcykler för Base Type1, $w=3.1\%$

Djup z [cm]	Axiell töjning
4	-0.002065
11.5	-0.002871
19	-0.002883
26.5	-0.002628
34	-0.002343
44	-0.002061
56	-0.001824
64	-0.001720
72	-0.001657
82	-0.001624
104	-0.001698
117	-0.001817

Tabell 9-6: Axiella töjningen vid två olika djup med avseende på lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

Antal lastcykler	20 000	40 000	60 000	100 000
Axiell töjning på 4 cm djup	-0.00179	-0.00193	-0.00201	-0.00207
Axiell töjning på 19 cm djup	-0.00242	-0.00266	-0.00280	-0.00288

I diagrammen 9-1 redovisas resilientmodulen för en punkt som ligger under asfaltlagret. Den punkten ligger precis under däcklasten och utsätts för 100 000 antal lastcykler. Från kurvformen anses att resilientmodulen minskar med ökat antal lastcykler.

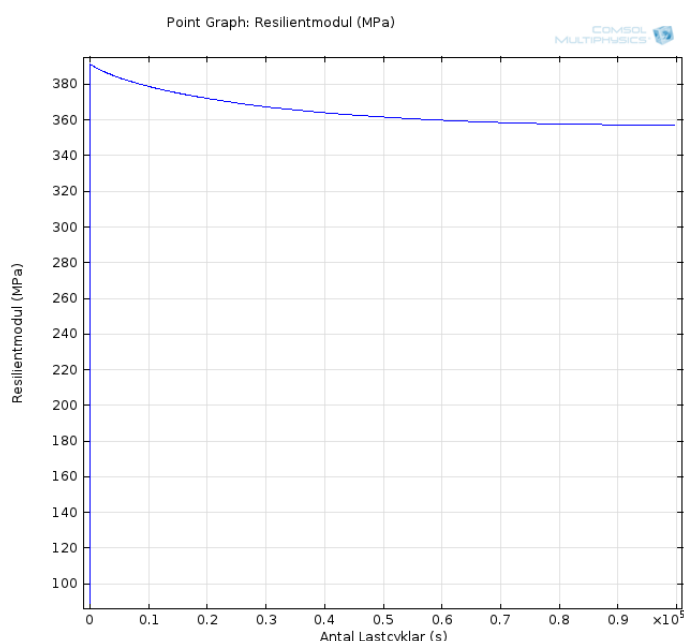


Diagram 9-1: Resilientmodulen på 4 cm djup som funktion av antal lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

I diagrammen 9-2 redovisas den axiella töjningen för en punkt som ligger under asfaltlagret. Den punkten ligger precis under däcklasten och utsätts för 100 000 antal lastcykler. Från kurvformen anses att den axiella töjningen ökar med ökat antal lastcykler. Denna ökning av den axiella töjningen hänger ihop med resilientmodulen. Minskningen av resilientmodulen leds till ökningen av den axiella töjningen.

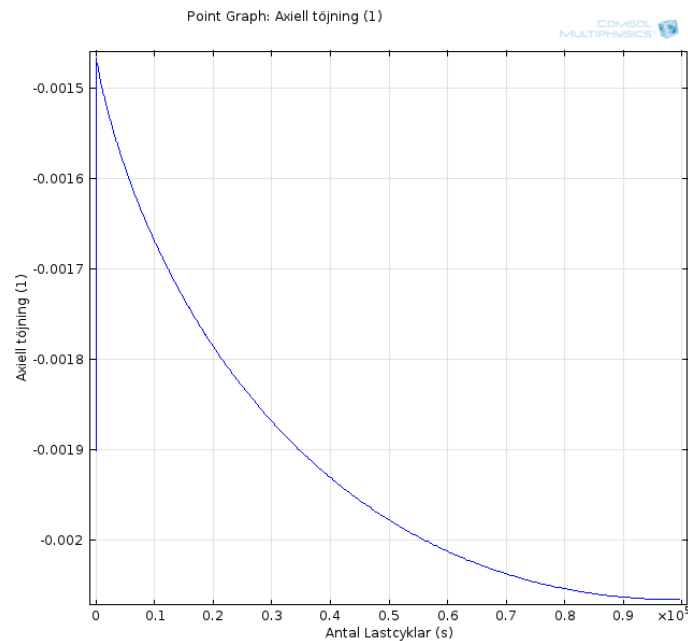
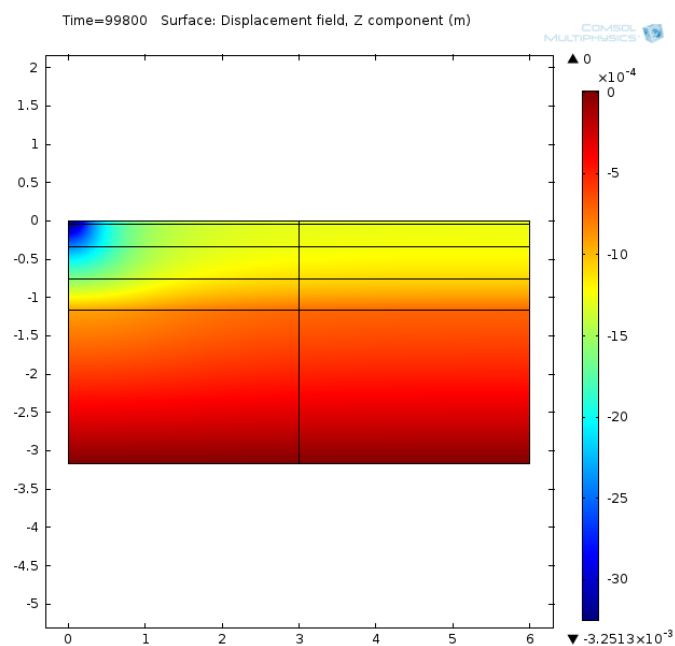


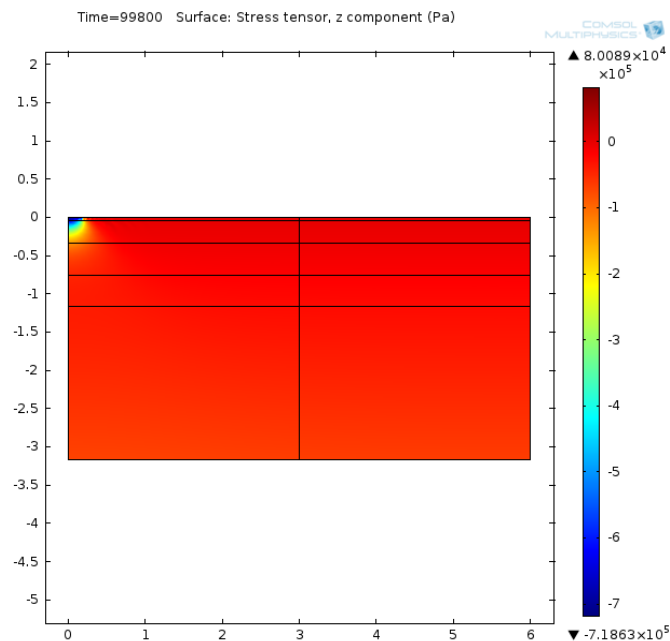
Diagram 9-2: Axiella töjningen på 4 cm djup som funktion av antal lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

I figuren 9-1 visas att den största förskjutningen ligger precis där däcklasten befinner sig samt lite längre ner. Den blåa färgen redovisar de största förskjutningarna medan den röda färgen redovisar de små förskjutningarna. Från figuren anser att förskjutningen minskar med djupet och detta beror på att spänningarna minskar med djupet.



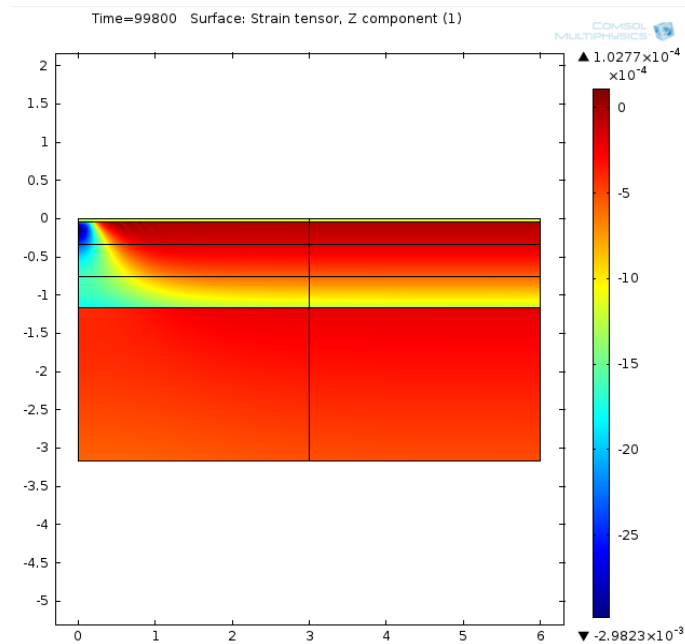
Figur 9-1: Förskjutningen efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

I figuren 9-2 visas att den största vertikala spänningen finns precis där däcklasten befinner sig. Den blåa färgen redovisar de största spänningarna medan den röda färgen redovisar de små spänningarna. Den vertikala spänningen minskar med djupet och detta beror på att belastningen sprider sig ju längre ner.



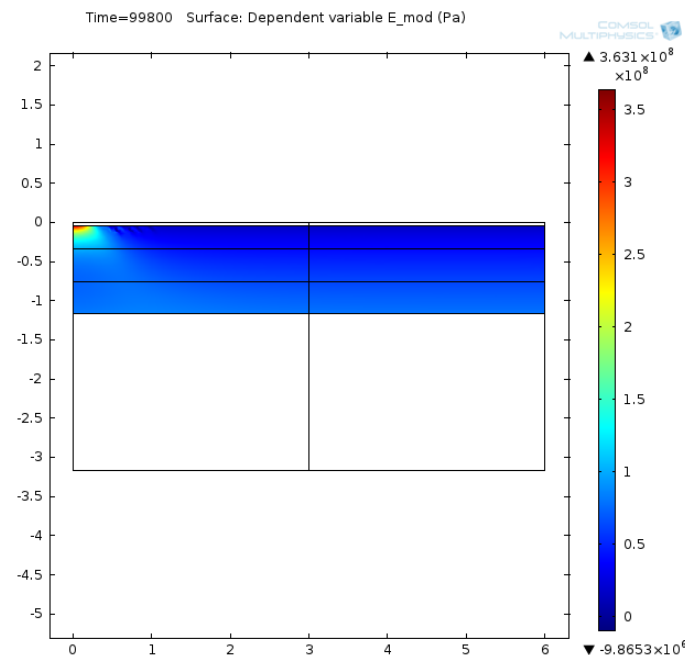
Figur 9-2: Vertikal spänning efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

I figuren 9-3 visas utvecklingen av den axiella töjningen efter 100 000 lastcykler samt den redovisar också storleken på den axiella töjningen. Den blåa färgen visar att de största töjningarna ligger precis under däcklasten medan den röda färgen redovisar de små töjningarna. Den axiella töjningen ökar med storleken på belastningen som verkar på väggroppen samt på materialets styvhetsegenskaper.



Figur 9-3: Axiell töjning efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

I figuren 9-4 redovisas resilientmodulens utveckling efter 100 000 lastcykler i de obundna materialen och eftersom resilientmodulen är spänningsberoende så betyder det att den resilientmodulen ökar med ökningen av den maximala medelspänningen. Den röda färgen redovisar den största resilientmodulen som finns precis under asfaltlagret i de obundna lagren.



Figur 9-4: Resilientmodul efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

Vägkonstruktion 2

Asfalt 14 cm, Obundet bärlager 30 cm, Obundet förstärkningslager 83 cm och Undergrundsjord 2 m.

Tabell 9-8: Förskjutningarna vid två olika djup med avseende på lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

Antal lastcykler	20 000	40 000	60 000	100 000
Förskjutning på 14 cm djup [mm]	-2.16	-2.35	-2.46	-2.53
Förskjutning på 29 cm djup [mm]	-1.98	-2.15	-2.25	-2.32

Jämförelse av resultat

De olika vägkonstruktionerna jämförs med varandra samt med modellen enligt Hornych (2003), där plottas olika kurvor.

I diagrammen 9-3, 9-4 och 9-5 jämföras resultaten för vägkonstruktion 1 för Base Type 1, $w=3.1\%$ med modellen enligt Hornych (2003). De beräknade värdena på maximala medelspänningen, maximala deviatorspänningen samt den axiella töjningen presenteras ovan i olika tabeller i *Vägkonstruktion 1*.

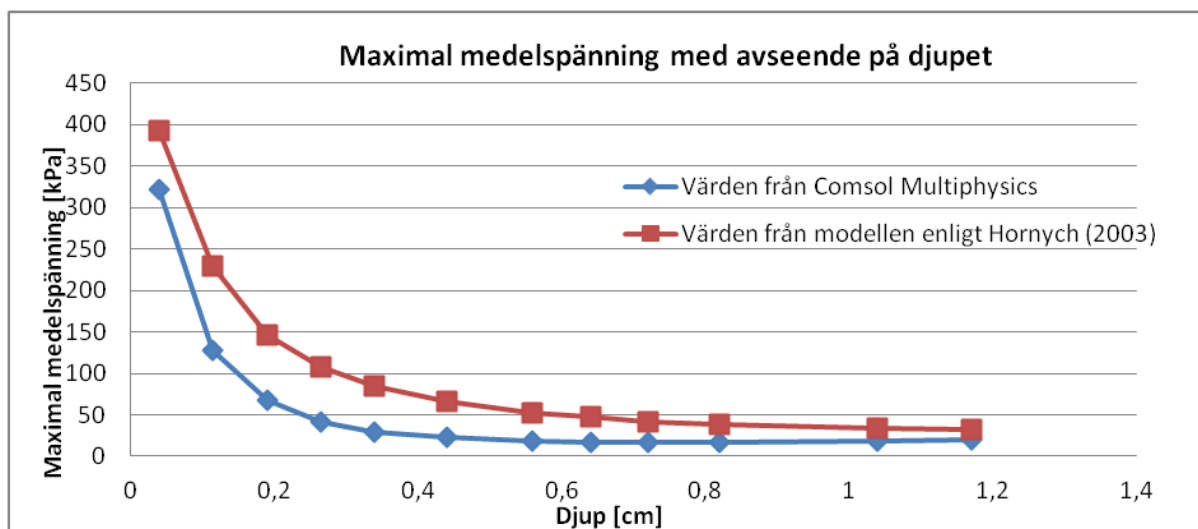


Diagram 9-3: Jämförelse av maximal medelspänning mellan beräknade värdena med finita elementprogrammet och modellen enligt Hornych (2003) efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

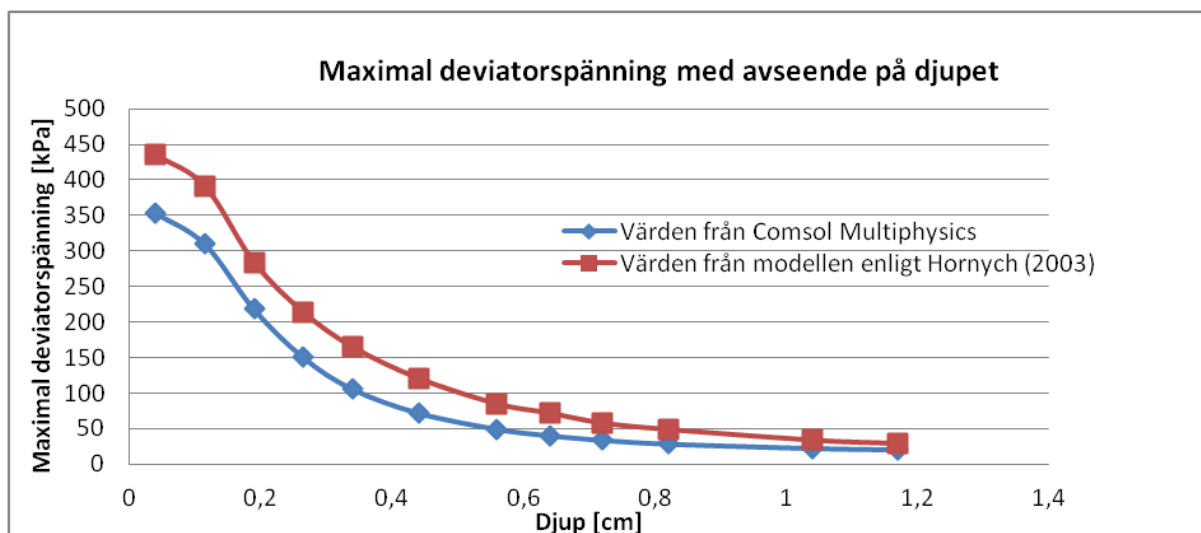


Diagram 9-4: Jämförelse av den maximala deviatorspänningen mellan beräknade värdena med finita elementprogrammet och modellen enligt Hornyh (2003) efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

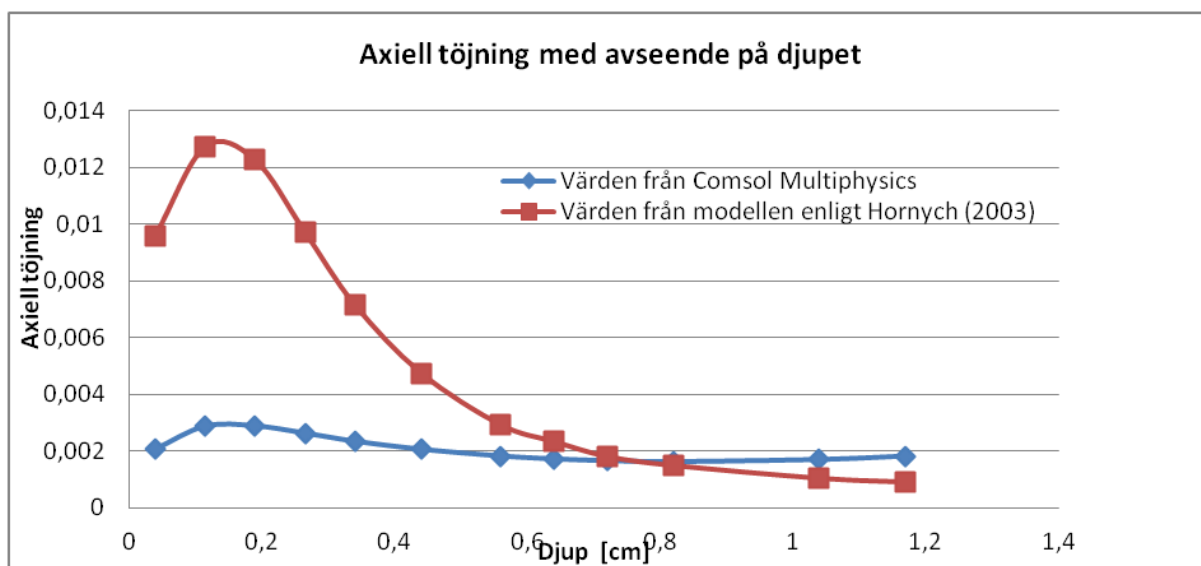


Diagram 9-5: Jämförelse av den axiella töjningen mellan beräknade värdena med finita elementprogrammet och modellen enligt Hornyh (2003) efter 100 000 lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$

I diagram 9-6 plottas förskjutningarna som funktion av antal lastcykler för vägkonstruktion 1 för Base Type 1, $w=3.1\%$ och Base Type 1, $w=4.1\%$. Där jämförs beräknade värden med resultaten från modellen enligt Hornyh (2003) och de uppmätta värdena från Sunninge HVS-försöket. Förskjutningarna presenterar en punkt som ligger under asfaltlagret. De beräknade värdena på förskjutningarna presenteras i tabell 9-2 i *Vägkonstruktion 1*.

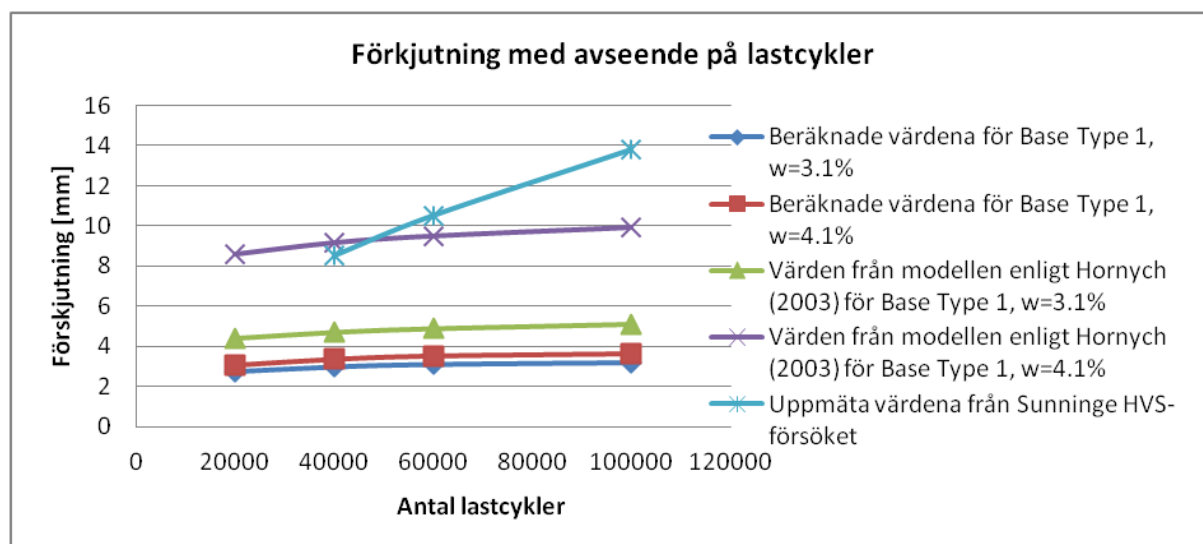


Diagram 9-6: Jämförelse mellan förskjutningarna beräknade med finita elementprogrammet, modellen enligt Hornyh (2003) samt uppmätta värden från Sunninge HVS-försöket vid olika lastcykler för Base Type 1, $w=3.1\%$ och Base Type 1, $w=4.1\%$.

10. Diskussion och slutsats

Den mest använda dimensioneringsmetoden i Sverige är PMS objekt som bygger på de empiriska sambanden som är implementerade i programmet. I PMS objekt anges olika styvheter på de olika lagren beroende på dimensioneringsperiod samt klimatzon. De nyaste dimensioneringsmetoderna bygger på finita elementprogram, som exempelvis VägFEM som beskriver ickelinjäritet hos de obundna materialen.

I detta arbete används finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS för att simulera två olika vägkonstruktioner med varierande tjocklek på asfaltlagret. Vägkonstruktionerna kallas för vägkonstruktion 1 och vägkonstruktion 2. I programmet används två olika modeller som beskriver det ickelinjära beteendet hos de obundna lagren. Modellerna återfinns i avsnitt 8.1.3.

I vägkonstruktion 1 är asfaltlagret 4 cm tjockt, och för denna vägkonstruktion görs två olika beräkningar för Base Type 1, $w=3,1$ och Base Type 1, $w=4,1$. Beräkningarna visar att efter 100 000 lastcykler har förskjutningen ökat i båda fallen. Beräkningarna visar vidare att förskjutningen ökar med vattenkvoten hos de obundna materialen. Beroende på vattenkvoten i de obundna materialen reduceras de viktiga parametrarna som används för att beskriva det ickelinjära beteendet. Utvärdering samt reduktion av de viktiga parametrarna utförs med hjälp av triaxialförsök.

Skillnaden mellan de beräknade värdena på förskjutningarna och de värden som erhålls från modellen enligt Hornyh (2003) efter 100 000 lastcykler beror på:

- Att vägkonstruktionsmodellen som modelleras med hjälp av finita elementprogrammet COMSOL MULTIPHYSICS är en 2D axialsymmetrisk modell i jämförelse med modellen enligt Hornyh (2003) där vägkonstruktionen modelleras som en 3D modell.
- Att den permanenta deformationen implementeras i finita elementprogrammet vilket inte är fallet med modellen enligt Hornyh (2003).
- Att ett nytt värde på parametern ε_{10}^p beräknas fram som skiljer sig från modellen enligt Hornyh (2003).

En annan möjlig orsak till skillnaden mellan resultaten att startvärdena på de tre huvudspänningarna som i modellen utförs med hjälp av COMSOL MULTIPHYSICS beräknas fram med hjälp av en linjärelastisk materialmodell vid första sekunden (lastcykel), där en konstant E-modul används. Eventuellt skiljer sig dessa förutsättningar från de som används i beräkningen i modellen enligt Hornych (2003).

Tabellvärdet på parametern ε_{10}^p används inte, och anledning är att detta värde beskriver hela lagret med ett konstant värde på töjningen vilket gör att den axiella töjningen blir stor. Detta resulterar i att beräkningen blir långsam samt ger orimliga värden på förskjutningen efter några lastcykler. För att hantera detta problem används ett startvärde på den axiella töjningen från den linjära beräkningen. Detta kan vara ytterligare en orsak till varför det är skillnad mellan beräknade värden och värden från modellen enligt Hornych (2003).

I modellen enligt Hornych (2003) beräknas den permanenta deformationen efter att spänningarna har beräknats med hjälp av finita elementprogrammet. Därefter beräknas förskjutningen på olika djup genom att den permanenta deformationen (axiella töjningen) multipliceras med tjockleken på lagret. På detta sätt kommer den permanenta deformationen inte att påverka modellen. Implementering av den permanenta deformationen anses vara viktig eftersom värdet på förskjutningen kommer att öka med ökningen av den permanenta deformationen.

En ny beräkning görs för vägkonstruktion 2 med ett 14 cm tjockt asfaltslager. Beräkningen utförs för att se hur tjockleken påverkar resultaten. Denna ändring av tjockleken resulterar i att förskjutningen minskar. Detta betyder att den negativa effekten av tung trafik kan minimeras genom användning av tjockare asfaltslager.

Fördelen med finita elementmodellen är att den ger samma kurvform på förskjutningarna i jämförelse med modellen enligt Hornych (2003). Det som skiljer sig är att de beräknade värdena är mindre. Detta beror på olika orsaker som behandlades ovan samt på de olika antagande som används i modellen enligt Hornych (2003) som man inte känner till.

Diskussionen sammanfattas enligt följande:

- Det går att implementera olika modeller med hjälp av COMSOL MULTIPHYSICS på så sätt att det icke-linjära beteendet hos de obundna materialen beaktas.

- Finita elementmodellen ger samma kurvform i jämförelse med modellen enligt Hornych (2003).
- Vägkonstruktionens förskjutning beror framför allt på tjockleken på asfaltlagret, vattenkvoten i de obundna materialen samt storleken på belastningen.
- Resilientmodulen M_r minskar med ökande antal lastcykler, och detta leder till att väggroppen blir mjukare, vilket ökar benägenheten för nedbrytning.

11. Referenser

- Agardh, S. (2006): **Rut Depth Prediction on Flexible Pavements**, doctoral thesis, Department of Technology and Society, Lund institute of Technology, Lund, ISBN:91-628-6555-2.
- Axelsson, K. (2005): **Introduktion till geotekniken**, Institutionen för geovetenskaper, Uppsala Universitet, Skrift 04:4, Uppsala.
- Bergdahl, U. (1984), Staten Geotekniska institut: **Geotekniska undersökningar i fält**, Linköping.
- COMSOL (2012): www.comsol.se, Datum 2012-04-15.
- Doré, G. and Zubeck H. K. (2009): **Cold Regions Pavement Engineering**, Laval University and University of Alaska Anchorage, ISBN:978-0-07-160088-0.
- Dawson, A. och Kolisoja, P (2006): ROADDEX, **Skötsel av spårbildning på lågtrafikerade vägar**, Praktiskt sammandrag, Tampere University of Technology.
- Hon, P (2010): **Utvärdering av kontrollmetoder för obundna granulära material**, Examensarbete 2010:198, Institutionen för teknik och samhälle, Lunds Tekniska Högskola, Lund.
- Huang, Y. H. (1993): **Pavement Analysis and Design**, University of Kentucky, ISBN:0-13-655275-7.
- Hornych, P. (2003): **Modelling of the results of the Sunninge HVS experiment**.
- Isacsson, U. (2000): **Drift och underhåll av vägar och gator**, Institutionen för infrastruktur och samhällsplanering, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm.
- Larsson, R. (2007), Statens Geotekniska institut: **CPT-sondering**, Linköping.
- Locke, B. och Loven, J. (2007): **Validering och utveckling av modeller för beräkning av tillståndsutveckling hos vägar**, Examensarbete 2007:18, Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.
- Lekarp, F. (1999): **Resilient and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregates under Repeated Loading**, Doktorsavhandling, Institutionen för väg och banteknik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, ISBN:99-3009189-0.
- Lekarp, F. and Kolisoja, P. (2004): SAMARIS, **Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements**.
- Nilsson, R. (2007): **OBUNDNA VÄGBYGGNADSMATERIAL, Materialegenskaper utvärderade enligt SS-EN 13286-7:2004-Del 7: Treaxialtest för obundna vägbyggnadsmaterial**, Skanska Sverige AB.

Oscarsson, E. (2007): **Prediction of permanent deformation in Asphalt Concrete using the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide**, doctoral thesis, Department of Technology and Society, Lund institute of Technology, Lund, ISBN:978-91-7473-083-8.

Olsson, J. (2003): **Computational Road Mechanics- with Emphasis on FE-analysis of rutting**, doctoral thesis, Department of Structural Engineering and Mechanics, Chalmers University of Technology, Gothenburg, ISBN:91-7291-292-8.

Ottosen, N. och Petersson, H (1992): **Introduction to the Finite Element Method**, Prentice Hall, ISBN 0-13-473877-2.

Ottosen, N. och Ristinmaa (2005): **The Mechanics of Constitutive Modeling**, Prentice Hall, ISBN 0-008-044606-X.

Parhamifar, E. (2009): **Kompendium vägbyggnad**, Lunds Tekniska Högskola, Lund.

Svenska Geotekniska institut (2004):**Packning och packningskontroll av blandkornig och finkornig jord**, Linköping.

SANDSTRÖM Miljö & Säkerhetskonsult (2012): www.sandstrom.se, Datum 2012-04-19.

Trafikverket (2011): **Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner (Tk Geo 11)**, ISBN:978-91-7467-114-8.

Trafikverket (2011): **Trafikverkets tekniska krav för vägkonstruktion (TRVK Väg)**, ISBN:978-91-7467-137-7.

Trafikverket (2010): **Kompendium i vägteknik**.

Ullidtz, P. (1998):**Modelling Flexible Pavement Response and Performance**, Polyteknisk Forlag, Technical University of Denmark, ISBN:87-502-0805-5.

VTI och Vägverket (2003): **Bära eller Brista**. Handbok i tillståndsbedömning av belagda gator och vägar, Utgåva 2, ISBN 9172891726.

Vägverket (2006): **Provgropsundersökning**, Publikation 2006:59.

Vägverket (1984): **Geotekniska undersökningar för vägar**.

Vägverket (2007):**Underlag för uppdragsbeskrivning avseende geoteknisk utredning för Vägverket**, Publikation 2007:42.

Vägverket (2004): **Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion (ATB Väg 2004), Kapitel A**, Publikation 2004:111.

Vägverket (2002): **Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion (ATB Väg 2002), Kapitel E Obundna material**, VVpubl 2001:111.

Vägverket (2005): **Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion (ATB Väg 2005), Kapitel E Obundna material**. VVpubl 2005:115.

Vägverket (2005): **Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion (ATB Väg 2005), Kapitel C**, VVpubl 2005:112.

Vägverket (2005): **Lasta lagligt, vikt- och dimensionsbestämmelser för tunga fordon**.

Vägverket (1993): **Bestämning av bärighetsegenskaper med statisk plattbelastning**, Publikation 1993:19.

Vägverket (2000): **Bearbetning av deflektionsmätdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat**, Publikation 2000:29.

VTI (2006): **Accelerated load testing of pavements**, Publikation VTI rapport 544A

Yoder, E. J. and Witczak, M. W. (1975): **Principles of pavement Design**, Second Edition, Purdue University and University of Maryland, ISBN:O-471-97780-2.