



## Validering och utveckling av modeller för beräkning av tillståndsutveckling hos vägar

– Inriktning på permanenta deformationer i obundna lager

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

**BJÖRN LOCKE & JOEL LOVÉN**



EXAMENSARBETE 2007:18

# Validering och utveckling av modeller för beräkning av tillståndsutveckling hos vägar

– Inriktning på permanenta deformationer i obundna lager

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

BJÖRN LOCKE & JOEL LOVÉN

Institutionen för bygg- och miljöteknik  
*Avdelningen för geologi och geoteknik*  
*Väg- och trafikplanering*  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg 2007

Validering och utveckling av modeller för beräkning av tillståndsutveckling hos vägar  
– Inriktning på permanenta deformationer i obundna lager  
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad  
BJÖRN LOCKE & JOEL LOVÉN

© BJÖRN LOCKE & JOEL LOVÉN 2007

Examensarbete 2007:18  
Institutionen för bygg och miljöteknik  
Avdelningen för geologi och geoteknik  
Väg- och trafikplanering  
Chalmers tekniska högskola  
412 96 Göteborg  
Telefon: 031-772 10 00

Omslag: Fyra exempel på spårbildning, alla deformationerna bygger på svaga obundna underliggande lager. Fredriksson (2000), Schwartz (2002)

Chalmers Reproservice  
Göteborg 2007

Validation and development of models for calculation of performance development in road structures

With concentration to permanent deformation in unbound granular layers

Master's Thesis in the Master's Programme, Civil Engineering

BJÖRN LOCKE & JOEL LOVÉN

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of geology and geotechnics

Road and Traffic Planning

Chalmers University of Technology

## **ABSTRACT**

This Master's Thesis describes three models for calculation of performance development in unbound granular materials used in road structures. The three models are all based on evaluation of Repeated Load Triaxial tests (RLT) to characterize the behaviour of the material. The three models are the plastic Dresden model, the LCPC model and the Design Guide. Calculations to predict permanent deformations (rutting) in unbound granular layers have been compared with measured deformations during a Heavy Vehicle Simulation test. Common for the LCPC model and the plastic Dresden model is that they describe the permanent deformation as a function of the number of load cycles and the applied stresses. An analytical approach to determine the stresses which occur in the structure has been conducted with two response models. The models that have been used to calculate the resilient response within the structure are the Finite Element application VägFEM and the linear elastic application PMS Objekt. VägFEM has been used, due to its ability to better describe the resilient behaviour of unbound granular layers through its capacity of calculating with non-linear elastic materials. As a reference the results from PMS Objekt have been used to validate the results from VägFEM. Results from the response models combined with evaluation of Repeated Load Triaxial tests have made it possible to conduct rutting calculations with the performance models. The result from the calculations shows for the available data that the LCPC-model predicts the performance development in the most satisfying way.

Key words: Performance development, permanent deformations, resilient deformation behaviour, Repeated Load Triaxial Tests, unbound granular materials, rutting, response model.

Validering och utveckling av modeller för beräkning av tillståndsutveckling hos vägar  
– Inriktning på permanenta deformationer i obundna lager  
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad  
BJÖRN LOCKE & JOEL LOVÉN  
Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Avdelningen för geologi och geoteknik  
Väg- och trafikplanering  
Chalmers Tekniska Högskola

## **SAMMANFATTNING**

Detta examensarbete beskriver tre modeller för beräkning av tillståndsutveckling i obundna material som används i vägkonstruktioner. Gemensamt för de tre behandlade modellerna är att de bygger på utvärdering av triaxialförsök som främsta mätmetod. De tre modellerna som behandlas är den plastiska Dresdenmodellen, LCPC-modellen och Design guide. Beräkningar för att förutsäga permanenta deformationer (spårbildning) i obundna lager har utförts med den plastiska Dresdenmodellen och LCPC-modellen. Båda modellerna har jämförts mot verkligt uppmätta deformationer under ett HVS-försök. Gemensamt för LCPC-modellen och den plastiska Dresdenmodellen är att de beskriver den permanenta deformationen som en funktion av antalet lastcykler och den pålagda spänningen. För att analytiskt bestämma de spänningar som verkar på konstruktionen har två responsmodeller använts. Modellerna som använts för att beräkna konstruktionens respons är den Finita Element applikationen VägFEM och den linjärelastiska applikationen PMS Objekt. VägFEM har använts därför att denna applikation har möjlighet att bättre beskriva det resilienta beteende som obundna material uppvisar, genom att VägFEM kan räkna med olinjärelastiska material. PMS Objekt har fungerat som referens och resultat från denna applikation har använts för att validera resultat erhållna med VägFEM. Med resultat från responsmodellerna kombinerat med utvärdering av triaxialförsök har spårbildningen förutsetts med hjälp av tillståndsutvecklingsmodellerna. Resultat från beräkningarna visar att med tillgänglig data är LCPC-modellen den modell som bäst beskriver tillståndsutvecklingen.

Nyckelord: Tillståndsutveckling, permanenta deformationer, resilient beteende, triaxialförsök, obundna material, spårbildning, responsmodell.

# Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	VII
BILAGOR	VIII
BETECKNINGAR	IX
FIGUR- OCH TABELLFÖRTECKNING	XVI
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Problembeskrivning	2
1.3 Syfte och begränsningar	3
1.4 Arbetsupplägg	3
2 LITTERATURSTUDIE FÖR FÖRBEREDNING AV SPÅRDJUPSMODELLER	5
2.1 Introduktion	5
2.2 Deformationsbeteende hos obundna lager	5
2.3 Faktorer som påverkar det permanenta deformationsbeteendet	7
2.3.1 Antal lastcykler	7
2.3.2 Spänningens påverkan på permanenta deformationer	8
2.3.3 Rotation av huvudspänningar	9
2.3.4 Vattenhaltens inverkan på det permanenta deformationsbeteendet	10
2.3.5 Spänningshistorik	12
2.3.6 Densitet	12
2.3.7 Kornstorleksfördelning	12
2.4 Modellering av det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material	12
2.4.1 Modellera det permanenta deformationsbeteendet – LCPC-modell	13
2.4.2 Modellera det permanenta deformationsbeteendet – Plastiska Dresdenmodellen	14
2.4.3 Modellera det permanenta deformationsbeteendet – Design Guide	15
2.5 Resilient beteende hos obundna material	15
2.5.1 Faktorer som påverkar det resilienta beteendet	16
2.5.2 Modellering av det resilienta beteendet hos obundna material	16
2.5.3 Modeller som bygger på resilientmodulen och Poisson´s tal	17
2.5.4 Resilienta modeller som bygger på skjivtöjning och volymetrisk töjning	20

3	GRUNDLÄGGANDE FÖRKLARNING AV CYKLISKA TRIAXIALFÖRSÖK	23
3.1	Grundläggande	23
3.1.1	Studier av resilient beteende	23
3.1.2	Studier av permanenta deformationer	23
3.1.3	Flerstegsstudie	24
3.2	Testutrustning	24
3.2.1	Allmänt	24
3.2.2	Triaxiell tryckkammare	25
3.3	Belastningsutrustning	25
3.3.1	Metod A – Variabelt omslutningstryck	25
3.3.2	Metod B – Konstant omslutningstryck	26
3.4	Mätinstrument och annan utrustning	26
3.5	Provkroppens omslutning	27
3.6	Preparering	27
3.7	Testprocedur för studier av resilient beteende	27
3.7.1	Beskrivning	27
3.7.2	Metod A – Variabelt omslutningstryck	28
3.7.3	Metod B – Konstant omslutningstryck	29
3.8	Testprocedur för studier av permanenta deformationer	30
3.8.1	Beskrivning	30
3.8.2	Enkelstegsförlopp	30
3.8.3	Flerstegsförlopp	31
3.9	Testrapport	32
3.9.1	Allmänt	32
3.9.2	Allmän data	32
3.9.3	Konditionering av provet	33
3.9.4	Resilient beteende	33
3.9.5	Permanent deformationer	33
4	BESKRIVNING AV RESPONSMODELLER	34
4.1	Linjärelastiska flerskiktmodeller	34
4.2	Finita Elementmodeller	35
4.2.1	Beskrivning av VägFEM	35
4.3	Användning av responsmodeller i beräkningen av de permanenta deformationerna	37
4.3.1	Bestämning av indata för beräkning av responsen i provvägarna	38
5	INTRODUKTION AV DRESDENMODELLEN	41
5.1	Bakgrundsbeskrivning av Dresdens spårdjupsmodell	41
5.2	Shakedownkonceptet	43
5.2.1	Beskrivning av shakedownkonceptet	44
5.2.2	Deformationsbeteendemodell för obundna material	49
5.2.3	Beräkning av shakedowngränser	50



5.3	Modellering av det permanenta deformationsbeteendet	53
5.3.1	Plastiska Dresdenmodellen	53
5.3.2	Ickelinjärelastiska Dresdenmodellen	56
5.4	Tillståndsutveckling i överbyggnaden	57
5.4.1	Responsberäkning	58
5.4.2	Beräkning av permanenta töjningar i obundna lager	59
6	INTRODUKTION AV LCPC OCH SAMARIS-PROJEKTET	61
6.1	LCPC's testanläggning	61
6.2	Bakgrundsbeskrivning av LCPC's spårdjupsmodell	62
6.3	Utveckling av beräkningsmetod för att förutse spårbildning i obundna lager	62
6.3.1	Introduktion – Huvudsakliga antaganden för modellering	62
6.3.2	Beräkningsantaganden för modellering av permanenta deformationer	64
6.4	Konstitutiva modeller för cykliskt beteende hos obundna material	65
6.4.1	Olinjär resilient modell	65
6.4.2	Empirisk permanent deformationsmodell	66
6.4.3	Elasto-plastisk modell	67
6.5	Modellering av resilient respons i en väggkropp – CVCR-verktyget i CESAR-LCPC	68
6.5.1	Huvudsakliga karaktärsdrag i CVCR	68
6.5.2	Användning av CVCR för beräkning av spårdjup	68
6.6	Modellering av spårbildning – ORNI-verktyget i CESAR-LCPC	69
6.6.1	Generella egenskaper hos ORNI	69
6.6.2	Beräkning av elementökning av permanenta töjningar	70
6.6.3	Beräkning av förskjutningen (spårdjupet)	71
7	INTRODUKTION AV AMERIKANSKA DESIGN GUIDEN	72
7.1	Bakgrund	72
7.1.1	Design Guidens mål	72
7.1.2	Behov av dimensioneringsguiden	73
7.1.3	Fördelar med mekanistisk-empirisk procedur	74
7.2	Principer bakom den mekanistiska proceduren	74
7.3	Tillvägagångssätt för dimensionering	76
7.3.1	Allmänt	76
7.3.2	Tre hierarkiska noggrannhetsnivåer	78
7.3.3	Trafikkaraktisering	79
7.3.4	Materialkaraktisering	79
7.3.5	Strukturell modellering av väggkroppen	80
7.4	Vägens responsmodeller	84
7.4.1	Förutsägning av tillståndsutveckling	85
8	BESKRIVNING AV PROVVÄG	92

8.1	Provsträckornas konstruktion	92
8.2	Materialen	92
8.3	HVS-utrustning	93
8.4	Permanenta deformationsmätare	93
9	BERÄKNINGSGÅNG	96
9.1	Dresdenmodellen	96
9.1.1	Beräkning av shakedowngränser för materialen som använts i provvägen	96
9.1.2	Beskrivning av det permanenta deformationsbeteendet	98
9.1.3	Beräkning av de permanenta deformationerna	100
9.2	SAMARIS	103
9.2.1	Parameterbestämning	103
9.2.2	Beräkning av permanent deformation	107
10	RESULTAT	110
10.1	VägFEM	110
10.1.1	Dresden	110
10.1.2	SAMARIS	111
10.2	PMS Objekt	112
10.2.1	Dresden	113
10.2.2	SAMARIS	113
10.3	Jämförelse av resultat	114
10.3.1	Dresden	114
10.3.2	SAMARIS	115
11	SLUTSATS	116
11.1	Dresden	116
11.2	SAMARIS	118
11.3	Design guiden	119
11.4	VägFEM	119
11.5	Förslag till fullständig dimensioneringsmetod för obundna lager	121
12	DISKUSSION OCH FÖRSLAG TILL FORTSATT UTVECKLING	123
13	REFERENSER	125
14	BILAGOR	127

## **Förord**

Detta examensarbete har utförts vid Institutionen för Bygg- och Miljöteknik, Chalmers Tekniska Högskola på uppdrag av Vägverket Region Väst. Arbetet har utförts under hösten 2006 och vintern 2007 vid Vägverket Region Väst.

Vi vill tacka alla personer som bidragit till att detta arbete har kunnat utföras.

Först och främst vill vi tacka vår handledare Anders Huvstig, Vägverket Region Väst specialiststöd.

Vidare vill vi tacka vår examinator Gunnar Lannér vid Institutionen för Bygg- och Miljöteknik, Chalmers Tekniska Högskola.

Vi vill även passa på att tacka Pierre Hornyeh vid LCPC och Sabine Werkmeister vid Canterbury Tekniska Högskolan, Nya Zeeland.

Ett stort tack riktas också till Richard Nilsson, Skanska Malmö, som hjälpt oss med utvärdering av triaxialförsök.

Göteborg februari 2007

Björn Locke

Joel Lovén

## Bilagor

1. Materialegenskaper
2. Permanenta deformationer erhållna från triaxialförsök
3. Indata till VägFEM från HVS-försök för spänningsberäkning
4. Spänningar från VägFEM
5. Referensspänningar från PMS Objekt
6. Bestämning av Shakedowngränser för Dresdenmodellen
7. Bestämning av modellparametrar för Dresdenmodellen
8. Förenklad spårdjupsberäkning för Dresdenmodellen med PMS Objekt
9. Förenklad spårdjupsberäkning för Dresdenmodellen med VägFEM
10. Beräkning av resilientmodul med K- $\theta$ -modellen
11. Resilientmodul för materialtyper genom K- $\theta$ -modellen
12. Parameterbestämning för LCPC-modellen (Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ )
13. Permanent deformationsmodell (Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ )
14. Förenklad spårdjupsberäkning (Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ )
15. Parameterbestämning för LCPC-modellen (Base type 1,  $w_{rel}=80\%$ )
16. Permanent deformationsmodell (Base type 1,  $w_{rel}=80\%$ )
17. Förenklad spårdjupsberäkning (Base type 1,  $w_{rel}=80\%$ )
18. Parameterbestämning för LCPC-modellen (Base type 1,  $w_{rel}=100\%$ )
19. Permanent deformationsmodell (Base type 1,  $w_{rel}=100\%$ )
20. Förenklad spårdjupsberäkning (Base type 1,  $w_{rel}=100\%$ )
21. Resultat från spårdjupsberäkningen med LCPC-modellen
22. Jämförelse mellan spårdjupsberäkningar med LCPC-modellen för olika responsmodeller

# Beteckningar

## Förkortningar

1. CBR (California Bearing Ratio): Försök för att bestämma bärigheten.
2. CVCR: LCPC's FEM-program.
3. DSC2D: Design Guides finita elementprogram.
4. EICM (Enhanced Integrated Climate Model): Klimatologisk modelleringsprogram för Design guide.
5. FEA: Design Guides mjukvara för att utföra finita elementanalyser.
6. GBÖ: Grus Bitumen Överbyggnad. Svensk standard vägöverbyggnad.
7. HMA (Hot Mixture Asphalt): Asfaltsblandning
8. HVS (Heavy Vehicle Simulation): Maskin för att simulera hjullaster på en väg.
9. ICM (Integrated Climate Model): Föregångare till EICM.
10. JULEA: Design Guides elastiska analysprogram.
11. LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées): Franskt forskningsinstitut för vägar och broar.
12. LEA: Design Guides linjär-elastiska analysprogram.
13. M-E: Mekanistisk-empirisk dimensioneringsmetod
14. MTD: Maximal Torrdensitet
15. NCHRP (National Cooperative Highway Research Program): Amerikanskt forskningsinstitut.
16. OFH: Optimal Fukthalt.
17. ORNI: Finita element modul i LCPC's FEM-program
18. PCC: Portland Cementblandning.
19. PG: Plastisk gräns.
20. PI: Plastiskt Index.
21. RLT (Repeated Load Triaxial): Cykliska treaxialförsökstester.
22. VG: Vätskegränsen.
23. VVÄ: Vägverket, Region Väst

## Latinska versaler

$A$	= Spänningsberoende ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) modellparametrar
$A$	= Modellparametrar som bestäms från triaxialförsök
$A$	= modellparameter [-]
$B$	= Spänningsberoende ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) modellparametrar
$B$	= regressionsparameter
$B$	= konstant term för Poisson's tal [-]
$C$	= Spänningsberoende ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) modellparametrar
$C$	= Modellparametrar som bestäms från triaxialförsök
$C_0$	= resilientmodulberoende materialparameter
$D$	= Spänningsberoende ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) modellparametrar
$D$	= konstant term för E-modulen [kPa]
$E_h$	= Horisontell Elasticitetsmodul
$E_v$	= Vertikal Elasticitetsmodul
$E_r$	= Elasticitetsmodul
$E_{0,BC}$	= Elasticitetsmodul för bundna lagret
$E_{0,UGM}$	= Elasticitetsmodul för obundna lagret
$G$	= skjuvmodul [kPa]
$G_a$	= modellparameter
$K$	= bulkmodul [kPa]
$K_a$	= modellparameter
$K_l$	= modellparameter [-]
$L_{max}$	= $\sqrt{p_{max}^2 + q_{max}^2}$ (Spänningsberoende modellparameter)
$M_r$	= Resilientmodul [MPa]
$N$	= antal lastcykler
$N_{eq}$	= Ekvivalent antal överfarter
$N_{n,B}$	= Antal lastcykler i början av spänningstillstånd $n$ [-]

$N_{n,E}$	= Antal lastcykler i slutet av spänningstillstånd $n$ [-]
$N_1$	= Antal lastcykler vid spänningstillstånd 1 [-]
$Q$	= Modellparametrar som bestäms från triaxialförsök
$Q_1$	= Modellparametrar som bestäms från triaxialförsök
$Q_2$	= konstant [-]
$R$	= Modellparametrar som bestäms från triaxialförsök
$RD$	= Permanent deformation
$T$	=Temperatur i Fahrenheit
$W$	= Provets fukthalt
$W_c$	= vatteninnehållet [%]
$X$	= axlarna i ett koordinatsystem
$Y$	= axlarna i ett koordinatsystem
$Z$	= axlarna i ett koordinatsystem

### **Latinska gemena**

$a_1 - a_4$	= Modellparametrar [-]
$a_1$	= Modellparameter [%]
$a_i$	= Olinjär regressionskoefficient
$a_2$	= Modellparameter [-]
$b_1 - b_4$	= Modellparametrar [-]
$b_1$	= Modellparameter [-]
$b_2$	= Modellparameter [-]
$c$	= Kohesion [kPa]
$c_1$	= Modellparameter [%]
$c_2$	= Modellparameter [-]
$d_1$	= Modellparameter [-]
$d_2$	= Modellparameter [-]

$e$	= Basen för den naturliga logaritmen [-]
$h$	= Tjocklek av lagret/underlagret
$h^i$	= Tjocklek hos underlager $i$
$k_1$	= Regressionskoefficient [-]
$k_2$	= Regressionskoefficient [-]
$k_3$	= Regressionskoefficient [-]
$m$	= Lutning på brottlinje
$n$	= Regressionsparameter
$n$	= Antal spänningstillstånd [-]
$n_{,underlager}$	= Antal underlager
$p_{max}$	= Maximal medelspänning [kPa]
$p_a$	= Referenstryck (100 kPa)
$p_0$	= Atmosfärstryck (100 kPa)
$p$	= Medel normalspänningen [kPa]
$p^*$	= Medel normalspänning med hänsyn till anisotropi
$q_{max}$	= Maximal deviatorspänning [kPa]
$q$	= Deviatorspänningen [kPa]
$q^*$	= Deviatorspänning med hänsyn till anisotropi
$s$	= Kohesion [kPa]
$w_{rel}$	= Relativ vattenhalt

### **Grekiska tecken**

$\alpha$	= Material parameter [kPa]
$\beta$	= Material parameter [-]
$\beta_1$	= Kalibreringsfaktor för obundna material och undergrunds-
$\beta_{r1}$	= Nationell kalibreringsfaktor
$\beta_{r2}$	= Nationell kalibreringsfaktor



$\beta_{r3}$	= Nationell kalibreringsfaktor
$\beta_{GB}$	= Nationell kalibreringsfaktor
$\gamma$	= Anisotropikoefficient som bestäms genom regressionsanalys
$\delta_a$	= Permanenta deformationer för lagret [inch]
$\delta\epsilon^p_{i,j,k}(N)$	= Slutlig permanent töjningsökning per lastcykel
$\delta\epsilon^p_1$	= Axiell permanent deformation
$\delta\epsilon^p_2$	= Radiell permanent deformation
$\delta\epsilon^p_3$	= Radiell permanent deformation
$\epsilon^i_{p,1}(\sigma_{1,1}, \sigma_{3,1}, N_1)$	= Permanenta töjningar vid spänningstillstånd $i$ som en funktion av $\sigma_{1,1}$ , $\sigma_{3,1}$ och $N_1$ [ $10^{-3}$ ]
$\epsilon_p$	= Ackumulerad plastisk töjning vid $N$ antal lastrepetitioner.
$\epsilon_p$	= Permanenta töjningar [%]
$\epsilon_p^i$	= Total plastisk töjning i underlager $i$
$\epsilon^p_1$	= Vertikala permanenta deformationer
$\epsilon_1^{p_0}$	= Regressionsparameter data kan ovanstående materialegenskaper bestämmas
$\epsilon_r$	= Resilient töjning i asfaltmaterialen som en funktion av
$\epsilon_r$	= Resilient töjning uppkommen i laboratorietester för att uppnå uppnås från den primära responsmodellen
$\epsilon_r$	= Resilient töjning åstadkommen vid laboratorieförsök
$\epsilon_{s,r}$	= Skjuvtöjning [-]
$\epsilon_v$	= Medelvärde på vertikal resilient töjning i lagret/underlagret
$\epsilon_{v,r}$	= volymetrisk töjning [-]
$\epsilon_v$	= Medelvärde på den vertikala resilienta töjningen i lagret
$\epsilon_{XX}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\epsilon_{XY}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\epsilon_{XZ}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\epsilon_{YX}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar

$\varepsilon_{YY}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\varepsilon_{YZ}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\varepsilon_{ZX}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\varepsilon_{ZY}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\varepsilon_{ZZ}$	= Töjningar i koordinatsystemets axelriktningar
$\varepsilon_0$	= Materialegenskaper från den primära responsmodellen
$\varepsilon_{1,r}$	= Vertikal återgående töjning [-]
$\varepsilon_{3,r}$	= Horisontell återgående töjning [-]
$\varepsilon_{p,5000}^I$	= Den uppnådda permanenta vertikala töjningen vid 5000 lastcykler [ $10^{-3}$ ]
$\varepsilon_{p,3000}^I$	= Den uppnådda permanenta vertikala töjningen vid 3000 lastcykler [ $10^{-3}$ ]
$\theta$	= Summan av huvudspänningarna ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) [kPa]
$\mu$	= Poisson's tal
$\nu$	= Poisson's tal [-]
$\rho$	= Materialegenskaper från den primära responsmodellen
$\rho_d$	= Provets torrdensitet
$\sigma_c$	= Omslutningstryck [kPa]
$\sigma_D$	= Deviatorspänning ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) [kPa]
$\sigma_r$	= Radiell huvudspänning [kPa]
$\sigma^r$	= Resilienta spänningar
$\sigma_z$	= Axiell huvudspänning [kPa]
$\sigma_1$	= Vertikal huvudspänning [kPa]
$\sigma_2$	= Horisontell huvudspänning (mindre) [kPa]
$\sigma_3$	= Horisontell huvudspänning [kPa]
$\sigma_{1,f}$	= Största brotthuvudspänningen [kPa]
$\sigma_{1,max}$	= Största axiella spänningen [kPa]
$\sigma_{3,f}$	= Minsta brotthuvudspänning [kPa]

$\tau_{oct}$  = Skjuvspänningsterm [kPa]

$\phi$  = Inre friktionsvinkel [°]

$\sum_1^n \varepsilon_p^i(N)$  = Ackumulerade permanenta töjningar i element  $i$  som en funktion av  $N$  [ $10^{-3}$ ]

$\sum_1^{n-1} \varepsilon_p^i$  = Ackumulerade permanenta töjningar i element ifrån spänningstillstånd  $1$  till spänningstillstånd  $n-1$  [ $10^{-3}$ ]

# Figur- och tabellförteckning

## Figurer:

Framsida:

Uppe till vänster: Bärighetsproblem på grund av sandig överbyggnad och tjälkänslig underbyggnad. Fredriksson (2000)

Uppe till höger: Bärighetsproblem vid tjälkänsliga områden som försvårar vinterväghållning. Fredriksson (2000)

Nere till vänster: Spårbildning i obundna lager (långt innan bundna lager existerade). Schwartz (2002)

Nere till höger: Dubbdäcksspår (spårbildning i bundet lager). Fredriksson (2000)

I rapporten:

1. Viskoelastiskt deformationsbeteende.
2. Spänning/töjningsbeteende för ett obundet material utsatt för dynamisk last.
3. Uppmätta permanenta deformationer erhållna från triaxialförsök; De permanenta deformationerna tenderar att stabilisera sig.
4. Ett exempel av den påverkan som antalet lastcykler har på de permanenta axiella töjningarna från ett triaxialförsök.
5. Spänningar som verkar på ett element.
6. Spänningar under ett hjul i rörelse.
7. Permanenta deformationer för samma material fast vid olika vattenhalter.
8. Dräneringens inverkan på det permanenta deformationsbeteendet.
9. Resilientmodulen ökar med summan av huvudspänningar. Base type 1 ( $w_{rel}=60\%$ ) resultat från triaxialförsök som utförts på material som använts i provvägen.
10. Principiell bild över triaxialutrustningens belastningar på provkroppen.
11. Bild på Triaxialföröksutrustning.
12. Principiell skiss över en belastningssekvens.
13. Principiell skiss över registrerad axiell töjning per spänningssekvens.
14. Elastiska töjningar och spänningar beräknas i olika punkter.
15. Vägkonstruktionen delas in i finita element.

16. Schematisk uppbyggnad av en GBÖ.
17. Beräkning av resilientmodulen  $M_r$  enligt Ekvation 25.
18. Schematisk framställning av deformationsbeteendet.
19. Schematisk framställning av hur deformationsbeteendet ser ut vid stabila förhållanden.
20. Schematisk framställning av hur deformationsbeteendet ser ut vid ostabila förhållanden.
21. Elastiskt och permanent beteende under upprepat cykliskt tryck- och draglast.
22. Den vertikala permanenta töjningshastigheten plottad mot den vertikala permanenta töjningen i en logaritmisk skala vid olika  $\sigma_c$  och  $\sigma_D$ .
23. Schematisk illustration av materialbeteendet i Tillstånd A.
24. Schematisk illustration av materialbeteendet i Tillstånd B.
25. Schematisk illustration av materialbeteendet i Tillstånd C.
26. Beteende hos obundna material som utsätts för upprepad cyklisk last.
27. Plastisk shakedowngräns för ett tyskt krossmaterial.
28. Schematisk graf över hur kriterium för shakedowngräns bestäms.
29. Gradering av material med hjälp av shakedownkonceptet enligt Werkmeister (2003) antaget i EN 13286-7 (2004).
30. Vertikala permanenta töjningar plottade mot antalet lastcykler vid olika spänningsförhållanden (Fas II).
31. Bestämning av C och D.
32. Geometri för FE beräkning.
33. Modellering av det permanenta deformationsbeteendet med hänsyn tagen till spänningshistoriken.
34. Bild över testkarusellen på LCPC, Nantes, Frankrike.
35. Axiell spännings/töjningscykler uppnådda genom cykliska triaxialförsök.
36. Den cykliska variationen hos elastisk axiell töjning mot lastcykler.
37. Utveckling av permanent axiell töjning per lastcykel.
38. Exempel på förutsägning av resilient töjning genom modifierade Hornyh (2006)-modellen.

39. Exempel på förutsägning av permanenta deformationer genom Hornykh (2006)-modellen.
40. Överblick av två FE-nät som används i beräkningen.
41. Generell multilager elastiskt system.
42. Allmän dimensioneringsgång för flexibla vägkonstruktioner.
43. Typiska permanenta deformationers uppträdande av upprepade laster.
44. Nationellt kalibrerade förutsägingar mot uppskattade uppmätta asfaltspår.
45. Nationell kalibrerad förutsägning mot uppskattade uppmätta spår djup i obundna lager.
46. Nationell kalibrerad förutsagd mot uppskattad uppmätt undergrundsspår djup.
47. Nationell kalibrerad förutsagd mot medeluppmätt total spårbildning.
48. Provytornas principiella uppbyggnad.
49. HVS-utrustning.
50. Försöksytans utformning.
51. Verkligt uppmätta permanenta deformationerna i det obundna lagret, delsträcka 1.
52. Kritiska spänningsgränser för materialtypen Base type 1.
53. Jämförelse mellan verkligt uppmätta permanenta deformationer och beräknade med den plastiska Dresdenmodellen i Tillstånd A. (Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ ).
54. Jämförelse mellan verkligt uppmätta permanenta deformationer och beräknade med den plastiska Dresdenmodellen i Tillstånd B. (Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ ).
55. Schematisk framställning av deformationsbeteendet som beskrivs av den första delen i Ekvation 75.
56. Indelning av de det obundna lagret i provvägen.
57. Jämförelse med de verkligt uppmätta förskjutningarna och de som beräknats med den förenklade plastiska Dresdenmodellen.
58. Anpassning av den förenklade permanenta deformationsmodellen.
59. Anpassning av deformationen för spänningsmodellen  $g(p_{max}, q_{max})$ .
60. Anpassning av den förenklade töjningsmodellen.
61. Totalt förutsagt spår djup mot antal lastcykler för hela väggkroppen.

62. Jämförelse mellan beräknade deformationer med den plastiska Dresdenmodellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med VägFEM för materialet Base type 1  $w_{rel}=60\%$ .

63. Jämförelse mellan beräknade deformationer med LCPC-modellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med VägFEM för material Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

64. Jämförelse mellan beräknade deformationer med den plastiska Dresdenmodellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med PMS Objekt för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

65. Jämförelse mellan beräknade deformationer med LCPC-modellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med PMS Objekt för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

66. Jämförelse av spårdjupsberäkning mellan spänningar erhållna med PMS Objekt och VägFEM för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

67. Jämförelse av resultat med olika responsmodeller vid beräkning av spårdjup med den förenklade empiriska LCPC-modellen.

68. Förändring av dragpåkänningar i VägFEM.

#### **Tabeller:**

1. Konditioneringsspänningsnivåer för metod A.
2. Spänningsnivåer för resilient beteende (Metod A).
3. Konditioneringsspänningsnivåer (Metod B).
4. Lastfall för flerstegstestet med hög spänningsnivå.
5. Lastfall för flerstegstestet med låg spänningsnivå.
6. Provsträckans principiella uppbyggnad.
7. Modeller som relaterar materialindex och motståndsegenskaper till  $M_r$ .
8. Lastspecifikation.
9. Modellparametrar för Base type 1 Tillstånd A respektive Tillstånd B.
10. Beräkning av de vertikala permanenta töjningarna och deformationerna efter 100,000 lastcykler, för delsträcka 1, Base type 1 ( $w_{rel} = 60\%$ ).
11. De vertikala förskjutningarna i överkant det obundna lagret vid olika N.
12. Exempel på modellparametrar för töjningberäkning.
13. Exempel på djupet  $z$  där  $p_{max}$  och  $q_{max}$  beräknas. ( $z = 0$  är toppen av asfaltlagret)

14. Exempel på resultat från spårdjupsberäkning för  $N = 100\ 000$ .
15. Exempel på slutlig permanent deformation över hela väggkroppens tjocklek.
16. Spänningar i det obundna lagret erhållna med VägFEM för Base type 1,  $w_{rel}=60\ %$
17. Spänningar i det obundna lagret erhållna med PMS Objekt.



# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

En vägs framtida livslängd vad gäller kvalitet bygger till stor del på kunskap och kompetens hos dem som dimensionerar och bygger vägen. I Sverige, som är en marknadsekonomi där företag vill maximera vinster, behövs ett ekonomiskt incitament, personal som är intresserade och visar engagemang, samt finansiering till uppbyggnad av kompetens inom området.

Med tanke på den ekonomiska situation som Sverige befinner sig i, borde en viktig uppgift för en väghållare vara att optimera en vägs livstidskostnader, och även i andra hand med hänsyn till samhällets kostnader (livscykelkostnader (LCC)). Med dagens tillgängliga dimensioneringsförutsättningar och regler, är denna optimering enbart möjlig i vissa projekt. Om denna optimering kan utföras, kan väghållaren göra stora besparningar genom rätta investeringar, åtgärder, materialval samt underhållsarbeten.

Beräkning av LCC kan inte utföras om inte framtida funktionella egenskaper hos en väg kan förutsägas, till exempel spår, sprickor, tvärfall, friktion och så vidare. För att kunna förutsäga framtida funktionella egenskaper hos en väg, krävs objektiva mätmetoder, tillförlitliga och beprövade modeller.

Modeller som används tidigare har många begränsningar och förutser inte vägars deformationsbeteende väl. Med hänsyn till detta, har under de senaste åren olika projekt utförts för att utveckla ett flertal olika modeller för förutsägelser av permanenta deformationer i vägar. Anledningen till utvecklingen är att ursprunglig dimensionering bygger på tabeller, standarder och erfarenheter. Detta sätt att dimensionera är inte tillräckligt bra för att kunna uppfylla ovanstående behov och att förbättra kostnadseffektiviteten. Under årens lopp har linjärelastiska modeller utvecklats för att kunna beräkna spänningar och töjningar i en väggropp så att vägar kan dimensioneras efter erforderlig livslängd. Dock uppfyller inte heller de linjärelastiska modellerna behovet av nya dimensioneringssätt. Med anledning av detta pågår nu utveckling, sedan ett par år tillbaka, av ett antal modeller för beräkning av permanenta deformationer, som behandlar materialkvalitet och i sin tur kostnader under vägens livslängd. På så sätt kan vägens kvalitet ökas med ökande kunskap om material och dess beteende, samt kan minska underhållskostanden för vägen. Exempel på modeller som har utvecklats är tyska Dresdenmodellen, franska LCPC-modellen och amerikanska Design Guide.

Anders Huvstig vid Vägverket Region Väst, Specialist Stöd (VVÄsp), har länge arbetat med utvecklingen av ovannämnda modeller och har med stort intresse försökt presentera ämnet i Sverige. Huvstig har deltagit i ett EU-projekt som kallas SAMARIS, där huvudämnet är hållbar utveckling av vägdimensionering. För att presentera ämnet för Sveriges entreprenörskår måste modellernas förutsägningskvalitet valideras för svenska förhållanden och materialegenskaper.

Vägverket genom Huvstig, kontaktade Chalmers för att annonsera ett förslag till examensarbete. Examensarbetet bygger just på valideringen av modellerna för svenska förhållanden. Joel Lovén och Björn Locke fick äran att utföra examensarbetet, genom att först delta i en Workshop (vilken ingick i vägkonferensen

TRA) för att introduceras i ämnet. Huvstig beskrev examensarbetets omfattning och syfte under ett möte med Joel Lovén, Björn Locke samt Gunnar Lannér. Lannér som är examinatorn av examensarbetet godkände upplägget och arbetet kunde påbörjas.

## 1.2 Problembeskrivning

Under dimensioneringsstadiet av en väg, beräknas spänningar och töjningar i underkant asfaltlager samt överkant terrass, med hjälp av olika beräkningsmodeller. Beräkningsresultaten måste underskrida vissa gränsvärden, som i huvudsak beror på mängden tung trafik.

Beräkningsmodellerna som använts fram tills idag, tar inte hänsyn till materialegenskaperna i asfaltlagret, bär- och förstärkningslagret. Med hänsyn till detta lönar det sig inte för en entreprenör att utveckla bättre och billigare material. Detta tyder på att nya testmetoder för materialegenskaper behövs. Med nya modeller som bygger på materialtester kan således framtida egenskaper hos vägen bestämmas.

Med de nya metoderna, finns det förutsättningar för att betala för bättre materialkvalitet och bättre konstruerade vägar. Med hänsyn till detta är det alltså viktigt att ta fram nya testmetoder och beräkningsmodeller för att stimulera till fortsatt teknisk utveckling.

Under de senaste fem åren, har flertalet olika modeller för att förutsäga framtida egenskaper hos vägar tagits fram. De flesta av de framtagna modellerna bygger på så kallade triaxialförsök eller även kallat RLT-försök (*”Repeated Load Triaxial Tests”*) som den viktigaste mätmetoden för materialegenskaper. Triaxialförsöken är en typ av destruktiv materialtestning, där en provkropp med material utsätts för tryckbelastning i tre olika riktningar.

De framtagna modellerna kan delas in i enklare och komplicerade modeller. De enklare modellerna används med datorberäkningar under relativt kort tid, och rekommenderas vid praktisk användning och under konkreta projekt. De mer komplicerade modellerna kräver mycket längre beräkningstid och rekommenderas främst i forskningssyften.

I USA introducerades vintern 2005 ett beräkningssystem som kallas *”Design Guide”*. Design guiden är en universell dimensioneringsmetod för vägens alla delar. I Europa har Europeiska Unionen under åren 2002-2003 startat ett större samarbetsprojekt som kallas SAMARIS. SAMARIS introducerades för att ta fram rekommendationer för lämpliga provningsmetoder och beräkningsmodeller. Provningsmetoderna finns redan, så projektet har inriktats på att ta fram nya beräkningsmodeller.

Under 2004 utförde Vägverket Region Väst (VVÄ) ett stort försök på en nykonstruerad provväg i samband med utbyggnaden av väg E6 i Bohuslän. Försöket utfördes genom att en utrustning för att simulera tungtrafik, även kallad HVS (*”Heavy Vehicle Simulator”*), kördes ett stort antal gånger över olika typer av vägkonstruktioner. Med hjälp av mätutrustning inbyggd i överbyggnaden mättes spänningar, töjningar och deformationer som uppstod till följd av överfarterna på olika platser i vägkroppen. Testresultaten från en testyta utvärderades av ett flertal utländska forskare, för att validera deras förutsägningsmodeller.

Beräkningsmodellerna delas in i två typer: responsmodeller och tillståndsmodeller. Responsmodellerna utvärderar spänningar och töjningar i en väggkropp. Tillståndsmodellerna förutsätter tillståndsutvecklingen i överbyggnaden, till exempel permanenta deformationer (spårbildningar), sprickor etc.

Vägverket har utvecklat två responsmodeller, en så kallad linjärelastisk flerskiktsmodell (PMS Objekt) och en finit elementmodell (VägFEM). Med data överförd från responsmodellerna till tillståndsmodellerna kan permanenta deformationer beräknas.

### **1.3 Syfte och begränsningar**

Syftet med detta examensarbete är att validera några av de nyligen framtagna beräkningsmodellerna som bygger på triaxialförsök som viktigaste mätmetod. Framtagna beräkningsverktyg ska utvecklas och användningen av dessa ska förenklas. Valideringen kommer i huvudsak att utföras mot verkligt genomförda HVS-tester från provvägen i Bohuslän.

Med Excel-program, framtagna för beräkning av tillståndsutveckling, utvärderas provresultat genom beräkningar av permanenta deformationer för de tillgängliga provsträckorna i Bohuslän.

Syftet, med tillhörande begränsningar, med detta arbete kan delas in i 6 olika huvudmål vilka redovisas nedan.

1. En teoretisk bakgrundsbeskrivning för den nuvarande förståelsen för det permanenta och resilienta deformationsbeteendet hos obundna material.
2. En beskrivning av hur triaxialförsök utförs enligt den nyligen antagna Europannormen för triaxialförsök.
3. En teoretisk beskrivning av tre modeller för prognostisering av framtida permanenta deformationer i obundna lager (SAMARIS, Design Guide och Dresden) samt beskriva Design Guides metod för prognostisering av framtida deformationer i bitumenbundna lager.
4. Beräkning av de permanenta deformationerna med Dresdenmodellen och LCPC-modellen, samt validering av modellerna mot fyra testtyper i Bohuslän.
5. Förbättring av beräkningsverktygen.
6. Ge rekommendationer till användare av modellerna, samt ge förslag till ytterligare utvecklingsinsatser.

### **1.4 Arbetsupplägg**

Arbetet förbereddes genom ett par inledande möten där examensarbetarna Joel Lovén och Björn Locke introducerades i området av handledaren Anders Huvstig. Mötena behandlade kortfattat den bakomliggande teorin och de drivkrafter som motiverar

utvecklingen av respons- och tillståndsmodeller. Under mötena fastställdes även problembeskrivning samt syfte.

Efter de inledande mötena, påbörjades litteraturstudien av den befintliga litteraturen inom området. Huvudsaklig litteratur är hämtad ifrån Huvstigs egna samlig samt personlig kontakt med involverade personer.

När litteraturstudien var genomförd, inleddes sammanställning av indata. Indata erhöles i huvudsak från en databas där triaxialdata och HVS-data från provvägen i Bohuslän finns samlad. Indatan modifierades och anpassades för att passa de beräkningsprogram som erhållits genom personlig kontakt med Sabine Werkmeister (Dresdens Tekniska Universitet) och Pierre Hornych (LCPC).

Med de erhållna beräkningsprogrammen, inleddes beräkningsproceduren. Beräkningsproceduren innefattade karakterisering av material för bestämning av modellparametrar. Spänningar har beräknats med hjälp av responsmodellerna VägFEM och PMS Objekt. Med resultat erhållna från spänningsberäkningarna samt bestämda modellparametrar kunde de permanenta deformationerna beräknas.

För att få bättre lärdom om triaxialförsök och utvärdering av dessa, gjordes ett studiebesök på Skanskas testanläggning i Malmö. För att få bättre kännedom om SAMARIS och LCPC gjordes ett studiebesök på LCPC under en veckas tid. Under den veckan rätades många frågetecken ut. Ett stort tack till Pierre Hornych som fungerade som vår handledare under studiebesöket vid LCPC.

De beräknade permanenta deformationerna jämfördes med de verkligt uppmätta deformationerna från HVS-försöket och utvärdering av huruvida modellerna överensstämmer med verkligheten har utförts varvid resultat och slutsats har fastställts.

## **2 Litteraturstudie för förberedning av spårdjupsmodeller**

### **2.1 Introduktion**

En litteraturstudie utfördes med syfte att beskriva den nuvarande förståelsen för det permanenta och resilienta deformationsbeteendet hos obundna material, när de förekommer som obundna lager i vägkonstruktioner.

Litteraturstudien fokuserar på tre olika modelleringstekniker för att beskriva det permanenta respektive det resilienta deformationsbeteendet. De modelleringstekniker som behandlas är LCPC-modellen, Dresdenmodellen och Design Guide.

Det övergripande målet med litteraturstudien är i huvudsak att skapa en teoretisk bakgrundsbeskrivning till de tre ovan nämnda modellerna med avseende på modellering av det permanenta deformationsbeteendet. Litteraturstudien gick även ut på att beskriva faktorer som påverkar det permanenta deformationsbeteende.

Den första delen av detta kapitel beskriver deformationsbeteendet hos obundna material. Detta efterföljs av en beskrivning av de faktorer som påverkar det permanenta deformationsbeteendet. De grundläggande teorierna som modellerna för beräkning av de permanenta deformationerna bygger på samt en introduktion av de ovan nämnda modellerna presenteras. Slutligen ges en kort sammanfattning av hur det resilienta beteendet modelleras.

Fredrik Lekarps doktorsavhandling Lekarp (1999) har utgjort grunden för litteraturstudien när det gäller den teoretiska bakgrunden

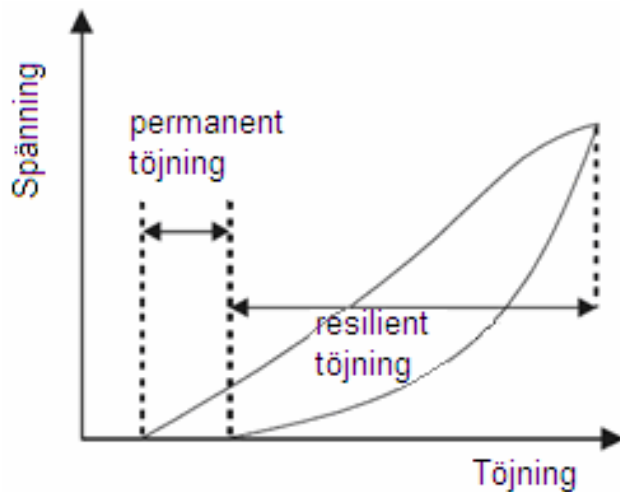
### **2.2 Deformationsbeteende hos obundna lager**

När obundna material används som byggnadsmaterial i vägkonstruktioner kommer spänningar att uppstå i de obundna lagren. Dessa spänningar uppkommer till följd av den upprepade trafiklasten. Spänningarna kommer i sin tur leda till att materialet deformeras.

Deformationsbeteendet för obundna lager kan delas in i två olika delar:

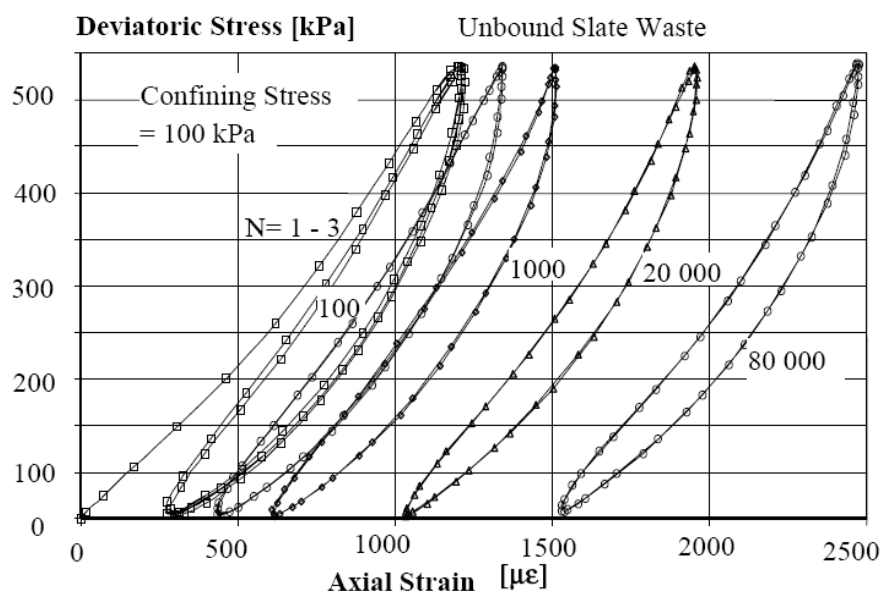
- Resilient deformationsbeteende
- Permanent deformationsbeteende

De resilienta deformationerna är återgående medan de permanenta deformationerna är bestående. Förmågan hos obundna material att stå emot deformationer är starkt beroende av den pålagda spänningen. Om töjningarna plottas mot spänningen fås följande grafiska samband som påvisar obundna materials ickelinjära (viskoelastiska) beteende, se Figur 1. Beteendet karakteriseras av en återgående (resilient) deformation och en bestående (permanent) deformation.



Figur 1 Viskoelastiskt deformationsbeteende Werkmeister (2003)

Figuren ovan visar det viskoelastiska deformationsbeteendet för ett obundet material under en pålastning. Detta beteende antyder att en liten mängd permanenta deformationer ackumuleras för varje lastcykel. Obundna lager i en vägkonstruktion utsätts för ett stort antal lastcykler (lastväxlingar) under dess tekniska livslängd vilket kommer att leda till att deformationsbeteendet kommer att ändras med antalet lastcykler. Ett typiskt exempel (Figur 2) från upprepade triaxialförsök illustrerar obundna materials beteende under upprepade dynamisk last.



Figur 2 Spänning/töjningsbeteende för ett obundet material utsatt för dynamisk last. Werkmeister (2003)

Trots flera år av forskning på obundna materials deformationsbeteende, är inte deformationsegenskaperna helt kartlagda och inte heller helt förstådda, Werkmeister (2003). Många forskare är dock ense om att deformationerna i stor utsträckning styrs av antalet lastcykler och den pålagda spänningen. Deformationer i obundna material

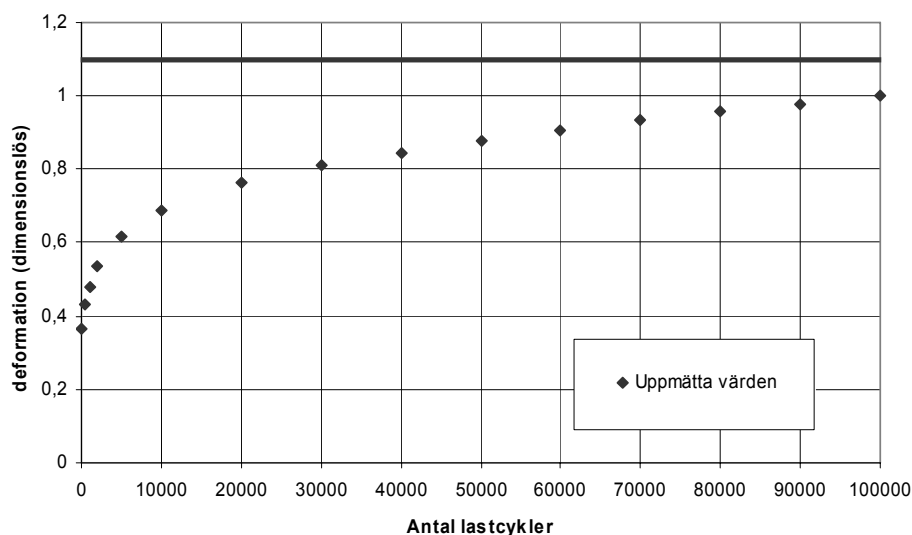
under påverkan av dynamisk last är resultat av flera olika mekanismer. I kommande avsnitt beskrivs de faktorer som påverkar det permanenta deformationsbeteendet.

## 2.3 Faktorer som påverkar det permanenta deformationsbeteendet

Ett av de stora målen i vägdimensioneringen vad gäller flexibla överbyggnadskonstruktioner är att försöka begränsa spårbildningen i vägen. Mäta spårbildningen är lätt att göra, men att förutsäga den samma är mycket komplext, Werkmeister (2003). Komplexiteten ligger i att deformationsbeteendet styrs av ett stort antal faktorer; antalet lastcykler, spänningsnivå, rotation av huvudspänningar, fukttinnehåll, densitet, innehåll av finfraktioner, kornstorleksfördelning och ballasttyp. I litteraturen framgår att en av de viktigaste faktorerna är storleken på den pålagda spänningen, Lekarp (1999). Betydelsen av antalet lastcykler på det permanenta deformationsbeteendet är även det av största vikt, Lekarp (1999). Vatteninnehållets effekt på deformationsbeteendet framhävs också av Lekarp (1999). I detta kapitel kommer de olika faktorer som påverkar deformationsbeteendet funna i litteraturen att behandlas.

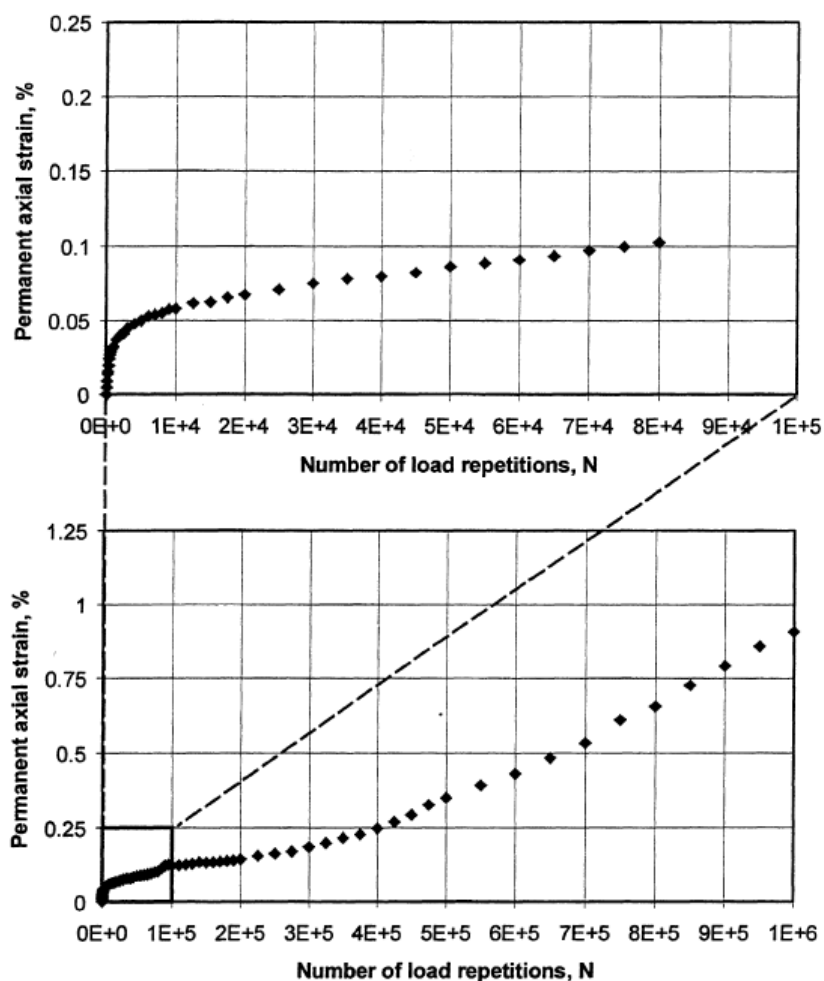
### 2.3.1 Antal lastcykler

Tillväxten av permanenta deformationer i obundna material är en gradvis ökande process där varje lastcykel bidrar med ett litet tillskott till de permanenta töjningarna. Antalet lastcykler är därför en av de viktigaste faktorerna som bör beaktas när långtidsbeteendet hos obundna material ska analyseras, Lekarp (1999). Om intensiteten hos den pålagda lasten inte är för hög kan det antas att de permanenta deformationerna vid ett givet spänningstillstånd stabiliserar sig med ett ökat antal lastrepetitioner, det vill säga de permanenta deformationerna tenderar att gå mot ett asymptotiskt gränsvärde och således ingen fortsatt tillväxt av de permanenta deformationerna, se Figur 3.



Figur 3 Uppmätta permanenta deformationer erhållna från triaxialförsök; De permanenta deformationerna tenderar att stabilisera sig

Ett större spänningsförhållande leder till en gradvis ökning av de permanenta deformationerna. Werkmeister (2003) visar med hjälp av Kolisojas arbete att det kan se ut som att ett triaxialprov stabiliserar sig efter 80,000 lastcykler och följer ett linjärt samband. Det visade sig emellertid att med ett ökat antal lastcykler påvisas en progressiv linjär ökning vilken ger ytterliggare tillskott av de permanenta deformationerna, se Figur 4.



Figur 4 Ett exempel av den påverkan som antalet lastcykler har på de permanenta axiella töjningarna från ett triaxialförsök. Werkmeister (2003)

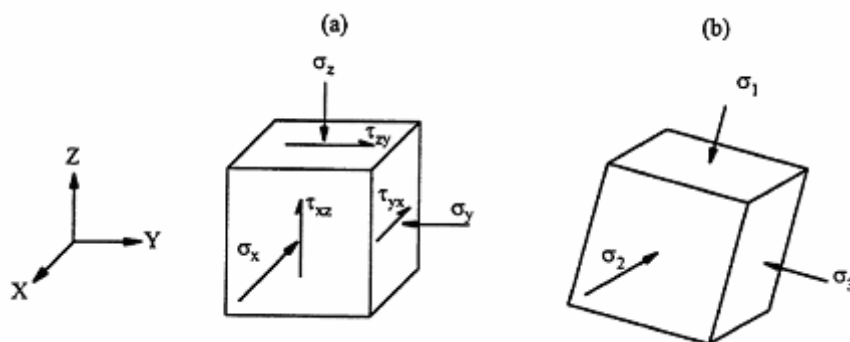
### 2.3.2 Spänningens påverkan på permanenta deformationer

Den tillgängliga litteraturen visar att spänningsnivån är en av de viktigaste faktorerna som påverkar utvecklingen av permanenta deformationer i obundna material, Lekarp (1999). Upprepade triaxialförsök visar tydligt att de permanenta deformationerna direkt kan härledas till deviatorspänningen ( $\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_3$ ) och indirekt till omslutningstrycket ( $\sigma_c$ ), Lekarp (1999). Flera forskare har rapporterat att permanenta deformationer i obundna material i huvudsak styrs av någon form av spänningsförhållande bestående av både deviatorspänning och omslutningstryck, Lekarp (1999).



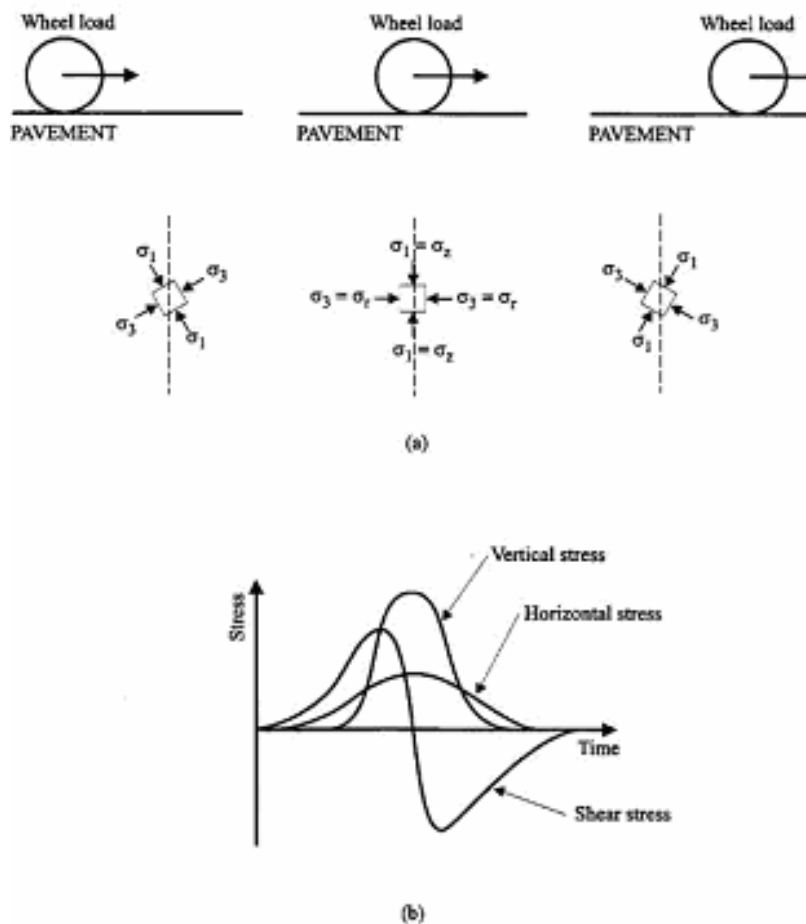
### 2.3.3 Rotation av huvudspänningar

Spänningarna som ett givet element i ett material utsätts för kan definieras med hjälp av normal- och skjuvspänningskomponenter som framgår ur Figur 5. Det kan bevisas att för ett godtyckligt spänningstillstånd i vilken punkt som helst att det finns tre mot varandra vinkelräta plan. I dessa vinkelräta plan förekommer inga skjuvspänningar. De resulterande spänningarna på dessa plan representeras av tre normalspänningar som kallas för huvudspänningar ( $\sigma_1, \sigma_2$ , och  $\sigma_3$ ), Werkmeister (2003).



Figur 5 Spänningar som verkar på ett element. Werkmeister (2003)

Huvudspänningarna  $\sigma_1, \sigma_2$ , och  $\sigma_3$  är oberoende av val av koordinatsystem ( $X, Y, Z$ ). När vägen i verkligheten utsätts för trafiklast i form av hjullast i rörelse kommer en rotation av huvudspänningarna att uppstå. Figur 6 visar att huvudspänningarna verkar vertikalt i ett element om och endast om skjuvspänningarna är lika med noll, det vill säga när elementet befinner sig direkt under centrumlinjen av hjullasten.



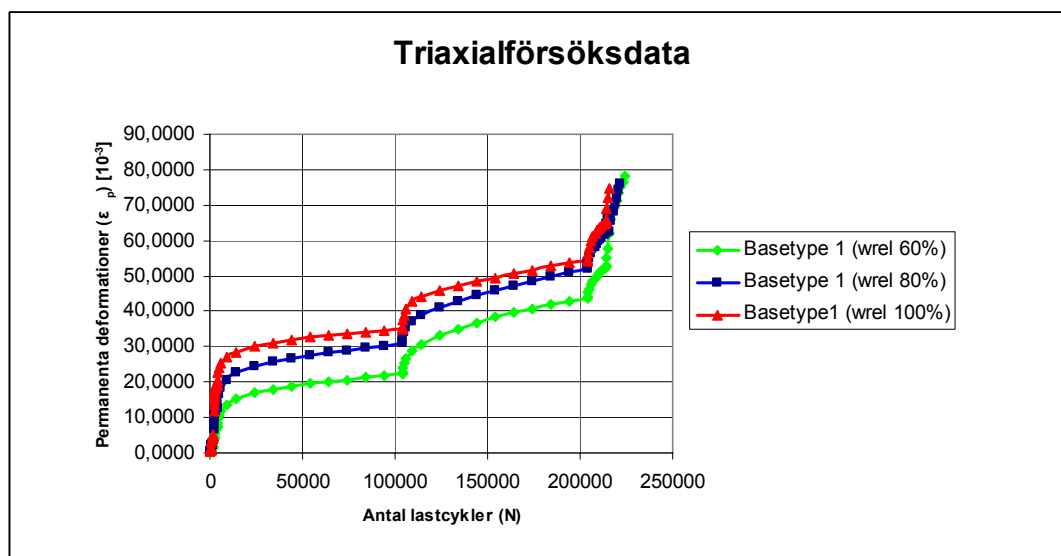
Figur 6 Spänningar under ett hjul i rörelse. Lekarp (1999)

För att karakterisera obundna material i laboratoriemiljö används som vanligaste mätmetod triaxialförsök. I triaxialförsöken går det att simulera kombinationen av vertikala och horisontella spänningar. Det går dock inte att simulera rotationen av huvudspänningarnas riktning med konventionell triaxialutrustning. De pålagda spänningarna i ett triaxialförsök är ekvivalenta mot spänningarna direkt under centrum av hjullasten. Om spänningsförhållandet under lasten betraktas så är  $\sigma_1 = \sigma_2$  = den vertikala spänningen och  $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r$  = den horisontella spänningen, Werkmeister (2003). För att karakterisera materialet vore det önskvärt att i triaxialförsök även simulera spänningsrotationen, enligt Werkmeister (2003) finns det ny triaxialförsöksutrustning som kan göra detta. Effekten som huvudspänningsrotationen har på det permanenta deformationsbeteendet är inte helt känd. Den tillgängliga litteraturen indikerar dock att spänningsrotationen leder till högre permanenta deformationer än de deformationer som erhålls med konventionell triaxialutrustning, Lekarp (1999).

### 2.3.4 Vattenhaltens inverkan på det permanenta deformationsbeteendet

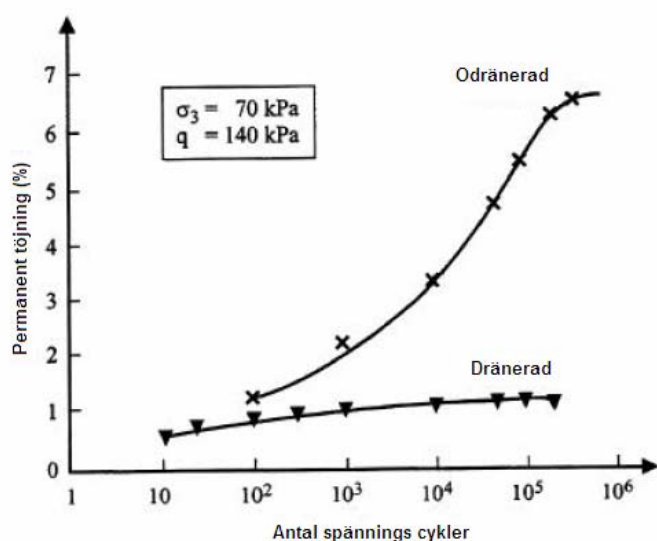
I verkligheten förekommer alltid vatten i de obundna lagren. Förekomsten av måttliga mängder fukt gynnar hållfastheten och spänning/töjningsbeteendet hos obundna material, Lekarp (1999). Om materialet är fullständigt mättat, kan upprepade pålastningar leda till ett positivt porvattentryck. Ett för högt porvattentryck reducerar

effektivspänningen vilket i sin tur medför en minskad motståndsförmåga mot permanenta deformationer hos de obundna lagren, Lekarp (1999). Ett högt vatteninnehåll medför alltså en minskning av styvheten och följaktligen en ökad benägenhet hos de obundna lagren att utveckla permanenta deformationer. Figur 7 visar upprepade triaxialförsöksresultat där samma material provats fast med olika fukthalt. Det visar sig att provet med den lägsta fukthalt utvecklar minst permanenta deformationer och provet med högst vatteninnehåll uppvisar mycket högre permanenta deformationer vid samma spänningsnivå.



Figur 7 Permanenta deformationer för samma material fast vid olika vattenhalter

Spänning/töjningsbeteendet hos obundna material kan förbättras påtagligt om materialet tillåts att dränera. Figur 8 visar ett exempel på den positiva effekten dränering har på det permanenta deformationerna, Lekarp (1999).



Figur 8 Dräneringens inverkan på det permanenta deformationsbeteendet. Lekarp (1999).

### **2.3.5 Spänningshistorik**

Det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material är direkt knuten till spänningshistoriken. Om materialet från början utsätts för låga laster kommer spänningshistoriken att minska den effekt som kommer att uppstå till följd av efterföljande högre laster, Werkmeister (2003). Mindre permanenta töjningar kommer även att uppstå om den från början pålagda spänningen är högre än de efterföljande spänningarna. Trots att effekten av spänningshistoriken på det permanenta deformationerna har visat sig ha betydelse, så har väldigt begränsat undersökningsarbete utförts för att studera denna effekt. I de laboratorieförsök som görs idag försummas normalt effekten av spänningshistoriken genom att använda en ny provkropp för varje nytt spänningssteg som läggs på, Lekarp (1999).

### **2.3.6 Densitet**

Densiteten är en av de viktigaste faktorerna som påverkar utvecklandet av permanenta deformationer, Lekarp (1999), Werkmeister (2003). Förmågan att motstå permanenta deformationer under upprepad pålastning ökar påtagligt med en ökad densitet (speciellt för krossade material). Därför kommer samma spänningar att leda till mindre permanenta töjningar för provexemplar med högre densitet än för provexemplar med lägre densitet. Genom att öka densiteten garanteras en minskning av de permanenta deformationerna för krossade ballastmaterial. Densiteten för ett material kan ökas genom packning, densiteten är således en funktion av packningsgraden.

### **2.3.7 Kornstorleksfördelning**

Om kornstorleksfördelningen ändras på ett sådant sätt att den relativa densiteten ökar, kommer även förmågan att motstå permanenta deformationer att öka, Werkmeister (2003). Ett extremt högt innehåll av finfraktioner kan medföra påtagligt högre permanenta deformationer, Werkmeister (2003). Studier på kornstorleksfördelningens betydelse för deformationsbeteendet utfördes av Werkmeister (2003) och följande slutsatser drogs. I jämförelse med andra påverkande faktorer (packningsgrad och fukttinnehåll) verkar det som att kornstorleksfördelningen är av mindre betydelse för det resilienta och permanenta deformationsbeteendet. En förutsättning för god tillståndsutveckling är en relativt balanserad kornstorleksfördelning.

Vid samma packningsgrad och ungefär samma mättnadsgrad, är skillnaden i det permanenta deformationsbeteendet väldigt liten. Men Werkmeister (2003) påvisar att det är skillnad mellan krossade och naturliga obundna material när det gäller det permanenta deformationsbeteendet. Vid låga spänningar har naturgrus lägre motstånd emot permanenta deformationer än krossade material. Vid höga spänningar har de krossade materialen lägre motstånd mot permanenta deformationer än naturgrus, Werkmeister (2003).

## **2.4 Modellering av det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material**

Som framgår av föregående avsnitt beror utvecklingen av de permanenta deformationerna på ett stort antal faktorer. Detta gör att modelleringen av de

permanenta deformationerna är mycket komplext. I detta kapitel introduceras några av de för tillfället mest intressanta modellerna för att förutsäga permanenta deformationer, uppkomna i de obundna lagren i en vägkonstruktion.

Ett grundläggande mål i vägdimensioneringen är att undvika att permanenta deformationer uppstår i överbyggnaden. Det är därför viktigt att fastställa konstitutiva samband som gör det möjligt att på ett så korrekt sätt som möjligt beräkna och förutsäga uppkomsten av permanenta töjningar i väggroppen. När det gäller de bundna lagren finns ett stort antal materialmodeller att tillgå, men när det gäller de obundna lagren är utbudet mer begränsat. Ett flertal forskningsrapporter, Lekarp (1999), Werkmeister (2003), Hornych (2006) påpekar vikten av att modellera det permanenta deformationsbeteendet som en funktion av spänningarna i överbyggnaden och antalet lastcykler. Flera forskare har försökt att utveckla metoder för att förutsäga permanenta töjningar i de obundna lagren. I Lekarp (1999) återfinns en rad olika modelleringstekniker.

I litteraturstudien har i första hand tre olika modeller för att förutsäga uppkomsten av permanenta deformationer i de obundna lagren undersökts. De modeller som beskrivs i examensarbetet är den Plastiska Dresdenmodellen, Werkmeister (2003), en förenklad empirisk modell föreslagen av Gidel och Hornych, Hornych (2006), samt den amerikanska Design Guiden, NCHRP (2004) för beräkning av de permanenta deformationerna. Gemensamt för modellerna är att de bygger på utvärdering av triaxialförsök på obundna material som viktigaste mätmetod.

#### 2.4.1 Modellera det permanenta deformationsbeteendet – LCPC-modell

Den modell som utvecklats av Hornych och används vid LCPC för att modellera det permanenta deformationerna är en förenklad modell som bygger på empiriska samband, Hornych (2006). Modellen beskriver variationen av den permanenta axiella töjningen som en funktion av antalet lastcykler och den maximalt påförda spänningen. Ekvationen som Gidel och Hornych föreslår för att beräkna de permanenta deformationerna är:

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_1^{p0} [1 - N]^{-B} \cdot \left( \frac{L_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}} \quad (1)$$

där:

$\varepsilon_1^p$  = vertikala permanenta deformationer

$N$  = antal lastcykler

$L_{\max}$  =  $\sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}$

$p_a$  = referenstryck (100 kPa)

$q_{\max}$  = maximal deviatorspänning [kPa]

$p_{\max}$	= maximal medelspänning [kPa]
$m$	= lutning på brottlinje
$s$	= kohesion [kPa]
$n$	= regressionsparameter
$\varepsilon_1^{p_0}$	= regressionsparameter
$B$	= regressionsparameter

En utförligare beskrivning av hur LCPC-modellen för att bestämma permanenta deformationer i de obundna lagren ges i kapitel 6.4 och hur materialparametrarna utvärderas återfinns i kapitel 9.2.1.

## 2.4.2 Modellera det permanenta deformationsbeteendet – Plastiska Dresdenmodellen

Den plastiska Dresden modellen bygger på det så kallade shakedownkonceptet. Shakedownkonceptet grundar sig på förutsättningen att det finns en kritisk spänning (shakedowngräns) för materialet. Under denna gräns uppvisar materialet ett stabilt beteende där den permanenta töjningstillväxten avtar med ett ökat antal pålastningar. Över denna gräns kommer den permanenta töjningstillväxten att öka efter tillräckligt många pålastningar. I kapitel 5.2 beskrivs shakedownkonceptet och i 5.2.3 redogörs för hur shakedowngränserna för olika material bestäms. Den plastiska Dresdenmodellen har utvecklats vid Dresdens Tekniska Universitet av Sabine Werkmeister och bygger på den så kallade Hoorman-modellen och har följande utseende:

$$\varepsilon_p(N) = A \left( \frac{N}{1000} \right)^B + C \left( e^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right) \quad (2)$$

där:

$\varepsilon_p$	= Permanent töjning [-]
$N$	= Antalet lastcykler
$A, B, C, D$	= Spänningsberoende ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) modellparametrar

Den plastiska Dresdenmodellen beskriver de permanenta töjningarna som en funktion av den pålagda spänningen och antalet lastcykler. Bestämning av de spänningsberoende materialparametrarna ( $A, B, C, D$ ) sker genom regressionsanalys av triaxialförsöksresultat. En begränsning med den plastiska Dresdenmodellen är att materialparametrarna  $C$  och  $D$  än så länge inte kan bestämmas som en funktion av spänningarna. I kapitel 5 ges en utförlig beskrivning av Dresdenmodellen för beräkning av permanenta deformationer.

### 2.4.3 Modellera det permanenta deformationsbeteendet – Design Guide

Den modell som används för att förutsäga permanenta deformationer i de obundna lagren med den amerikanska Design Guiden, NCHRP (2004) bygger på en modell som föreslagits av Tseng och Lytton och har nedanstående uppbyggnad:

$$\delta_a(N) = \beta_{GB} \left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v h \quad (3)$$

där :

- $\delta_a$  = permanenta deformationer för lagret (inch)
- $N$  = antalet lastcykler (överfarter)
- $\beta_{GB}$  = nationell kalibreringsfaktor (= 1,673)
- $\varepsilon_0, \beta, \rho$  = materialegenskaper
- $\varepsilon_r$  = resilient töjning åstadkommen vid laboratorieförsök, från denna data kan ovanstående materialegenskaper bestämmas
- $\varepsilon_v$  = medelvärde på den vertikala resilienta töjningen i lagret, uppnås från den primära responsmodellen
- $h$  = lagertjocklek

Genom fältkalibrering har ovanstående modell tagits fram. För att eliminera spänningstermen i modellen görs följande förenklingar:

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 W_c \quad (4)$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{C_0}{(1 - (10^9)^\beta)} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (5)$$

där:

- $C_0$  = resilientmodulberoende materialparameter
- $W_c$  = vatteninnehållet [%]

I kapitel 7 framgår hur den permanenta deformationsmodellen är uppbyggd och hur den används i Design Guide.

## 2.5 Resilient beteende hos obundna material

En förutsättning för lyckad analytisk dimensioneringsmetod är en korrekt förståelse av materialbeteendet. För att fastställa analytiska dimensioneringskriterier är det av

stor vikt att en god förståelse för responsen hos obundna lager i en väg som utsätts för upprepad trafiklast skapas. I Lekarp (1999) har en omfattande litteraturstudie utförts med avseende på faktorer som påverkar det resilienta beteendet hos obundna material. En omfattande kartläggning av de modeller som finns tillgängliga för att beskriva den resilienta materialresponsen har även gjorts av Lekarp (1999).

### 2.5.1 Faktorer som påverkar det resilienta beteendet

Det är känt att obundna material i en väg uppvisar ett ickelinjärt elastoplastiskt tidsberoende beteende när det utsätts för trafiklast, Lekarp (1999). För att behandla detta ickelinjära beteende och särskilja det från den klassiska elasticitetsteorin, definieras vanligen det resilienta beteendet av resilientmodulen ( $M_r$ ) och Poisson's tal ( $\nu$ ). Alternativt tillämpas tillvägagångssättet där skjuvmodulen ( $G$ ) och bulkmodulen ( $K$ ) används för att definiera det resilienta beteendet. Enligt Lekarp (1999) är det resilienta beteendet beroende av ett flertal olika faktorer. Följande faktorer påverkar materialbeteendet enligt Lekarp (1999):

- Spänningen
- Densiteten
- Kornstorleksfördelningen, andel finfraktioner och maximal kornstorlek
- Fuktinnehåll
- Spänningshistorik och antal lastcykler
- Ballasttyp och partikelform
- Lastvaraktighet, frekvens och lastsekvens

Forskarna verkar ense om att det resilienta beteendet framförallt påverkas av den pålagda spänningsnivån och fuktinnehållet i materialet, Lekarp (1999). Resilientmodulen ökar starkt med omslutningstrycket och summan av huvudspänningarna. Resilientmodulen ökar även aningen med en ökad deviatorspänning. Poisson's tal ökar emellertid direkt som en funktion av deviatorspänningen. En ökning av fuktinnehållet speciellt vid hög mätnadsgrad visar en kraftig minskning av både resilientmodulen och Poisson's tal. Inverkan som de övriga parametrarna har på det resilienta beteendet är enligt Lekarp (1999) oklart. För utförlig beskrivning av hur de olika faktorerna påverkar det resilienta materialbeteendet hänvisas läsaren till Lekarp (1999).

### 2.5.2 Modellering av det resilienta beteendet hos obundna material

Trots att det elastiska beteendet hos obundna material påverkas av väldigt många faktorer så har effekten av spänningen den största inverkan. Det är därför viktigt att spänning/töjningsbeteendet beskrivs med konstitutiva samband så noggrant som möjligt, Lekarp (1999). Komplexiteten i problemet gör det svårt att kombinera de teoretiska principerna med den enkelhet som krävs för att på ett rutinmässigt sätt göra en analys av materialbeteendet. I följande avsnitt återges några av de vanligaste modellerna som beskriver det resilienta beteendet hos obundna material i vägkonstruktioner, gemensamt för dessa modeller är att utvärderingen baseras på triaxialförsök. De resilienta materialmodellerna kan sedan användas i så kallade responsmodeller för att beräkna de spänningar som överbyggnaden kommer att utsättas för.



### 2.5.3 Modeller som bygger på resilientmodulen och Poisson's tal

I den traditionella elasticitetsteorin definieras de elastiska egenskaperna av elasticitetsmodulen ( $E$ ) och tvärkontraktionstalet även kallat Poisson's tal ( $\nu$ ) som är konstitutiva materialkonstanter. En liknande definition har använts för att beskriva obundna material, men elasticitetsmodulen har ersatts med den så kallade resilientmodulen ( $M_r$ ) för att påvisa det icke linjärelastiska beteendet, Lekarp (1999). Resilientmodulen är inte konstant utan beror på spänningsnivån, se Figur 9.

För upprepade triaxialförsök med konstant omslutningstryck definieras resilientmodulen och Poisson's tal enligt:

$$M_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_{1,r}} \quad (6)$$

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{3,r}}{\varepsilon_{1,r}} \quad (7)$$

där:

$M_r$	= Resilientmodul [Mpa]
$\nu$	= Poisson's tal [-]
$\sigma_1$	= Vertikal huvudspänning [kPa]
$\sigma_3$	= Horisontell huvudspänning [kPa]
$\varepsilon_{1,r}$	= Vertikal återgående töjning [-]
$\varepsilon_{3,r}$	= Horisontell återgående töjning [-]

Denna definition att bestämma de resilienta egenskaperna är samma definition som används på ett linjärelastiskt, isotropiskt material som belastas i en riktning och känns igen som Hooke's lag. För det tredimensionella fallet kan Hooke's generaliserade lag användas, för ett linjärelastiskt isotropiskt material erhålls Poisson's tal samt resilientmodulen i det tredimensionella fallet: Lekarp (1999)

$$M_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)\Delta(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{\varepsilon_{1,r}\Delta(\sigma_1 + \sigma_3) - 2\varepsilon_{3,r}\Delta\sigma_3} \quad (8)$$

$$\nu = \frac{\Delta\sigma_1\varepsilon_{3,r} - \Delta\sigma_3\varepsilon_{1,r}}{2\Delta\sigma_3\varepsilon_{3,r} - \varepsilon_{1,r}\Delta(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (9)$$

För att beskriva den spänningsberoende resilientmodulen återfinns i litteraturen ett flertal olika modeller. De vanligaste använda modellerna finns listade och beskrivna i

Lekarp (1999). Majoriteten av modellerna baseras på enkel kurvanpassning av data erhållen från upprepade triaxialförsök, Lekarp (1999).

En vanlig och vedertagen modell för att beskriva resilientmodulen som en funktion av spänningarna är den så kallade K- $\theta$ -modellen, Lekarp (1999). K- $\theta$ -modellen beskriver resilientmodulen som en funktion av huvudspänningarna och har följande uppbyggnad:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \text{ eller } M_r = k_1 \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \quad (10)$$

där:

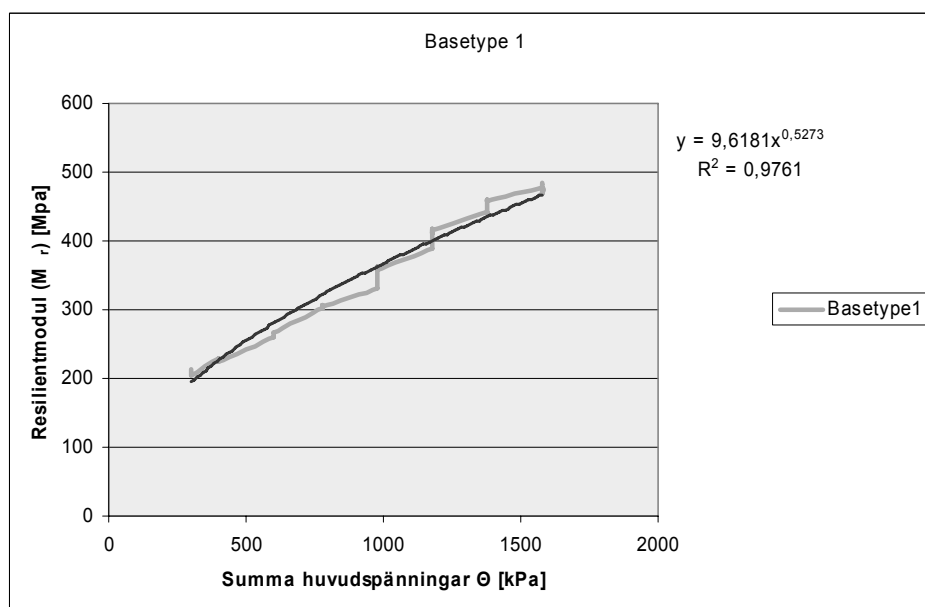
$\theta$  = summan av huvudspänningarna ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) [kPa]

$p_0$  = atmosfärstryck (100 kPa)

$k_1$  = regressionskoefficient [-]

$k_2$  = regressionskoefficient [-]

Tillämpas K- $\theta$ -modellen på triaxialförsöksresultat som erhållits för ett obundet material i en provväg utanför Uddevalla fås en framställning enligt Figur 9.



Figur 9 Resilientmodulen ökar med summan av huvudspänningar. Resultat från triaxialförsök som utförts på material som använts i provvägen. Basetype 1 ( $w_{rel}=60\%$ )

Enkelheten i K- $\theta$ -modellen har gjort den till en användbar och accepterad modell för analys av styvheten hos obundna material, Lekarp (1999). Modellen har dock många begränsningar till exempel kan nämnas att K- $\theta$ -modellen förutsätter att Poisson's tal är konstant vilket flera forskare på området visat att så inte är fallet, Lekarp (1999).

Populariteten hos modellen har dock gjort att det finns ett stort antal modifieringar av K- $\theta$ -modellen.

En vedertagen modell är en variant utvecklad av Uzan, som till skillnad från K- $\theta$ -modellen även tar hänsyn till deviatorspänningen ( $\sigma_D$ ). Uzan-modellen definieras enligt:

$$M_r = k_1 p_0 \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_D}{p_0} \right)^{k_3} \quad (11)$$

och i 3D-fallet definieras  $M_r$  enligt:

$$M_r = k_1 p_0 \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_0} \right)^{k_3} \quad (12)$$

där:

$\theta$	= summan av huvudspänningarna ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) [kPa]
$\sigma_D$	= deviatorspänning ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) [kPa]
$\tau_{oct}$	= skjuvspänning [kPa]
$p_0$	= atmosfärstryck (100 kPa)
$k_1$	= regressionskoefficient [-]
$k_2$	= regressionskoefficient [-]
$k_3$	= regressionskoefficient [-]

Enligt Lekarp (1999) beskriver Uzan's modell det resilienta beteendet hos obundna material bättre än K- $\theta$ -modellen. Den modell som används för att beskriva det resilienta beteendet i den amerikanska vägdimensioneringsstandarden Design Guide är just Uzan-modellen.

En modell som använts i detta examensarbete för att beskriva den olinjärelastiska responsen hos obundna material är en förenklad version av Uzan's materialmodell den definieras enligt nedan:

$$M_r = a \cdot \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^b \quad (13)$$

där:

$a$	= $k_1 \cdot p_0$ , materialparameter
$b$	= $k_2$ , materialparameter

Denna modell finns implementerad i det av Vägverket utvecklade Finita Element programmet VägFEM.

I examensarbetet har även en modell för att beskriva materialbeteendet som utvecklats vid Dresdens Tekniska Universitet av Wellner och Gleitz studerats. Den icke linjärelastiska Dresdenmodellen beskrivs av elasticitetsmodulen ( $E$ ) och tvärkontraktionstal ( $\mu$ ) enligt ekvationerna 14 och 15, Werkmeister (2003).

$$E = (Q + C \cdot \sigma_3^{Q_1}) \cdot \sigma_1^{Q_2} + D \quad (14)$$

$$\mu = R \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_3} + A \cdot \sigma_3 + B \quad (15)$$

$$0 < \mu < 0,5$$

där:

$\sigma_3$	= minsta huvudspänningen [kPa]
$\sigma_1$	= största huvudspänningen [kPa]
$D$	= konstant term för E-modulen [kPa]
$B$	= konstant term för Poisson's tal [-]
$Q_2$	= konstant [-]

$Q, C, Q_1, R, A$  = Modellparametrar som bestäms från triaxialförsök

Den icke linjärelastiska Dresden modellen beskrivs närmare i kapitel 5.3.2.

## 2.5.4 Resilienta modeller som bygger på skjuvtöjning och volymetrisk töjning

En annan metod som används för att karakterisera spänning/töjningsförhållandet hos obundna material är att bryta ned både spänningar och töjningar i volymetriska komponenter och skjuvkomponenter. Resilientmodulen och Poisson's tal kan då ersättas av bulkmodulen och skjuvmodulen. Följande definition av de grundläggande spännings/töjningsparametrarna ges enligt Lekarp (1999) av:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad \varepsilon_{v,r} = \varepsilon_{1,r} + 2\varepsilon_{3,r} \quad K = \frac{p}{\varepsilon_{1,r}} \quad (16)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \varepsilon_{s,r} = \frac{2}{3}(\varepsilon_{1,r} - \varepsilon_{3,r}) \quad G = \frac{q}{3\varepsilon_{s,r}} \quad (17)$$

där:

$p$	= medelnormalspänningen (kPa)
-----	-------------------------------

$q$	= deviatorspänningen [kPa]
$\varepsilon_{v,r}$	= volymetrisk töjning [-]
$\varepsilon_{s,r}$	= skjuvtöjning [-]
$K$	= bulkmodul [kPa]
$G$	= skjuvmodul [kpa]

En välkänd responsmodell som använder sig av detta tillvägagångssätt är Boyce-modellen. Boyce's modell är som K- $\theta$ -modellen en mycket etablerad modell för att beskriva det resilienta beteendet hos obundna material. Flera forskare har använt Boyce-modellen och modifierat denna för att karakterisera materialbeteende. Hur modellen är uppbyggd framgår av ekvation 18.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v &= p^A \frac{1}{K_1} \left[ 1 - \beta \frac{q^2}{p^2} \right] \\ \varepsilon_s &= p^A \frac{1}{3G_1} \left[ \frac{q}{p} \right] \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

där:

$A$	= modellparameter [-]
$K_1$	= modellparameter [-]

$$\beta = (1 - A)K_1 / 6G_1 \quad [-] \quad (19)$$

Nackdelen med Boyce-modellen är att den förutsätter att materialet beter sig linjärelastiskt och är isotropiskt, Lekarp (1999). Det är välkänt att de obundna materialen som används i vägar är anisotropiska och uppvisar ett olinjärt beteende.

Forskning på det resilienta materialbeteendet som utförts av Pierre Hornych vid LCPC har lett fram till en modifiering av Boyce-modellen med hänsyn tagen till anisotropin hos obundna material. Denna modell har använts i det Europeiska samarbetsprojektet SAMARIS. Följande ansats har föreslagits av Hornych (2006):

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{p^{*A}}{p_0^{A-1}} \left[ \frac{\gamma-1}{3K_1} + \frac{A-1}{18G_1} (\gamma+2) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_1} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \\ \varepsilon_s &= \frac{2}{3} \frac{p^{*A}}{p_0^{A-1}} \left[ \frac{\gamma-1}{3K_1} + \frac{A-1}{18G_1} (\gamma-1) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_1} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

där:

$$p^* = \left( \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right) \quad (21)$$

$$q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3 \quad (22)$$

och

$\gamma$  = anisotropikoefficient som bestäms genom regressionsanalys

$A, G_1, K_1$  = modellparametrar

I kapitel 6.4.1 beskrivs denna anisotropiska responsmodell som använts i SAMARIS projektet mer ingående.

## **3 Grundläggande förklaring av cykliska triaxialförsök**

Gemensamt för modellerna som utvärderas i detta arbete, är att alla bygger på utvärdering av triaxialförsök som viktigaste mätmetod. Med hänsyn till detta beskrivs normen för utförande av triaxialförsök i detta kapitel. Syftet med triaxialförsök är att simulera de spänningar som materialen utsätts för under belastning i en vägkonstruktion, samt att erhålla en karakterisering av materialet.

Triaxialförsök eller ”Repeated Load Triaxial Tests (RLT)” som testerna heter på engelska bygger i Sverige nuförtiden på en europeisk standard som heter EN 13286-7 (2004). Innan denna standard implementerades i det svenska systemet användes flera olika triaxialförsök som varierade från vem som utförde dem. Nedan följer en detaljerad beskrivning av hur triaxialförsöken utförs i praktiken, utrustning som används och hur resultaten presenteras.

### **3.1 Grundläggande**

Det cykliska triaxialförsöket består av att på ett materialprov, till exempel obundet grusmaterial, lägga cykliska belastningar som ska återspegla de spänningar som uppkommer i ett obundet gruslager i en väggkropp. Triaxialförsöket mäter de axiella och radiella töjningar som uppkommer till följd av de pålagda spänningarna.

Det finns två tillvägagångssätt att utföra testet på. I metod A (variabelt omslutningstryck) läggs varierade faser av cyklisk axiell deviatorspänning och variabelt (cykliskt) omslutningstryck på en provkropp. I metod B läggs ett förenklat spänningstillstånd på provkroppen med cyklisk axiell deviatorspänning och konstant omslutningstryck. Standarden beskriver tre olika testförfaranden, vilka beskrivs nedan.

#### **3.1.1 Studier av resilient beteende**

Resultaten från dessa försök kan användas för att bestämma resilientmodulen för material vid olika belastningar, eller parametrar i olinjärelastiska modeller som kan användas för att analytiskt dimensionera väggkroppen.

Under denna studie läggs ett cykliskt konditioneringstillstånd på för att stabilisera materialets permanenta töjningar och för att uppnå ett resilient beteende. Denna tillståndsändring utförs genom att lägga på ett stort antal cykler med lastfall som motsvarar den maximala spänningen under testet. Det resilienta beteendet iakttas för flera olika lastfall som var och ett läggs på under ett litet antal cykler på samma provkropp. EN 13286-7 (2004)

#### **3.1.2 Studier av permanenta deformationer**

Varje test av permanenta deformationer består av att lägga på ett stort antal lastcykler med en spänningskombination utan konditionering. Denna process kan användas för att bestämma permanenta deformationer hos ett visst material under en specifik

spänning, eller bestämma modellparametrar för att förutse permanenta deformationer för dimensionering eller analys av väggkroppar. EN 13286-7 (2004)

### 3.1.3 Flerstegsstudie

Denna studie kan användas som en snabb utvärdering av permanenta deformationer som uppkommer av olika spänningsnivåer. Studien består av att på samma provkropp lägga på ett flertal lastsekvenser med ökande spänningsnivå tills den uppkomna permanenta axiella deformationen överstiger en specificerad deformationsgräns. EN 13286-7 (2004)

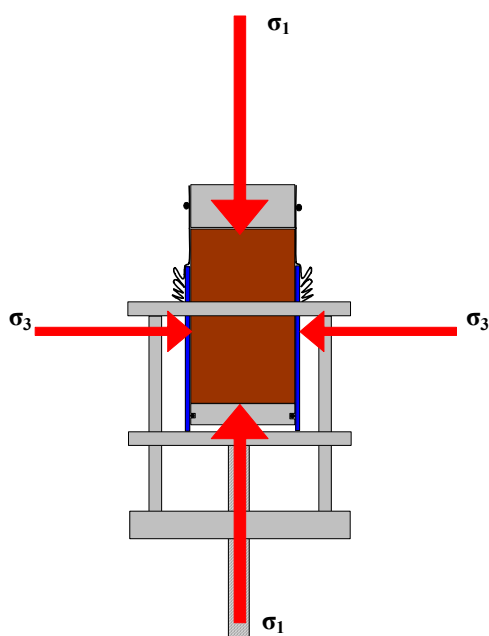
## 3.2 Testutrustning

### 3.2.1 Allmänt

Testapparaten kan lägga på stor cyklisk last på en cirkulär provkropp med diameter fem gånger större än materialets maximala kornstorlek och dubbel höjd jämfört med provets diameter.

I testmetod A kan apparaten ha cykliskt omslutningstryck som motsvarade den axiella lasten. För att åstadkomma detta används en treaxiell cell.

I testmetod B är enbart den axiella lasten cyklisk och omslutningstrycket är konstant. Här används inte treaxiell cell, utan det konstanta omslutningstrycket kan åstadkommas genom partiellt vakuum inuti provkroppen. Se Figur 10 för principiell bild över belastningen av provkroppen. EN 13286-7 (2004)



Figur 10 Principiell bild över triaxialutrustningens belastningar på provkroppen



### 3.2.2 Triaxiell tryckkammare

Tryckkammaren liknar de flesta konventionella triaxialkammare, förutom att den är något större för att få plats med mätinstrument för mätning av deformationer, samt att den har extra uttag för elektroniska mätinstrument. Se Figur 11 för bild över triaxialutrustningen.



Figur 11 Bild på Triaxialföröksutrustning

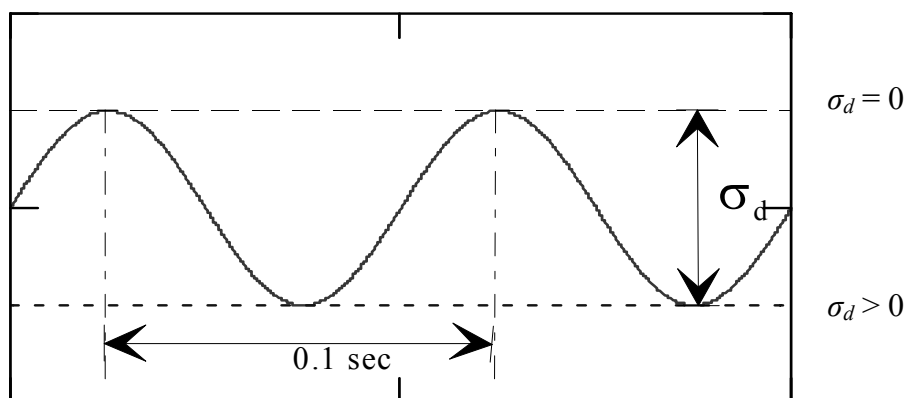
För att upprätthålla omslutningstrycket kan olika medier användas, till exempel vatten, luft eller andra lämpliga medier. Vatten kan ibland vara olämpligt om instrumenten inte har helt vattentäta elektriska anslutningar. EN 13286-7 (2004)

## 3.3 Belastningsutrustning

### 3.3.1 Metod A – Variabelt omslutningstryck

Vid testprocedurer med variabelt omslutningstryck ska belastningsutrustningen uppfylla följande krav:

- Belastningsutrustningen ska kunna lägga på variabla axiella laster och omslutningstryck med fixerade cykler för av- och pålastning.
- Under belastning behållas den axiella lasten och omslutningstrycket i proportion till varandra, men varieras i fas.
- Den axiella belastningsutrustningen ska klara av att lägga på maximalt 600 kPa i deviatorspänning och det cykliska tryckkontrollsystemet ska klara av att lägga på maximalt 300 kPa i omslutningstryck. EN 13286-7 (2004)



Figur 12 Principiell skiss över en belastningssekvens

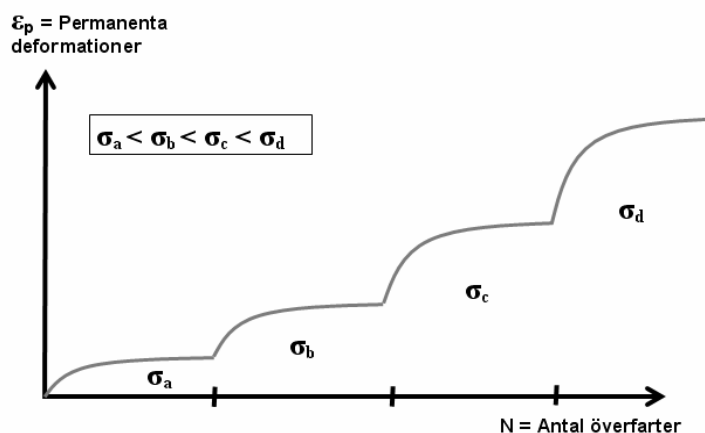
### 3.3.2 Metod B – Konstant omslutningstryck

Vid testprocedurer med konstant omslutningstryck ska belastningsutrustningen uppfylla följande krav:

- Den axiella belastningsutrustningen ska klara av att lägga på variabla upprepade axiella laster i fördefinierade av- och pålastningscykler samt att kunna lägga på maximal deviatorspänning på 600 kPa.
- Tryckkontrollsystemet ska klara av att lägga på maximalt omslutningstryck på 70 kPa.
- Omslutningstrycket kan också appliceras genom partiellt vakuum i provkroppen. EN 13286-7 (2004)

### 3.4 Mätinstrument och annan utrustning

Cellens eller det partiella vakuums omslutningstryck övervakas av tryckgivare. Den axiella last som läggs på provet övervakas av en givare som tillåter mätning av axiell spänning. Givaren placeras inuti triaxialkammaren med kontakt till provkroppen. Provets axiella deformation mäts med minst två stycken förskjutningsgivare som placeras i provets centrum, så att mätarhöjden inte överstiger provkroppens halva höjd. Radiella deformationer mäts vid provets halva höjd med givare kopplade direkt på provkroppen.



Figur 13 Principiell skiss över registrerad axiell töjning per spänningssekvens

Det är nödvändigt att använda konditionerings- och registreringsverktyg utöver de mätinstrument som används under försöket. Registreringsverktygen kan till exempel registrera axiell last, omslutningstryck, axiell och radiell deformation i en dator. EN 13286-7 (2004)

### **3.5 Provkroppens omslutning**

Provets topp och botten dräneras åt båda håll. Toppen och botten är av ett hårt ickekorroderande impermeabelt material. Diametern hos toppen och botten har samma diameter eller större än provets ursprungliga diameter. Provets botten är ansluten till triaxialkammaren så att förflyttningar eller förvriddningar inte uppstår.

Provet skiljs från dess topp och botten genom en stabil porös disk som fästs mot provets lock och bas. Diskarna är av samma diameter eller mindre än provets ursprungliga diameter. Diskarna testas regelbundet för att se om de har satts igen, genom att låta luft eller vatten passera igenom dem. Om de har satts igen byts de ut mot nya diskar.

Under tester med konstant fukthalt med kontroll av fuktstadier, måste semipermeabla filter användas. Filtren är vattentäta och kan släppa igenom luft. De placeras mellan provet och locket samt mellan provet och basen.

Membranet som används för att försluta provet måste kunna ge tillförlitligt skydd mot läckage. För att ge provet en minimiförslutning är membranets outtänjda diameter 95 % av provets diameter. Membranet fästs med hjälp av o-ringar mot provets lock och bas. EN 13286-7 (2004)

### **3.6 Preparering**

Provet har diametern fem gånger större än maximal kornstorlek och har höjden två gånger diametern. För att uppnå korrekt materialförhållande (densitet och fukthalt) kan olika prepareringsmetoder användas. Metoderna ger lika materialförhållanden i hela provkroppen. EN 13286-7 (2004). Läsaren hänvisas till normen för mer ingående information om materialets preparering.

### **3.7 Testprocedur för studier av resilient beteende**

#### **3.7.1 Beskrivning**

Denna process består av att på samma provkropp lägga på ett cykliskt konditioneringsförlopp, följt av en serie lastcykler som följer olika lastfall. Detta används för att studera det resilienta beteendet hos materialet. Testet utförs med variabelt omslutningstryck (Metod A) eller konstant omslutningstryck (Metod B). Målet med att konditionera provkroppen är att ta bort de permanenta deformationer som uppstår under de första lastcyklerna, samt för att uppnå stabilt resilient beteende (oberoende av antal lastcykler). Det erhållna resultatet verifieras genom att plotta den permanenta töjningsvariationen och resilientmodulen mot antalet lastcykler. EN 13286-7 (2004)

## 3.7.2 Metod A – Variabelt omslutningstryck

### 3.7.2.1 Allmänt

Under denna metod är kammartrycket varierat i fas mot den axiella lasten. Maximal spänningsnivå väljs för konditioneringen och de efterföljande lastfallen genom två alternativ: en hög spänningsnivå med maximal deviatorspänning  $\sigma_D = 600$  kPa och en låg spänningsnivå med maximal deviatorspänning  $\sigma_D = 300$  kPa. Den applicerade spänningsnivån bör täcka spänningsskalan för vilket materialet utsätts för i vägkonstruktionen. EN 13286-7 (2004)

### 3.7.2.2 Konditionering av provkroppen

Maximal spänningsnivå väljs för konditionering enligt Tabell 1. Konditioneringen inleds med att en initieell spänning  $\sigma_3$  (=10 kPa) och  $\sigma_{Dmin}$  appliceras. För vald spänningsnivå appliceras spänningen enligt Tabell 1 under 20 000 cykler. Konditioneringen kan stoppas tidigare än 20 000 cykler om den permanenta axiella töjningen och resilientmodulen stabiliseras. EN 13286-7 (2004)

Tabell 1 Konditioneringsspänningsnivåer för metod A. EN 13286-7 (2004)

	Confining stress $\sigma_3$ kPa		Deviator stress $\sigma_d$ kPa	
	min	max	min	max
High stress level	10	110	0	600
Low stress level	10	110	0	300

Från testet läses följande av och registreras:

- Antal lastcykler
- min- och max axiell spänning,  $\sigma_{1min}$  och  $\sigma_{1max}$ .
- min- och max radiell spänning,  $\sigma_{3min}$  och  $\sigma_{3max}$ .
- resilient och permanent axiell töjning,  $\epsilon_1^r$  och  $\epsilon_1^p$
- resilient och permanent radiell töjning,  $\epsilon_3^r$  och  $\epsilon_3^p$ .

Registreringen utförs vid följande cykelantal.

$N = \{1-20, 50, 100, 200, 400, 1\ 000, 2\ 500, 5\ 000, 7\ 500, 10\ 000, 12\ 500, 15\ 000, 20\ 000\}$

Testet avbryts om provet går i brott före antalet cykler når 20 000. EN 13286-7 (2004)

### 3.7.2.3 Upprepad belastning för resilient beteende

Lämpliga  $\sigma_{3min}$  och  $\sigma_{Dmin}$  (samma som för konditioneringen) appliceras och tillåts ligga på under tillräckligt lång tid för att töjningen ska stabiliseras. EN 13286-7 (2004)

Tabell 2 Spänningsnivåer för resilient beteende (Metod A). EN 13286-7 (2004)

High stress level				Low stress level			
Confining stress $\sigma_3$ kPa		Deviator stress $\sigma_d$ kPa		Confining stress $\sigma_3$ kPa		Deviator stress $\sigma_d$ kPa	
min	max	min	max	min	max	min	max
10	60	0	0	10	60	0	0
10	110	0	0	10	110	0	0
10	185	0	0	10	185	0	0
10	260	0	0	10	260	0	0
10	77	0	100	10	60	0	30
10	143	0	200	10	110	0	60
10	210	0	300	10	185	0	105
10	277	0	400	10	260	0	150
10	60	0	150	10	60	0	75
10	110	0	300	10	110	0	150
10	160	0	450	10	160	0	225
10	210	0	600	10	210	0	300
10	35	0	150	10	35	0	75
10	60	0	300	10	60	0	150
10	85	0	450	10	85	0	225
10	110	0	600	10	110	0	300
10	15	0	75	10	20	0	60
10	20	0	150	10	30	0	120
10	25	0	225	10	35	0	150

### 3.7.3 Metod B – Konstant omslutningstryck

#### 3.7.3.1 Allmänt

I denna testmetod är omslutningstrycket inte cykliskt. Den maximala spänningsnivån väljs för konditionering och efterföljande lastfall genom två alternativ: en hög spänningsnivå med maximal deviatorspänning  $\sigma_D = 340$  kPa och en låg spänningsnivå med maximal deviatorspänning  $\sigma_D = 200$  kPa. Den applicerade spänningsnivå bör täcka den spänningsskala som materialet kommer att utsättas för i väggroppen. EN 13286-7 (2004)

#### 3.7.3.2 Konditionering av provkroppen

Maximal spänningsnivå för konditionering väljs enligt Tabell 3. Konditioneringen inleds genom att de initiala spänningarna  $\sigma_3$  (antingen genom omslutningstryck eller genom partiellt vakuum) och  $\sigma_{Dmin}$  appliceras enligt Tabell 3. För de valda spänningsnivåerna, appliceras cykliskt deviatorspänningar enligt Tabell 3 under 20 000 cykler. Konditioneringen stoppas innan testet når 20 000 cykler om de permanenta axiella töjningarna och resilientmodulen stabiliseras. Konditioneringen är

klar när den axiella permanenta töjningen blir mindre än  $10^{-7}$  per cykel och om resilientmodulens variation är mindre än 5 kPa per cykel. EN 13286-7 (2004)

Tabell 3 Konditioneringsspänningsnivåer (Metod B). EN 13286-7 (2004)

	Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa	
	constant	min	max
<b>High stress level</b>	70	0	340
<b>Low stress level</b>	70	0	200

Från testet läses följande av och registreras:

- Antalet lastcykler
- min- och max axiell spänning,  $\sigma_{1min}$  och  $\sigma_{1max}$ .
- min- och max omslutningstryck,  $\sigma_{3min}$  och  $\sigma_{3max}$ .
- resilient och permanent axiell töjning,  $\epsilon_1^r$  och  $\epsilon_1^p$
- resilient och permanent radiell töjning,  $\epsilon_3^r$  och  $\epsilon_3^p$ .

Registrering bör följa nedanstående cykelantal.

$N = \{1-20, 50, 100, 200, 400, 1\ 000, 2\ 500, 5\ 000, 7\ 500, 10\ 000, 12\ 500, 15\ 000, 20\ 000\}$

Testet avbryts om provet går i brott före 20 000 cykler är fullbordade. EN 13286-7 (2004)

## 3.8 Testprocedur för studier av permanenta deformationer

### 3.8.1 Beskrivning

Målet med dessa tester är att analysera utvecklingen av permanenta töjningar under cyklisk belastning vid olika spänningsnivåer. I Enkelstegprocessen är enbart ett lastfall upprepat applicerat på varje provkropp. I Flerstegsprocessen är det flera lastfall som successivt appliceras på samma provkropp. De permanenta deformationer som utvecklas genom applicering av laster under ett flerstegsförlopp kan variera mot vad som skulle utvecklas i ett enkelstegsförlopp. EN 13286-7 (2004)

### 3.8.2 Enkelstegsförlopp

#### 3.8.2.1 Allmänt

Detta test utförs genom användning av omslutningstrycksbelastning (Metod A) eller med konstant omslutningstryck (Metod B).

### 3.8.2.2 Metod A – Variabelt omslutningstryck

I denna metod är omslutningstrycket varierat i fas med den axiella belastningen. Antalet tester som utförs och med vilken belastning beror på användningsområdet för materialet. Varje test inleds med att de initiella spänningarna  $\sigma_{3min}$  (=10 kPa) och  $\sigma_{Dmin}$  appliceras. Därefter utförs den cykliska belastningen under minst 80 000 cykler. Samma spännings- och töjningsvärden läses av och registreras som i 3.7.3.2. Registrering sker enligt cykelantalet nedan.

$N = \{1-20, 50, 100, 200, 400, 1\ 000, 2\ 500, 5\ 000, 7\ 500, 10\ 000, 12\ 500, 15\ 000, 20\ 000, 30\ 000, 40\ 000, 50\ 000, 60\ 000, 70\ 000, 80\ 000\}$

När belastningen är klar avbryts testet och provkroppen tas bort från kammaren. EN 13286-7 (2004)

### 3.8.2.3 Metod B – Konstant omslutningstryck

I denna metod hålls omslutningstrycket konstant under hela förloppet. Antalet tester och vilken spänningsnivå som appliceras för varje test beror på materialets användningsområde. Varje test inleds med applicering av de initiella spänningarna  $\sigma_3$  (=20 kPa) och  $\sigma_{Dmin}$ . Därefter utförs den cykliska belastningen under minst 80 000 cykler. Samma spännings- och töjningsvärden läses av och registreras som i 3.7.3.2. Registrering bör följa de nedanstående cykelantalen.

$N = \{1-20, 50, 100, 200, 400, 1\ 000, 2\ 500, 5\ 000, 7\ 500, 10\ 000, 12\ 500, 15\ 000, 20\ 000, 30\ 000, 40\ 000, 50\ 000, 60\ 000, 70\ 000, 80\ 000\}$

När belastningen är klar avbryts testet. EN 13286-7 (2004)

### 3.8.3 Flerstegsförlopp

Målet med denna procedur är att bestämma maximal spänningsnivå vilken inte ska överträdas för att undvika extrema permanenta deformationer. Proceduren består av att olika lastfall appliceras, med konstant omslutningstryck, på samma provkropp. Två olika belastningsprocedurer, en med hög spänningsnivå och en med låg spänningsnivå, finns att tillgå i Tabell 6 och 7. De applicerade spänningsnivåer täcker spänningsskalan för vilken materialet kommer belastas med i en vägkonstruktion. Testet inleds med att de initiella spänningarna  $\sigma_{3min}$  (= 20 kPa) och  $\sigma_{Dmin}$  som definieras i Tabell 4 och 5 appliceras. Sedan appliceras den cykliska belastningen specificerad i Tabellerna 4 och 5 (beroende på vilken lastsekvens som väljs) med 10 000 cykler för varje lastfall. Testet avbryts när de permanenta axiella deformationerna når 0,5 % för varje sekvens och sedan fortsätter testet med efterföljande sekvens.

När testet, enligt ovan, har slutförts, fortsätter testet enligt sekvens 2 och sedan sekvens 3. För varje lastfall i varje sekvens läses värden på spänning och töjning av och registreras som i avsnitt 3.7.3.2. Registrering bör följa cykelantalet nedan. EN 13286-7 (2004)

$N = \{1-20, 50, 100, 200, 400, 1\ 000, 2\ 500, 5\ 000, 7\ 500, 10\ 000\}$

Tabell 4 Lastfall för flerstegstestet med hög spänningsnivå. EN 13286-7 (2004)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa	
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

Tabell 5 Lastfall för flerstegstestet med låg spänningsnivå. EN 13286-7 (2004)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa		Confining stress, $\sigma_3$ kPa	Deviator stress, $\sigma_d$ kPa	
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	20	45	0	60	70		80	100	0	100	150	0	100
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

## 3.9 Testrapport

### 3.9.1 Allmänt

Testrapporten enligt normen inkluderar, för alla tester, information hänvisad till i 3.9.2. För test av resilient beteende innehåller rapporten informationen i 3.9.3 och 3.9.4. För tester av permanenta deformationer hänvisas läsaren till EN 13286-7 (2004).

### 3.9.2 Allmän data

- Referera till EU-standarden inklusive använd testprocedur och belastningsmetod.
- Laboratoriets identifikationsnummer
- Testdatum
- Identifikation och karakterisering av materialet
- Gradering av materialet, materialets beteckning och kategori enligt EN 13285



- f) Provkroppens prepareringsmetod och storlek
- g) Provets fukthalt ( $w$ )
- h) Provets torrdensitet ( $\rho_d$ )
- i) Undantag från EU-standarderna och eventuellt incidenter som kan ha påverkat testresultatet. EN 13286-7 (2004)

### **3.9.3 Konditionering av provet**

Testrapporten enligt normen innehåller uppmätta värden på spänning, töjning och resilientmodul under konditioneringen. Om det krävs, tillhandahålls även plottar över resilient axiell töjning  $\varepsilon_I^r$ , permanent axiell töjning  $\varepsilon_I^p$  och resilientmodul  $E_r$  mot antalet cykler  $N$ . EN 13286-7 (2004)

### **3.9.4 Resilient beteende**

Testrapporten enligt normen innehåller uppmätta värden på spänning, töjning och resilientmodulen under konditioneringen. Om det krävs tillhandahålls en plott över resilientmodulen som funktion av den applicerade spänningen. EN 13286-7 (2004)

### **3.9.5 Permanenta deformationer**

Testrapporten enligt normen innehåller uppmätta värden från konditioneringen på spänning, töjning och resilientmodul. Om det krävs tillhandahålls plottar över resilient axiell töjning  $\varepsilon_I^r$ , permanent axiell töjning  $\varepsilon_I^p$  och resilientmodulen  $E_r$  som funktion av antalet lastcykler  $N$ . EN 13286-7 (2004)

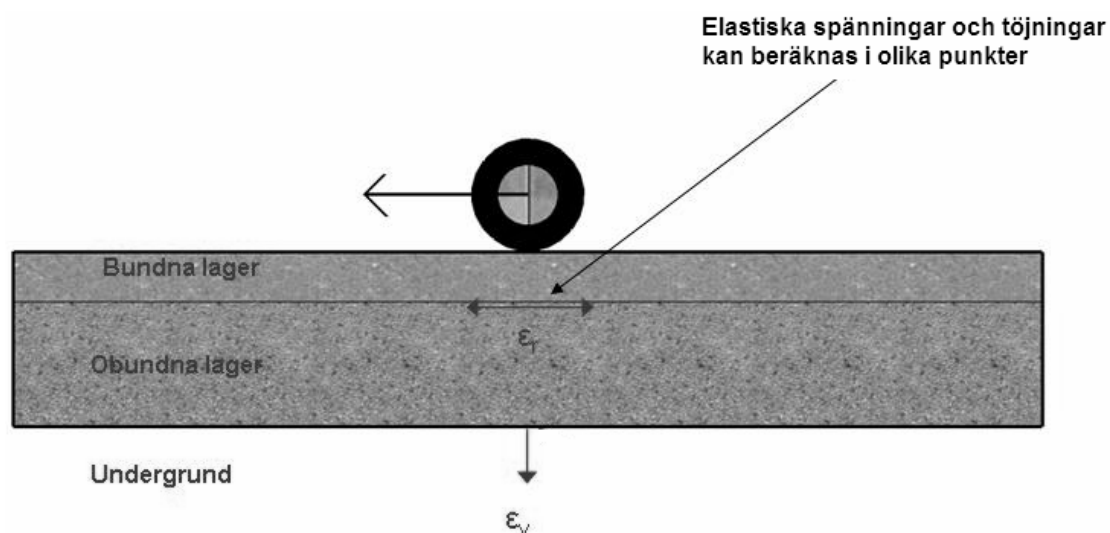
## 4 Beskrivning av responsmodeller

Responsmodeller prognostiserar spänningar och töjningar i en väggkropp. Det finns två olika typer av responsmodeller, linjärelastiska flerskiktmodeller och Finita Element modeller (FE). Vägverket har utvecklat två olika responsmodeller, en linjärelastisk flerskiktmodell (PMS Objekt) och en FE-modell (VägFEM).

### 4.1 Linjärelastiska flerskiktmodeller

Linjärelastiska flerskiktmodeller utgår från att materialen i de olika skikten beter sig linjärelastiskt. Detta medför en begränsning för vägdimensioneringen då denna förutsättning är en grov förenkling av verkligheten. Flerskiktmodellerna förutsätter även att materialen kan ta upp dragpåkänningar. Detta är korrekt när det gäller de bundna lagren i väggkroppen, men det är en felaktig beskrivning när de obundna lagren betraktas. De linjärelastiska responsmodellerna tar heller inte med materialets egenvikt i beräkningen av spänningar och töjningar i överbyggnaden. Materialet förutsätts vidare ha en oändlig utsträckning åt alla håll i sidled, Huvstig (2006). Ovan nämnda förutsättningar påvisar brister i de linjärelastiska flerskiktmodellerna, dock bör här även nämnas de många fördelar som dessa modeller har.

De linjärelastiska flerskiktmodellerna är mycket väl utvecklade och förståelsen för detta materialbeteende är mycket god. De bygger även på erfarenhet och empirisk data som är framtagen under lång tid. Modellerna ger goda resultat som erfarenhetsmässigt går att jämföra med verkligheten. Med de linjärelastiska flerskiktmodellerna kan elastiska spänningar och töjningar beräknas i olika punkter i vägen, se Figur 14.



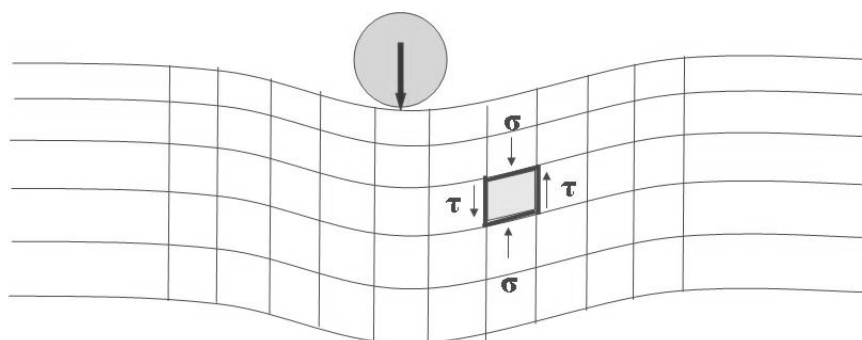
Figur 14 Elastiska töjningar och spänningar beräknas i olika punkter

PMS objekt är en linjärelastisk flerskiktmodell som utvecklats av Vägverket och baseras på ATB väg. PMS objekt är ett välbeprövat dimensioneringsverktyg för vägkonstruktioner. PMS objekt är en användarvänlig applikation för att bestämma responsen i överbyggnader.

I detta examensarbete har resultat från PMS Objekt använts som referensvärden när beräkning av spänningar för bestämning av de permanenta deformationerna gjorts med VägFEM.

## 4.2 Finita Elementmodeller

Finita elementmodeller är en utveckling av linjärelastiska modeller för att öka förståelsen om hur obundna material beter sig i verkligheten. Finita elementmodeller (FEM) bygger på att konstruktionen delas in i små finita element, för vilka elasticitetsekvationer löses, se Figur 15. Sedan kopplas elementen ihop med jämviktsekvationer och ett stort ekvationssystem erhålls som löses med hjälp av datorkraft, Samuelsson (1993). Fördelarna med FE-modellering är att olika materialmodeller för materialen i vägkonstruktionen kan användas, detta medför en bättre beskrivning av materialets verkliga beteende. FE-modellering tillåter också att det går att välja om materialet kan ta upp dragpåkänningar eller ej. Detta är speciellt fördelaktigt när de obundna lagren i en vägkonstruktion modelleras, då dessa ej kan ta upp dragspänningar. FE-modellering medger även att materialens egenvikt kan beaktas och vägens verkliga geometri kan simuleras, Huvstig (2006). Fördelarna med FE-modellering är påtaglig men det finns några stora problemområden vid tillämpning inom vägdimensioneringen. Främst kan nämnas att förståelsen för obundna materials beteende inte helt är kartlagd. Det finns många modeller, men materialen påverkas av ett stort antal faktorer (bl.a. kornstorleksfördelning, spänningsnivå och fukt) som gör det svårt att skapa en enhetlig materiallag som kan användas på de obundna materialen.



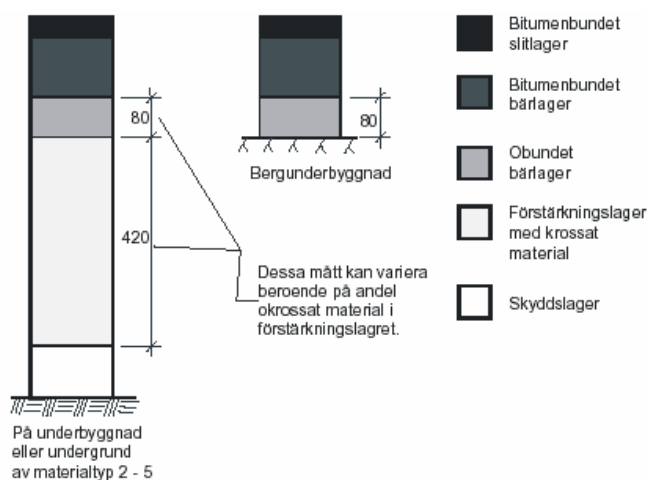
Figur 15 Vägkonstruktionen delas in i finita element. Huvstig (2006)

För att bestämma spänningarna i överbyggnaden för beräkning av de permanenta deformationerna i detta examensarbete har framförallt den av Vägverket utvecklade FE-modellen VägFEM använts.

### 4.2.1 Beskrivning av VägFEM

VägFEM är en FE-applikation som har utvecklats av Johan Olsson som en del av en doktorsavhandling vid Chalmers Tekniska Högskola i ett samarbetsprojekt mellan Volvo och Vägverket. Syftet med detta har varit att skapa en enkel och användarvänlig webbaserad applikation för att utföra två olika typer av bärighetsberäkningar. Huvstig (2006), Johansson (2006).

I VägFEM finns det möjlighet att utföra bärighetsberäkning, plattbelastning samt beräkna permanenta deformationer. Både bärighetsberäkningen och plattbelastningsberäkningen baseras på principen som gäller vid Grus Bitumen Överbyggnad (GBÖ), se Figur 16. Huvstig (2006), Johansson (2006).



Figur 16 Schematisk uppbyggnad av en GBÖ. ATB Väg (2004)

#### 4.2.1.1 Bärighetsberäkning i VägFEM

I funktionen ”bärighetsberäkning” kan indata definieras. Indatainmatning sker i två olika steg, i den första delen definieras:

- Geometri (lagertjocklek, vägbredd, släntlutning)
- Lastspecifisering (axellast, däcktryck och lasthantering)
- Materialtyper (linjärelastiska eller icke linjärelastiska (olinjärt))

I den andra delen definieras:

- Materialparametrar ( $a$ ,  $b$  för olinjärelastiska material, densitet och Poisson’s tal)
- Materialegenskaper ( $E$ -modul för linjärelastiska material, densitet och Poisson’s tal)

För beräkning med icke linjärelastiska material behöver materialparametrarna  $a$  och  $b$  definieras. Den modell som finns implementerad i VägFEM är en förenklad version av Uzan-Witczak Universella materialmodell som definieras enligt nedan:

$$M_r = a \cdot \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^b \quad (23)$$

där:

- $M_r$  = Resilientmodul [kPa]
- $p_0$  = Referenstryck (=100 kPa) [kPa]
- $\theta$  = Summan av huvudspänningarna [kPa]
- $a$  =  $k_1 p_0$ , materialparameter

$b$  =  $k_2$ , materialparameter

$k_1, k_2$  = Materialkoefficienter [-]

Parametrar för att bestämma resilientmodulen bestäms genom utvärdering av triaxialförsök.

För beräkning med linjärelastiska material används med fördel elasticitetsmoduler från ATB Väg.

I bärighetsberäkningen finns även möjligheten att generera en fil för beräkning av permanenta deformationer. När en bärighetsberäkning har utförts skickas resultatet via mejl till användaren. Ett Excel-program kan laddas ner från hemsidan och i detta laddas sedan resultatfilen från bärighetsberäkningen in.

#### **4.2.1.2 Plattbelastning i VägFEM**

Modellen för plattbelastningsberäkningen baseras på samma principgeometri som för bärighetsberäkningen, men istället läggs lasten på i form av en tryckplatta med diameter  $D=300$  mm istället för en hjulaxel. Dessutom har de bundna lagren tagits bort. För mer information om plattbelastningsberäkningen hänvisas läsaren till användarmanualen, Johansson (2006).

#### **4.2.1.3 Resultat från VägFEM**

Resultaten består av en pdf-fil som skickas till användarens mejl se bilaga 3. Har alternativet ”generera fil för beräkning av permanenta deformationer” valts i bärighetsberäkningen skickas även en resultatfil som kan laddas in i ett Excel-program för att beräkna de permanenta deformationerna se bilaga 4.

### **4.3 Användning av responsmodeller i beräkningen av de permanenta deformationerna**

För att kunna prognostisera de verkligt ackumulerade permanenta deformationerna (spårbildningen) i obundna lager, krävs att spänningsförhållandet i väggroppen är känt. För att bestämma detta spänningsförhållande har i första hand responsmodellen VägFEM använts. För att få referensvärden på spänningarna har PMS objekt använts samt två responsmodeller utvecklade vid LCPC Nantes Frankrike. Dessa applikationer är ALIZE (linjärelastisk flerskiktsmodell) och CESAR-LCPC (ickelinjärelastisk FE-modell). Beräkningar med de franska modellerna har utförts av Pierre Hornyck vid LCPC. För att beräkna spänningar med hjälp av PMS Objekt har indata tagits från ATB Väg. Specifik indata kan ses i bilaga 5. Det bör även nämnas att spänningar beräknade med ALIZE och CESAR-LCPC enbart är utförda för ett material (Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$ ). Indata till responsmodellen VägFEM har i så stor grad som möjligt försökts att efterlikna de förhållanden som har förekommit under HVS-försöken på provvägarna i Sunninge, se kapitel 8. För exakt indata hänvisas till bilaga 3.

### 4.3.1 Bestämning av indata för beräkning av responsen i provvägarna

Målet med beräkningarna är att i så stor grad som möjligt efterlikna förhållandena som förekommit vid HVS-försöken i Sunninge 2003.

#### 4.3.1.1 Geometri

Det gick inte att exakt simulera vägens geometri så att den har samma egenskaper i VägFEM som i verkligheten. Därför valdes en geometri som så nära som möjligt överensstämmer med provvägarnas geometri. Lagertjocklek framgår av Tabell 6.

Tabell 6 *Provsträckans principiella uppbyggnad*

Lager	Lagertjocklek d [mm]
Bitumen bundet lager	40 mm
Obundet bärlager	300 mm
Obundet förstärkningslager	830 mm
Undergrund	-

Övrig geometri:

- Vägbredd: 6 m
- Släntlutning: 1:2

#### 4.3.1.2 Lastspecifisering

För att efterlikna HVS försöken har lastkonfigurationen definieras enligt:

- Lasthantering: Dubbel montage
- Hjullast: 80 kN
- Däckstryck 1000 kPa

Denna lastkonfiguration har valts på grund av att VägFEM endast har möjlighet att simulera tre olika standardaxlar (8, 10, 12 tons standardaxlar).

#### 4.3.1.3 Materialtyper

När det gäller de olika materialtyperna och lagren i överbyggnaden har ett antal antagande gjorts:

- Bundet lager (40 mm) har antagits vara linjärelastiskt med en  $E = 5484$  MPa,  $\nu = 0,35$  och  $\rho = 2400$  kg/m<sup>3</sup>.
- Obundet bärlager (300 mm) har antagits vara icke linjärelastiskt. Materialparametrarna  $a$  och  $b$  har beräknats enligt nedan.  $\rho = 2230$  kg/m<sup>3</sup>,  $\nu = 0,35$ .

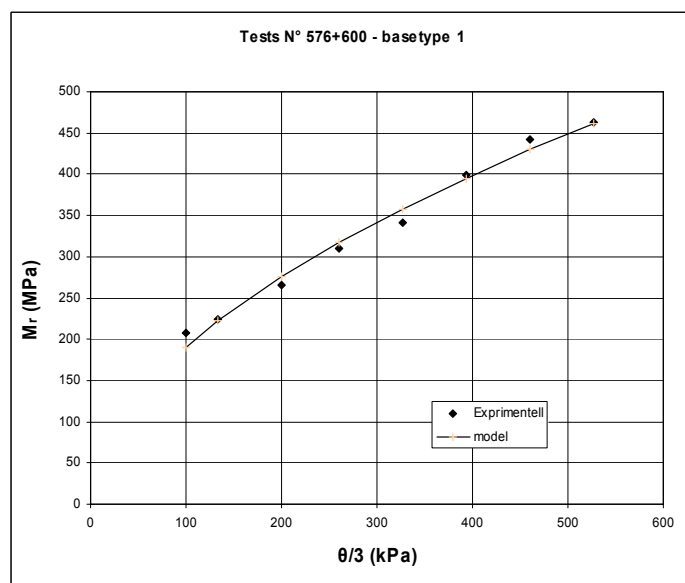
- Obundet förstärkningslager (830 mm) har antagits vara linjärelastiskt med  $E = 450 \text{ MPa}$ , ATB Väg (2004),  $\nu = 0,35$  och  $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ .
- Undergrunden har antagits vara linjärelastiskt med  $E = 80 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,35$  och  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ .

#### 4.3.1.4 Bestämning av icke linjärelastiska materialparametrar $k_1$ och $k_2$

Den materialmodell som används i VägFEM för att beskriva den icke linjärelastiska responsen är:

$$M_r = a \cdot \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^b \quad (24)$$

För att bestämma de obekanta materialparametrarna  $a$  och  $b$  har ett Excel-program som baseras på data från triaxialförsök utvecklats av Hornych (2006). Där uppmätta E-moduler från triaxialförsök sätts i relation till de beräknade modulerna erhållna ur ekvation ovan. Problemlösningsfunktionen i Excel används sedan för att bestämma materialkoefficienterna. Hur resilientmodulen varierar med spänningen framgår i Figur 17.



Figur 17 Beräkning av resilientmodulen  $M_r$  enligt Ekvation 25

Ekvationen för materialtypen (Basety 1,  $w_{rel} = 60 \%$ ) i Figur 17 är:

$$M_r = a \cdot \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^b \quad (25)$$

där:

$$a = k_1 p_0 = 106,11 \cdot 100 = 10611$$

$$b = 0,533$$

Materialparametrar för samtliga testade material återfinns i bilaga 10.

När geometri, last och materialtyper definierats har sedan beräkningar med VägFEM utförts. Resultat från dessa beräkningar har legat till grund för prognostisering av de permanenta deformationerna i de obundna lagren. Erhållna spänningar från VägFEM presenteras i bilaga 4.



## 5 Introduktion av Dresdenmodellen

Ett delmål i detta examensarbete är att beskriva Dresdenmodellen för beräkning av tillståndsutveckling i vägkonstruktioner. I följande kapitel ges en noggrann beskrivning av hur Dresdenmodellen är uppbyggd.

Syftet med arbetet som utförts vid Dresdens Tekniska Universitet är att skapa en fullständig dimensioneringsmodell. I utredningen av hur Dresdenmodellen är uppbyggd har Sabine Werkmeisters doktorsavhandling från 2003 legat till grund för beskrivningen. I kommande avsnitt beskrivs först huvudmålen och bakgrunden för utvecklandet av Dresdenmodellen, därefter görs med hjälp av Werkmeister (2003) en förenklad beskrivning av de grundläggande förutsättningar som dimensioneringsprincipen bygger på, framförallt shakedownkonceptet. Vidare beskrivs hur modellerna (plastiska Dresdenmodellen och den ickelinjärelastiska Dresdenmodellen) är uppbyggda, och hur dessa skall utvärderas och praktiskt användas. I kapitel 9.1 beskrivs beräkningar som gjorts med hjälp av den plastiska Dresdenmodellen och i kapitel 10 redovisas resultaten.

### 5.1 Bakgrundsbeskrivning av Dresdens spårdjupsmodell

Doktorsavhandlingen Werkmeister (2003) som legat till grund för beskrivningen av Dresdenmodellen, presenterar resultatet av ett undersökningsarbete för att karakterisera det permanenta deformationsbeteendet hos ballastmaterial som vanligen används i de obundna lagren i vägkonstruktioner. Huvudmålen i Werkmeister (2003) var att bestämma flera variablers påverkan på det permanenta deformationsbeteendet, samt att utveckla en lämplig modell för att prognostisera de permanenta deformationerna hos obundna material när de används i vägöverbyggnader. En empirisk permanent deformationsmodell har formulerats i Werkmeister (2003). Denna modell kommer att användas i FE-beräkningar och utgöra en del av en analytisk vägdimensioneringsmetod som utvecklades 2003 vid Dresden Tekniska Universitet. Som grundmaterial för att karakterisera de obundna materialens beteende har ett stort antal upprepade triaxialförsök utförts vid Nottinghams Universitet, Werkmeister (2003).

I Werkmeister (2003) beskrivs det så kallade shakedownkonceptet, ett nytt modifierat tillvägagångssätt för att förklara utvecklingen av de uppkomna permanenta deformationerna. En slutsats enligt Werkmeister (2003) är att denna metod kan utgöra ett kraftfullt verktyg för materialutvärdering och vägdimensionering i analysen av obundna material i vägar. Shakedownkonceptet bygger på data från triaxialförsök för att fastställa risken för att permanenta deformationer i de obundna lagren ska uppstå.

Den så kallade plastiska shakedowngränsen för obundna material bestämdes av Werkmeister. Under denna gräns förväntas obundna material uppvisa ett stabilt beteende. Den plastiska shakedowngränsen implementerades sedan i ett FE-program (FENLAP) för att bedöma om stabila förhållanden i materialen uppstår eller ej. För att bestämma spänningarna i de obundna lagren användes den ickelinjärelastiska Dresdenmodellen i FE-beräkningarna.

Resultat från Werkmeister (2003) visade tydligt att risken för spårbildning i obundna lager i vägar med tjockt asfaltlager var liten, trots att antalet lastrepetitioner var högt. Den föreslagna dimensioneringsmetoden är en lätt och bekväm metod för att utvärdera risken för spårbildning i de obundna lagren enligt Werkmeister (2003).

En omfattande litteraturstudie av befintliga modeller för att beskriva det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material har utförts av Werkmeister (2003). Syftet med detta var att kartlägga faktorer som påverkar det permanenta deformationsbeteendet och de modelleringstekniker som finns tillgängliga. Efter denna kartläggning drog Werkmeister (2003) slutsatsen att det vore bekvämt att utveckla en empirisk modell som är beroende av antalet lastcykler ( $N$ ) och huvudspänningarna ( $\sigma_1, \sigma_3$ ). Den modell som Werkmeister (2003) valde att utveckla för att beskriva den permanenta töjningsutvecklingen var en modell som föreslagits av Huurman:

$$\varepsilon_p(N) = A \cdot \left( \frac{N}{1000} \right)^B + C \left( e^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right) \quad (26)$$

där:

$\varepsilon_p$	= Permanenta töjningar [%]
$e$	= Basen för den naturliga logaritmen [-]
$N$	= Antal lastcykler [-]

Den första termen i modellen beskriver en linjär ökning av de permanenta töjningarna som en funktion av antalet lastcykler ( $N$ ) när funktionen plottas på en  $\log(\varepsilon_p) - \log(N)$  skala, se Figur 18. Parametern  $A$  ger  $\varepsilon_p$  vid 1,000 lastcykler. Parametern  $B$  ger efterföljande lutning av  $\varepsilon_p$  med ett ökat antal lastcykler. I fallet när stabilt beteende föreligger är modellparametrarna  $C$  och  $D$  lika med noll. Vid höga spänningsnivåer står det klart att den första termen i modellen inte ensam kan beskriva ostabilt beteende. Eftersom vid ostabilt beteende observeras en exponentiell ökning av  $\varepsilon_p$  med ett ökat antal lastcykler ( $N$ ), när  $\varepsilon_p$  plottas mot  $N$  på en  $\log(\varepsilon_p) - \log(N)$  skala, se Figur 18. Med hänsyn till detta, lades ytterliggare en term till. Denna term har genom materialparametrarna  $C$  och  $D$  möjligheten att beskriva ostabilt beteende (tillväxt av permanenta deformationer) för godtyckligt värde på antalet lastcykler ( $N$ ) och godtyckligt värde på största huvudspänningen  $\sigma_1$  / största brottshuvudspänningen  $\sigma_{1,f}$ . Materialparametrarna i Ekvation 26 definieras enligt Huurman på följande sätt:

$$A = a_1 \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{a_2} ; \quad B = b_1 \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{b_2} \quad (27)$$

$$C = c_1 \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{c_2} ; \quad D = d_1 \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{d_2}$$

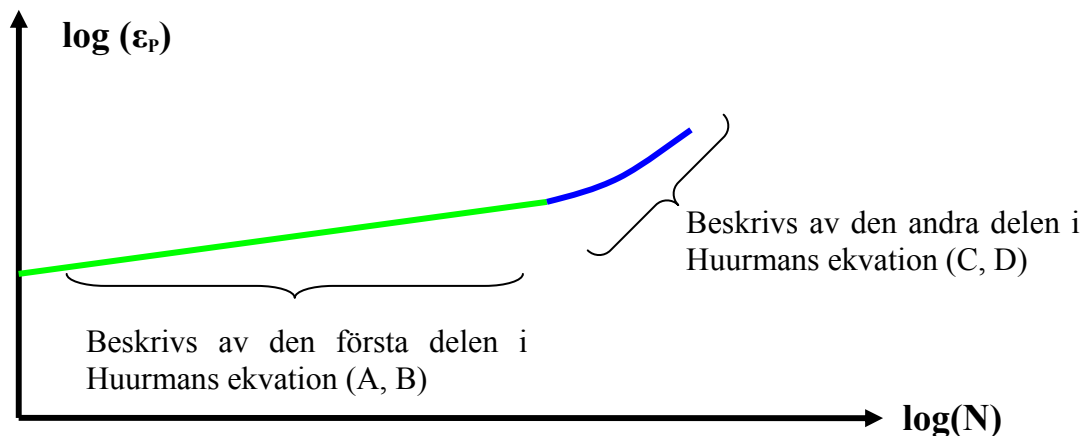
där:

$a_1, c_1$	= Modellparameter [%]
$a_2, b_1, b_2, c_2, d_1, d_2$	= Modellparametrar [-]
$N$	= Antal lastcykler [-]
$\sigma_1$	= Största huvudspänningen [kPa]
$\sigma_{1,f}$	= Största brotthuvudspänningen [kPa]

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \sin \phi) \cdot \sigma_{3,f} + 2 \cdot c \cdot \cos \phi}{(1 - \sin \phi)} \quad (28)$$

där:

$\sigma_{3,f}$	= Minsta brotthuvudspänning [kPa]
$\phi$	= Inre friktionsvinkel [°]
$c$	= Kohesion [kPa]



Figur 18 Schematisk framställning av deformationsbeteendet

Huurman-modellen ovan borde enligt Werkmeister (2003) ligga till grund för vidare forskning på det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material. Detta eftersom denna modell använder en enkel ekvation med få parametrar för att beskriva det permanenta deformationsbeteendet i både det stabila området och det ostabila området. Werkmeister (2003)

## 5.2 Shakedownkonceptet

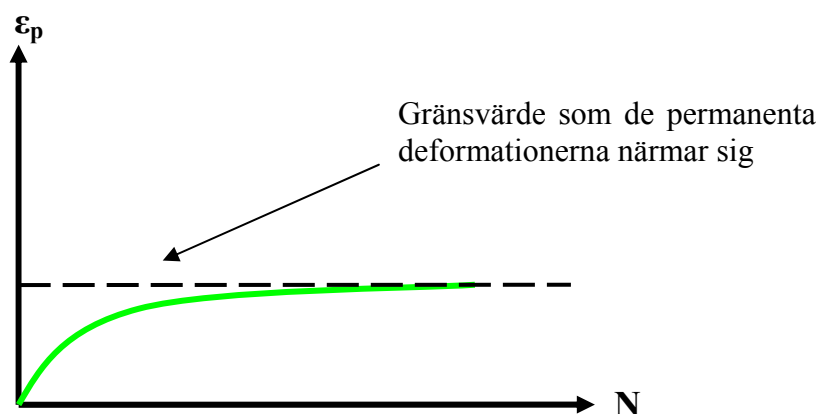
Ett grundläggande mål när det gäller vägdimensionering är att överbyggnaden och då speciellt de obundna lagren måste ha förmågan att motstå permanenta deformationer. I grund och botten så är det endast elastiska deformationer som får tillåtas i

överbyggnaden. Den plastiska Dresdenmodellen bygger på shakedownkonceptet vars grundläggande principer beskrivs i kommande avsnitt.

### 5.2.1 Beskrivning av shakedownkonceptet

Enligt shakedownprincipen är det troligt att en väg uppvisar en progressiv tillväxt av plastiska töjningar om den utsätts för upprepad pålastning om magnituden på lasten överskrider ett speciellt begränsande värde, den så kallade shakedownlasten. Lekarp (1999).

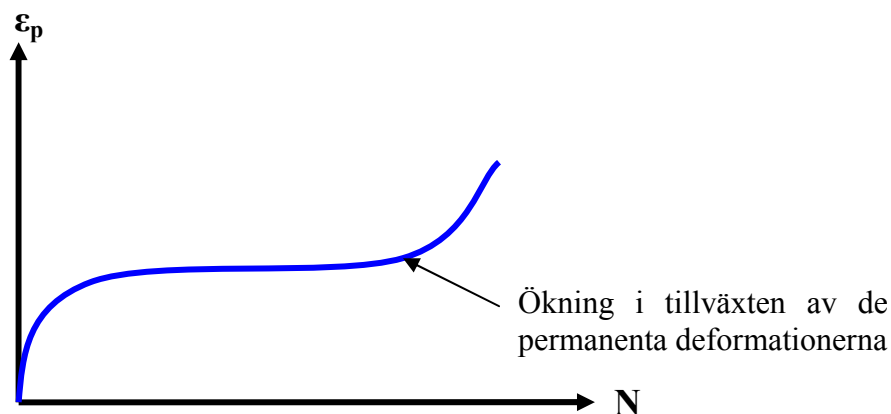
Ett flertal forskare som har gjort undersökningar på obundna material, genom att framförallt använda sig av upprepade triaxialförsök, har påvisat att materialet har olika beteende vid olika spänningsnivåer (deviatorspänning  $\sigma_D$ /omslutningstryck  $\sigma_c$ ). Vid låga spänningsnivåer ser det ut som att kurvan som representerar den uppbyggda permanenta deformationen närmar sig ett gränsvärde asymptotiskt, det vill säga de permanenta deformationernas ökning per lastcykel tenderar att gå emot noll, se Figur 19.



Figur 19 Schematisk framställning av hur deformationsbeteendet ser ut vid stabila förhållanden

När materialet har ett beteende som i Figur 19 sägs materialet vara inom det stabila området. När den asymptotiska deformationen har nåtts kommer fortsatta töjningar i materialet att vara helt elastiska.

Vid högre spänningsnivåer och större antal lastcykler observeras emellertid inte detta beteende, Lekarp (1999). De permanenta deformationerna stabiliserar sig inte, vilket till slut kan leda till ett brottillstånd. Materialet säg ha ett ostabilt beteende, se Figur 20.



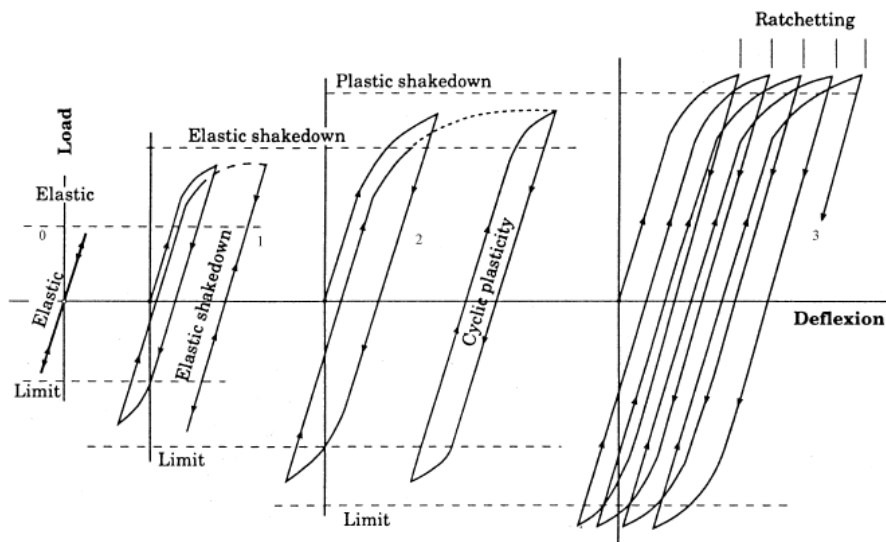
Figur 20 Schematisk framställning av hur deformationsbeteendet ser ut vid ostabila förhållanden

I dimensioneringssyfte antyder detta att den maximala lastnivån måste bestämmas, och följaktligen inte överskridas om okontrollerade permanenta deformationer ska undvikas. Detta indikerar att det finns en kritisk spänningsnivå mellan stabila och ostabila förhållanden i en vägkonstruktion. Enligt shakedownkonceptet benämns denna kritiska spänningsnivå shakedowngränsen. Werkmeister (2003)

Sammanfattningsvis säger shakedownkonceptet att det finns fyra kategorier av materialbeteende när materialet utsätts för upprepade laster: Werkmeister (2003)

0. **Rent elastiskt:** I detta tillstånd är den pålagda spänningen så liten att inget av elementen i materialet uppnår brottvillkor. Alla deformationer återgår och materialet beter sig rent elastiskt.
1. **Elastisk shakedown:** Den pålagda upprepade spänningen är något lägre än den spänning som krävs för att plastisk shakedown skall inträffa. Materialet beter sig plastiskt i ett begränsat antal pålastningar. Det slutliga beteendet är emellertid rent elastiskt. Materialet sägs ha "skakat ner" och den maximala spänningsnivån när detta tillstånd uppnås kallas den "elastiska shakedowngränsen".
2. **Plastisk shakedown:** Den pålagda upprepade spänningen är något lägre än den spänning som krävs för att uppnå brott efter en ökande uppbyggnad av permanenta töjningar. Materialet uppnår ett långsiktigt stabilt beteende. Alltså; ingen ytterliggare ackumulering av permanenta töjningar sker. När ett rent elastiskt beteende har uppnåtts sägs materialet ännu en gång ha "skakat ner" och den maximala spänningsnivån där detta tillstånd uppnås kallas för "permanent shakedowngräns".
3. **Tillväxande brott:** Den pålagda upprepade spänningen är så stor att spänningarna som läggs på gör att materialet når och överskrider brottgränstillståndet. De permanenta deformationerna ökar fort och brott uppstår efter en relativt kort stund.

De fyra kategorierna av materialbeteende kan illustreras med hjälp av Figur 21 nedan.



Figur 21 Elastiskt och permanent beteende under upprepade cyklisk tryck- och draglast. Werkmeister (2003)

Med förståelse om materialets beteende kan shakedownkonceptet användas för att beräkna lastkapaciteten hos en konstruktion så att konstruktionen inte utvecklar överdrivna permanenta töjningar. Werkmeister (2003). En vägkonstruktion kommer troligen att uppvisa en ökning av permanenta deformationer när den utsätts för upprepade trafiklast om storleken på den påförda lasten överskrider det begränsande värdet (Tillstånd 3). Om trafiklasten är lägre än denna gräns kommer de permanenta töjningarna att avta och materialet kommer att inta ett "shakedowntillstånd" (Tillstånd 1 och 2). Efter att shakedowntillståndet uppnåtts kommer vidare deformationer endast vara elastiska.

Werkmeister (2003) påvisar dock att det ideala beteendet som ses i Figur 21 inte överensstämmer helt och hållet med vad som har observerat i laborieförsök. I Werkmeister (2003) beskrivs ett nytt tillvägagångssätt för att beskriva shakedownkonceptet, vilket kommer att beskrivas i kommande kapitel.

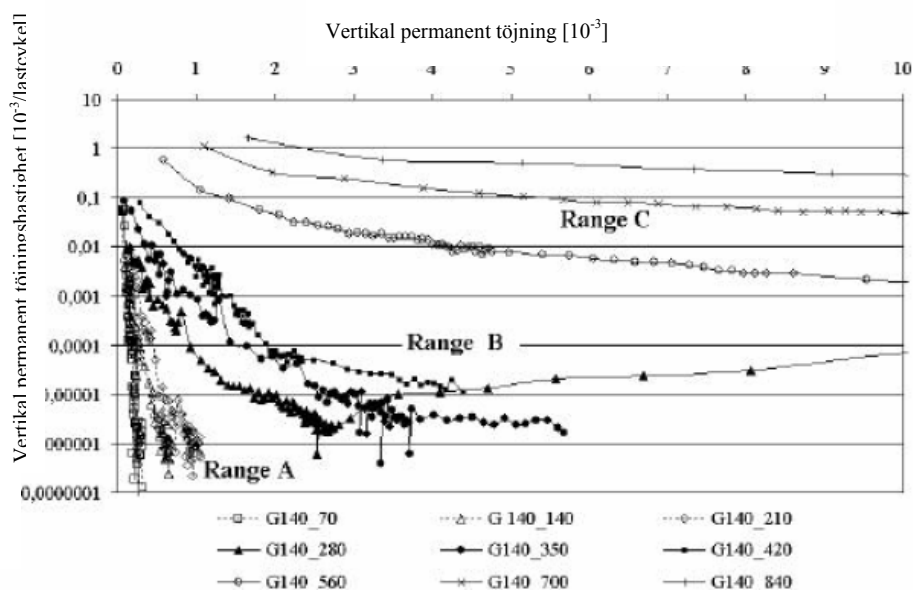
### 5.2.1.1 Försöksresultat

I försöken att beskriva utvecklandet av de permanenta töjningarna som en funktion av ökat antal pålastningar och varierande spänning, har Werkmeister (2003) försökt att så mycket som möjligt följa det rekommenderade försöksprogrammet för triaxialförsök i standarden EN 13286-7 (2004). Ur försöksresultaten har ett nytt modifierat shakedownkoncept utvecklats som beskriver deformationsbeteendet hos obundna material på ett bättre sätt än det som framställts tidigare. Werkmeister (2003). I följande avsnitt beskrivs det nya tillvägagångssättet.

### 5.2.1.2 Permanent deformationsbeteende

Genom att använda en ny metod för att presentera resultat för permanenta deformationer ur triaxialförsök, där den vertikala permanenta töjningshastigheten (per lastcykel) plottas mot de ökande permanenta töjningarna, erhöles en grafisk framställning enligt nedan, se Figur 22. Ur Figur 22 kan tre olika typer av töjningsbeteende observeras (vid olika spänningsförhållanden,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_c$ ). Dessa olika

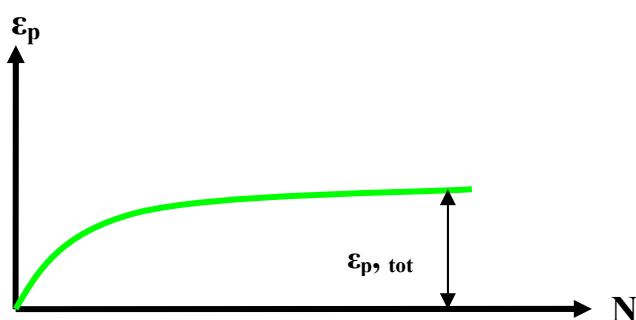
tillstånd benämns **A**, **B** och **C**. Tillstånden känns enkelt igen genom deras form och lutning. Werkmeister (2003).



Figur 22 Den vertikala permanenta töjningshastigheten plottad mot den vertikala permanenta töjningen i en logaritmisk skala vid olika  $\sigma_c$  och  $\sigma_D$ . Werkmeister (2003)

### 5.2.1.3 Tillstånd A – Plastiskt shakedowntillstånd

Figur 23 visar utvecklingen av permanenta töjningar mot antalet lastcykler för ett material som uppvisar ett typiskt Tillstånd A-beteende. Responsen är plastisk för ett ändligt antal pålastningar. Men efter den inledande kompakteringsfasen övergår beteendet till att vara helt elastiskt. Det kommer följaktligen inte uppstå några ytterligare permanenta töjningar.

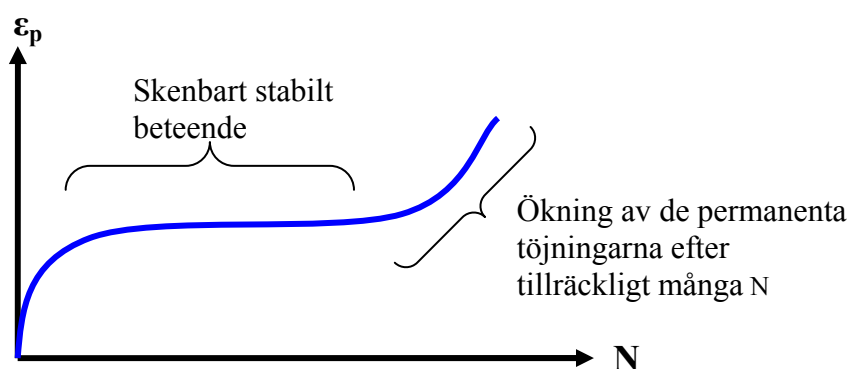


Figur 23 Schematisk illustration av materialbeteendet i Tillstånd A

Den permanenta töjningshastigheten avtar och leder till en slutlig permanent deformation. Tillstånd A-beteende är tillåten i överbyggnaden förutsatt att den totala ackumulerade permanenta töjningen ( $\epsilon_{p, tot}$ ) är tillräckligt liten. Werkmeister (2003)

#### 5.2.1.4 Tillstånd B – Plastisk krypning – Mellanliggande tillstånd

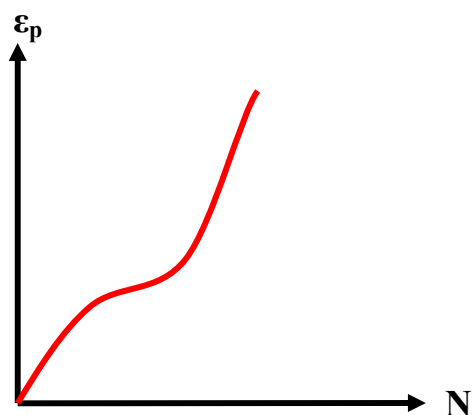
Betraktas Figur 22 för Tillstånd B, kan ett mellanliggande beteende urskiljas. En inledande period av hög permanent töjningshastighet under de första lastcyklerna, efterföljs av att töjningshastigheten minskar till en låg, nästan konstant, nivå. Antalet lastcykler som krävs innan denna konstanta nivå inträffar beror på materialtyp och lastnivå. Eftersom töjningshastigheten nästan är konstant kommer en nästan linjär ökning av de permanenta töjningarna att observeras för försök med 100,000 lastcykler enligt Werkmeister (2003). När försök utförs med ett högre antal lastcykler kommer ytterligare permanenta töjningar att uppstå. Efter ytterligare lastcykler kommer prover att närma sig ett tillväxande brott jämförbart med beteendet i Tillstånd C. Figur 24 visar den schematiska utvecklingen av de permanenta töjningarna i Tillstånd B.



Figur 24 Schematisk illustration av materialbeteendet i Tillstånd B

#### 5.2.1.5 Tillstånd C – Tillväxande brott

När töjningshastigheten är hög, enligt Figur 22, indikerar detta på en ytterligare tillväxt av permanenta deformationer för varje ny spänningscykel. Beteendet är alltid plastiskt och varje ny pålastning resulterar i en ökning av de permanenta töjningarna. Figur 25 visar töjningsutvecklingen som funktion av antalet lastcykler ( $N$ ) i Tillstånd C.



Figur 25 Schematisk illustration av materialbeteendet i Tillstånd C



Werkmeister (2003) observerade genom att studera triaxialförsöksresultat (framförallt genom en grafisk framställning enligt Figur 22) att:

- Den permanenta töjningshastigheten beror på lastnivån som läggs på.
- Töjningshastigheten minskar väldigt långsamt i Tillstånd B och C, eller så minskar den inte alls.
- Om den pålagda lastnivån närmar sig den förväntade brottlasten är det bara en liten minskning i den ökande töjningshastigheten under de första lastcyklerna.
- Början till brott kan kännas igen av en ökad hastighet i den permanenta töjningsutvecklingen, följt av en period med minskad töjningshastighet. Efter detta förblir töjningshastigheten hög (Tillstånd C). Töjningsutvecklingen upphör inte.

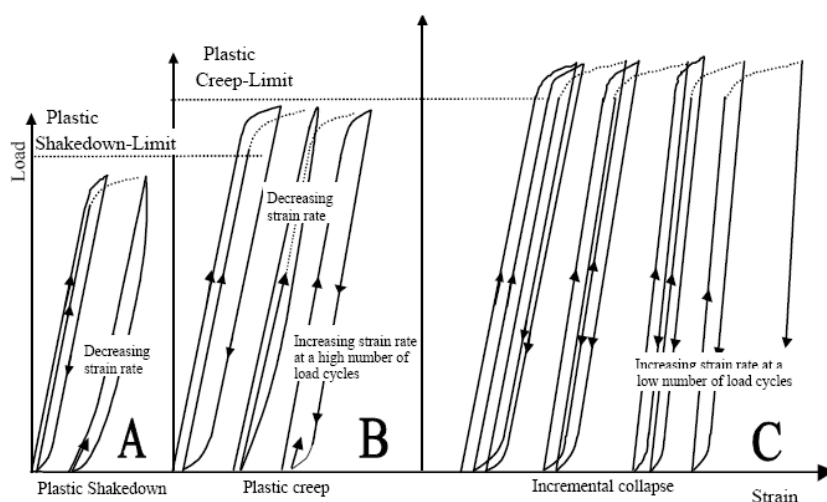
Tillstånd C i de obundna lagren skulle leda till brott i överbyggnaden genom skjuvdeformationer. Detta skulle ge upphov till spårbildning och sprickbildning i vägytan. I en korrekt dimensionerad väg borde inte de obundna materialen tillåtas att uppnå Tillstånd C. Werkmeister (2003)

## 5.2.2 Deformationsbeteendemodell för obundna material

Genom att betrakta det observerade beteendet som beskrivits i 5.2.1 drog Werkmeister (2003) slutsatsen att Figur 21 inte tillräckligt väl beskriver de obundna materialens beteende. Werkmeister (2003) presenterar då Figur 26 som en sammanfattning av de olika beteendetyperna. Beteendena kan delas in i följande tillstånd:

- A Plastisk Shakedown
- B Plastisk Krypning
- C Tillväxande Brott

Genom att studera det elastiska beteendet drog Werkmeister (2003) slutsatsen att rent elastiskt beteende ("0" i Figur 21) inte uppstår. Tillstånd C är ekvivalent med tillstånd 3 i Figur 21 enligt triaxialförsök.



Figur 26 Beteende hos obundna material som utsätts för upprepad cyklisk last. Werkmeister (2003)

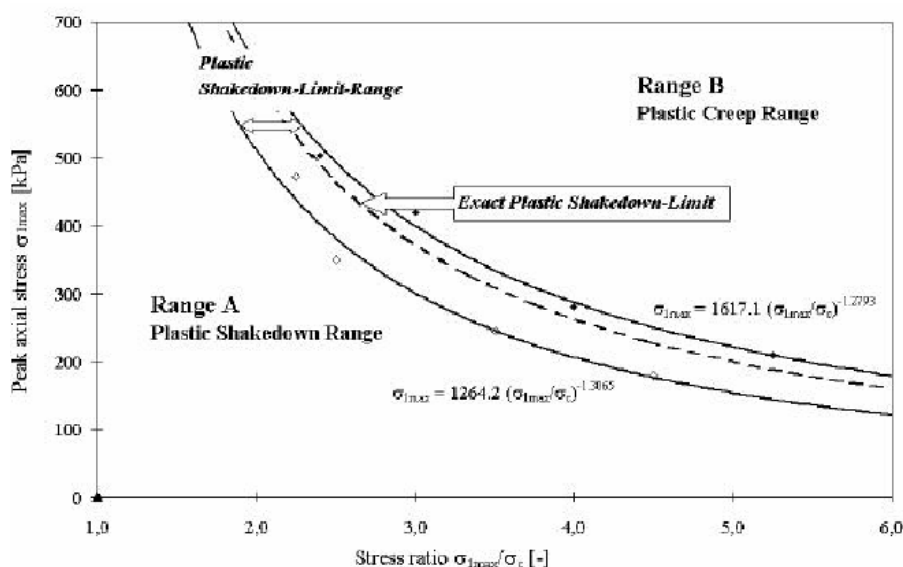
Tillstånd B är det mellanliggande beteende som observerades under olika spänningstillstånd. I inledningen påminner beteendet i Tillstånd B, beteendet i Tillstånd A. Det bör noteras att den första shakedownbeskrivningen, Figur 21, antar att materialet pålastas likadant i drag och tryck under varje cykel. Obundna materials oförmåga att ta upp dragspänningar motsätter sig detta antagande. Werkmeister (2003)

## 5.2.3 Beräkning av shakedowngränser

I detta avsnitt beskrivs hur shakedowngränserna beräknas. Först kommer shakedowngränsoområdet för deformationsbeteendet att beskrivas. Sedan följer kriterium för att bestämma de olika områdena genom att analysera triaxialförsöksresultat.

### 5.2.3.1 Gränsoområde för deformationsbeteendet hos obundna material

Genom att betrakta data från Figur 22 är det möjligt att bestämma för godtyckligt omslutningstryck  $\sigma_c$ , det spänningsförhållande för att formulera gränser mellan de olika tillstånden (Tillstånd A, Tillstånd B och Tillstånd C) enligt Werkmeister (2003). Det exakta tillvägagångssättet för att bestämma gränserna återfinns i Werkmeister (2003). Senare i detta avsnitt kommer en förenklad beskrivning av hur de olika gränserna bestäms att presenteras. Används denna ansats, fås Figur 27 enligt nedan. Figuren beskriver den gräns där ett tyskt granodioritmaterial, som testats av Werkmeister (2003), uppvisar en ändring från Tillstånd A till Tillstånd B.



Figur 27 Plastisk shakedowngräns för ett tyskt krossat ballastmaterial. Werkmeister (2003)

Svårigheten blir att bestämma den exakta shakedownlasten (den plastiska shakedowngränsen enligt Figur 27). Därför bestämde Werkmeister (2003) att medelvärdet mellan det övre och det undre gränsvärdet ska användas. För att bestämma områdesgränserna föreslås följande samband:

$$\sigma_{1,\max} = \alpha \cdot \left( \frac{\sigma_{1,\max}}{\sigma_c} \right)^\beta \quad (29)$$

där:

$\sigma_{1,\max}$	= Största axiella spänningen [kPa]
$\sigma_c$	= Omslutningstryck [kPa]
$\alpha$	= Material parameter [kPa]
$\beta$	= Material parameter [-]

Analys av resultat från ett flertal triaxialförsök där de permanenta deformationerna betraktats, avslöjas enligt Werkmeister (2003), ett exponentiellt förhållande (Ekvation 29) mellan de påförda spänningarna ( $\sigma_{1,\max}/\sigma_c$ ) och gränserna. Används Ekvation 29 är det möjligt att bestämma shakedowngränsen även vid små spänningsförhållanden.

Parametrarna  $\alpha$  och  $\beta$  beror troligtvis av ett flertal olika faktorer, till exempel kornstorleksfördelning, partikelform, ytstruktur, packningsgrad och fukttinhåll i obundna material. Dessa materialparametrar är något osäkra och kräver enligt Werkmeister (2003) mer forskning för att med säkerhet kunna bestämmas. För att vara på den säkra sidan bör de lägre gränserna för områdena användas.

### 5.2.3.2 Kriterium för shakedownområden

För att bestämma enstaka försöksresultat och konstatera till vilket område (Tillstånd A, B eller C) de tillhör är det nödvändigt att fastställa gränskriterium. Dessa kriterier bör vara tillämpbara på all triaxialförsöksresultat av obundna material och fungera som en praktisk metod för att bestämma områdesgränserna och följaktligen materialparametrarna i ekvation 29. Werkmeister (2003)

### 5.2.3.3 Kriterium för gräns mellan tillstånd A och tillstånd B

Under de första 5 000 lastcyklerna noterade Werkmeister (2003) att det föreligger olika permanenta töjningshastigheter i område A, B och C. För att bestämma den begränsande linjen mellan Tillstånd A och Tillstånd B fastställdes följande kriterium genom att studera triaxialförsöksresultat.

När den vertikala permanenta töjningen mellan 3000 och 5000 laststeg ( $\Delta \varepsilon_p^1$  i Figur 28) är lika med  $0,045 \cdot 10^{-3}$  är gränsen mellan Tillstånd A och B (den plastiska shakedowngränsen) definierad. Gränserna definieras med villkoren 30 och 31, Werkmeister (2003):

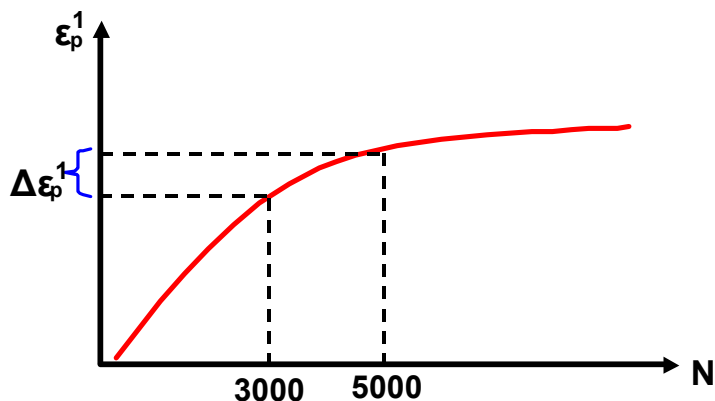
$$\text{Tillstånd A} \quad \varepsilon_{p_{5000}}^1 - \varepsilon_{p_{3000}}^1 < 0,045 \cdot 10^{-3} \quad (30)$$

$$\text{Tillstånd B} \quad \varepsilon_{p_{5000}}^1 - \varepsilon_{p_{3000}}^1 > 0,045 \cdot 10^{-3} \quad (31)$$

där:

$\varepsilon_p^1_{5000}$  = Den uppnådda permanenta vertikala töjningen vid 5000 lastcykler [ $10^{-3}$ ]

$\varepsilon_p^1_{3000}$  = Den uppnådda permanenta vertikala töjningen vid 3000 lastcykler [ $10^{-3}$ ]



Figur 28 Schematisk graf över hur kriterium för shakedowngräns bestäms

#### 5.2.3.4 Kriterium för gräns mellan tillstånd B och tillstånd C

När den vertikala permanenta töjningen mellan 3000 och 5000 pålastningar ( $\Delta\varepsilon_p^1$  i Figur 28) är lika med  $0,4 \cdot 10^{-3}$ , definieras gränsen mellan Tillstånd B och C (den plastiska krypgränsen). Följande två villkor gäller för den plastiska krypgränsen enligt Werkmeister (2003):

$$\text{Tillstånd B} \quad \varepsilon_{p5000}^1 - \varepsilon_{p3000}^1 < 0,4 \cdot 10^{-3} \quad (32)$$

$$\text{Tillstånd C} \quad \varepsilon_{p5000}^1 - \varepsilon_{p3000}^1 > 0,4 \cdot 10^{-3} \quad (33)$$

där:

$\varepsilon_{p5000}^1$  = Den uppnådda permanenta vertikala töjningen vid 5000 lastcykler [ $10^{-3}$ ]

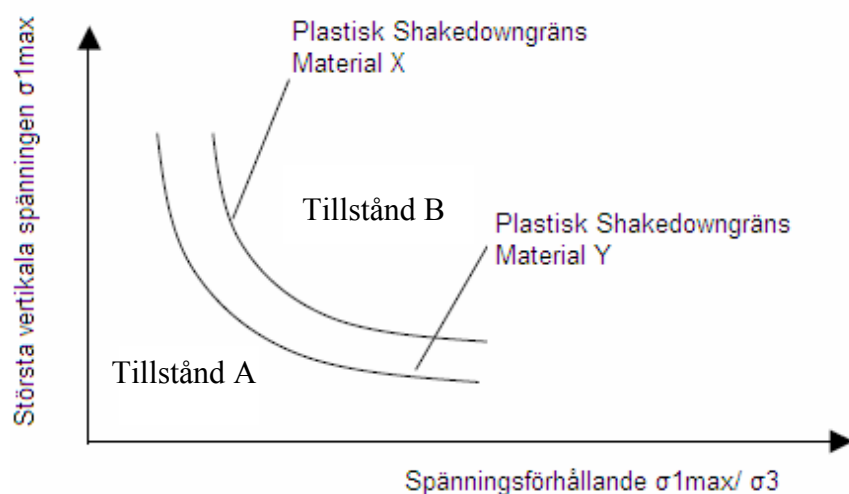
$\varepsilon_{p3000}^1$  = Den uppnådda permanenta vertikala töjningen vid 3000 lastcykler [ $10^{-3}$ ]

#### 5.2.3.5 Slutsats av shakedownberäkning

Det är alltså möjligt att analytiskt bestämma den maximalt tillåtna spänningen i de obundna lagren i en överbyggnad. Om shakedowngränsprincipen accepteras kan metoden tillsammans med en överbyggnadsanalys utgöra ett hjälpmedel för att dimensionera vägar så att de uppkomna maximala spänningarna i konstruktionen aldrig överskrider det värde som skulle medföra ett ostabilt beteende. Följaktligen kan ett kriterium för att förhindra spår bildning i de obundna lagren vara möjlig. Werkmeister (2003)

Om den plastiska shakedowngränsen hos olika material blir tillgänglig, kommer gradering eller jämförelse av olika materialtyper att vara möjlig. Genom att använda denna metod är det möjligt att jämföra och uppskatta lämpligheten av olika material

som används i obundna lager i överbyggnadskonstruktioner. Med utgångspunkt från Werkmeister (2003) har ett tillvägagångssätt för att gradera material antagits i standarden för utvärdering av triaxialförsök, EN 13286-7 (2004). I standarden presenteras nedanstående grafiska illustration av shakedowngränsen, se Figur 29.



Figur 29 Gradering av material med hjälp av shakedownkonceptet enligt Werkmeister (2003) antaget i EN 13286-7 (2004)

Om de maximala spänningarna ligger i Tillstånd A för givet material föreligger mycket liten risk för att spårbildning ska uppstå i de obundna lagren.

### 5.3 Modellering av det permanenta deformationsbeteendet

I detta kapitel beskrivs modelleringen av det permanenta deformationsbeteendet enligt Dresdenmodellen. Dresdenmodellen består av två stycken delar, en icke linjärelastisk materialmodell och en plastisk modell. Den icke linjärelastiska modellen har utvecklats av Wellner, Gleitz och Numrich vid Dresden Tekniska Universitet. Den icke linjärelastiska Dresdenmodellen beskrivs kortfattat i Werkmeister (2003). Den plastiska Dresdenmodellen har utvecklats av Werkmeister, också vid Dresdens Tekniska Universitet. I följande avsnitt beskrivs de båda modellerna. För utförligare beskrivning hänvisas läsaren till Werkmeister (2003).

#### 5.3.1 Plastiska Dresdenmodellen

I utvecklandet av den plastiska Dresdenmodellen prövades flera olika befintliga modeller för att beskriva det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material. Men ingen av de prövade modellerna tycktes överensstämma helt med de experimentella resultaten. Därför valde Werkmeister (2003) att utveckla den befintliga Huurman-modellen för att beskriva deformationsbeteendet. Werkmeister (2003) presenterar i sin avhandling en plastisk modell som grundar sig på Huurman-modellen, se kapitel 5.1.

Genom att undersöka de mikromekaniska processerna observerade Werkmeister (2003) att det generellt existerade tre olika faser av deformationsbeteende för obundna

material. För detaljerad beskrivning av de mikromekaniska processerna se Werkmeister (2003).

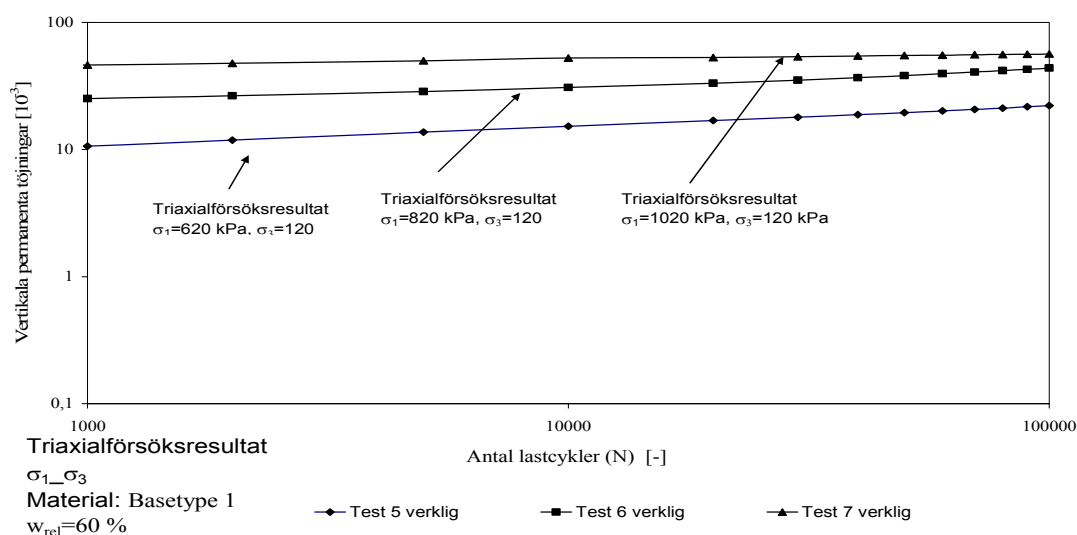
De tre faserna är:

Fas I - Efterkompaktering i område A, B och C

Fas II - Stabilt beteende i område A, B och C

Fas III - Kollaps i område B, C

Huurman-modellen beskriver det permanenta deformationsbeteendet väl i faserna II och III. Men modellen beskriver inte efterkompakteringsperioden i Fas I på ett korrekt sätt. Betydelsen av detta är emellertid inte avgörande eftersom efterkompakteringen endast sker en gång. Förenklat kan det permanenta deformationsbeteendet beskrivas som en linjär ökning av de permanenta töjningarna ( $\varepsilon_p$ ) när dessa plottas logaritmiskt mot antalet lastcykler ( $N$ ), se Figur 30. Werkmeister (2003)



Figur 30 Vertikala permanenta töjningar plottade mot antalet lastcykler vid olika spänningsförhållanden (Fas II). Werkmeister (2003)

För att beskriva de permanenta deformationerna under Fas II använder Werkmeister (2003) följande samband, som baseras på Huurman-modellen:

$$\varepsilon_p(N) = A \cdot \left( \frac{N}{1000} \right)^B \quad \text{Fas II} \quad (34)$$

där:

$\varepsilon_p$  = Permanent deformation [ $10^{-3}$ ]

$A, B$  = Modellparametrar [-]

$N$  = Antal lastcykler [-]

För att använda de uppmätta permanenta deformationerna från triaxialförsök i beräkningen av permanenta deformationer i vägkonstruktioner måste de permanenta töjningarna bestämmas som en funktion av den pålagda spänningen ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ) och antalet lastcykler ( $N$ ). Werkmeister (2003)

I Hurrman-modellen är emellertid bestämningen av parametrarna  $A$ ,  $B$ ,  $C$  och  $D$  beroende av största huvudspänningen ( $\sigma_1$ ) och största brottshuvudspänningen ( $\sigma_{1f}$ ) (se avsnitt 5.1). Enligt Werkmeister (2003) framgick det från statiska triaxialförsök att  $\sigma_{1f}$  (brottspänningen) är svår att erhålla för krossade obundna material.

Werkmeister (2003) föreslår ett helt nytt tillvägagångssätt att bestämma parametrarna  $A$  och  $B$  som en funktion av huvudspänningarna  $\sigma_1$  och  $\sigma_3$  för Tillstånd A (Ekvation 35 och 36) och för Tillstånd B (Ekvation 37 och 38).

$$A = (a_1 \cdot e^{a_2 \cdot \sigma_3}) \cdot \sigma_1^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \sigma_1 \quad \left. \vphantom{A} \right\} \text{Tillstånd A} \quad (35)$$

$$B = (b_1 \cdot e^{b_2 \cdot \sigma_3}) \cdot \sigma_1 + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4}) \quad (36)$$

$$A = (a_1 \cdot \sigma_3^{a_2}) \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad \left. \vphantom{A} \right\} \text{Tillstånd B} \quad (37)$$

$$B = (b_1 \cdot \sigma_3^{b_2}) \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4}) \quad (38)$$

där:

$\sigma_1$  = Största huvudspänning [kPa]

$\sigma_3$  = Minsta huvudspänning [kPa]

$a_1 - a_4$  = Modellparametrar [-]

$b_1 - b_4$  = Modellparametrar [-]

Modellparametrarna ( $a_1 - a_4$ ,  $b_1 - b_4$ ) bestäms ur triaxialförsök. Beskrivning av hur dessa beräknas, redovisas i kapitel 9.1.2, där Dresdenmodellen tillämpats för att prognostisera de permanenta deformationerna i de obundna lagren hos provvägen i Sunninge.

Deformationsbeteendet som observeras vid högre spänningsnivåer kan inte beskrivas med hjälp av Ekvation 34. Werkmeister (2003). Som redan nämnts i avsnitt 5.1 behövs då en ytterligare en term läggas till Ekvation 34. Ekvationen som Werkmeister (2003) valt att utveckla är följande ekvation som redan beskrivits, den så kallade Hurrman-modellen:

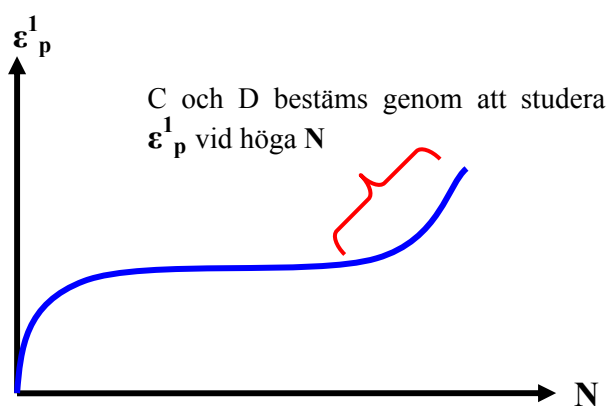
$$\varepsilon_p(N) = A \left( \frac{N}{1000} \right)^B + C \left( e^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right) \quad (39)$$

där:

$\varepsilon_p$	= Permanenta töjningar [%]
$e$	= Basen för det naturliga talsystemet [-]
$N$	= Antal lastcykler [-]

Modellparametrarna  $C$  och  $D$  är även dessa spänningsberoende. Beräkning av parametrarna  $C$  och  $D$  kunde dock inte utföras av Werkmeister (2003), ty det fanns inte tillräckligt med försöksdata tillgänglig där brott påträffats. Materialparametrarna  $A$  och  $B$  för Tillstånd B bestämdes dock av Werkmeister (2003).

Materialparametrarna  $C$  och  $D$  kan bestämmas genom att betrakta tillväxten av permanenta deformationer efter ett högt antal lastcykler för olika försök (se Figur 31) men inte på ett spänningsberoende sätt, vilket skulle vara önskvärt. Werkmeister (2003)



Figur 31 Bestämning av  $C$  och  $D$ . Werkmeister (2003)

Slutligen kom Werkmeister (2003) fram till att det är möjligt att modellera det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material på ett spänningsberoende vis. Det är dock nödvändigt att modellera varje beteendoområde separat och undersöka de mikromekaniska processerna.

Vidare forskning borde fokusera på att modellera det elastiska och permanenta beteendet i Tillstånd B. Försök med ett högt antal lastcykler är nödvändigt för att bestämma punkten för tillväxande brott. Werkmeister (2003)

Vidare måste de radiella permanenta deformationerna modelleras. Troligtvis kan samma ekvationer (som för det vertikala permanenta deformationsbeteendet) användas för att modellera, men nya modellparametrar måste då bestämmas. Werkmeister (2003)

### 5.3.2 Ickelinjärelastiska Dresdenmodellen

Forskning på det icke linjärelastiska spännings/töjningsbeteendet för obundna material har huvudsakligen utförts av Wellner, Gleitz och Numrich vid Dresdens Tekniska Universitet. Werkmeister (2003). Följande avsnitt ger en kortfattad överblick av hur



det resilienta beteendet hos obundna material modelleras vid Dresdens Tekniska Universitet.

Detaljerad undersökning av data från triaxialförsök har möjliggjort att en ny materiallag utvecklats av Wellner och Gleitz. Denna lag kallas för den icke linjärelastiska Dresdenmodellen. Ickelinjärelastiska Dresdenmodellen beskrivs av elasticitetsmodul ( $E$ -modul) och tvärkontraktionstal (Poisson's tal,  $\mu$ ) enligt ekvation 40 och 41:

$$E = (Q + C \cdot \sigma_3^{Q_1}) \cdot \sigma_1^{Q_2} + D \quad (40)$$

$$\mu = R \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_3} + A \cdot \sigma_3 + B \quad (41)$$

$$0 < \mu < 0,5$$

där:

$\sigma_3$  = Minsta huvudspänningen [kPa]

$\sigma_1$  = Största huvudspänningen [kPa]

$D$  = Konstant term för  $E$ -modulen [kPa]

$B$  = Konstant term för Poisson's tal [-]

$Q_2$  = Konstant [-]

$Q, C, Q_1, R, A$  = Modellparametrar från triaxialförsök

Ett Excel-program utvecklat av Robbie Riedel ("*Parameterbestimmung.xls*") har erhållits från Sabine Werkmeister för att bestämma parametrarna i den icke linjärelastiska Dresdenmodellen. Excel-programmet bygger på att triaxialförsöksdata laddas in och sedan beräknas modellparametrarna för ett flertal olika materialmodeller, bland andra parametrarna för den icke linjärelastiska Dresdenmodellen. En förutsättning för att parametrarna ska kunna bestämmas med "*Parameterbestimmung.xls*" är att triaxialförsöken är utförda enligt EN 13286-7 (2004).

För tillfället är den icke linjärelastiska Dresdenmodellen endast giltig för Tillstånd A beteende hos det obundna materialet.

I detta arbete har det inte varit möjligt att använda den icke linjärelastiska Dresdenmodellen, ty denna förutsätter att de radiella töjningarna ( $\epsilon_p^3$ ) är kända.

## 5.4 Tillståndsutveckling i överbyggnaden

Det huvudsakliga målet i Werkmeisters avhandling är att först och främst beräkna de permanenta deformationerna i de obundna lagren i flexibla vägöverbyggnader. Detta kräver en modell där både det spänningsberoende elastiska beteendet och den spänningsberoende permanenta töjningsutvecklingen beaktas. I följande avsnitt

beskrivs kortfattat den responsmodell som använts vid Dresdens Tekniska Universitet för att förutse de permanenta deformationerna i de obundna lagren.

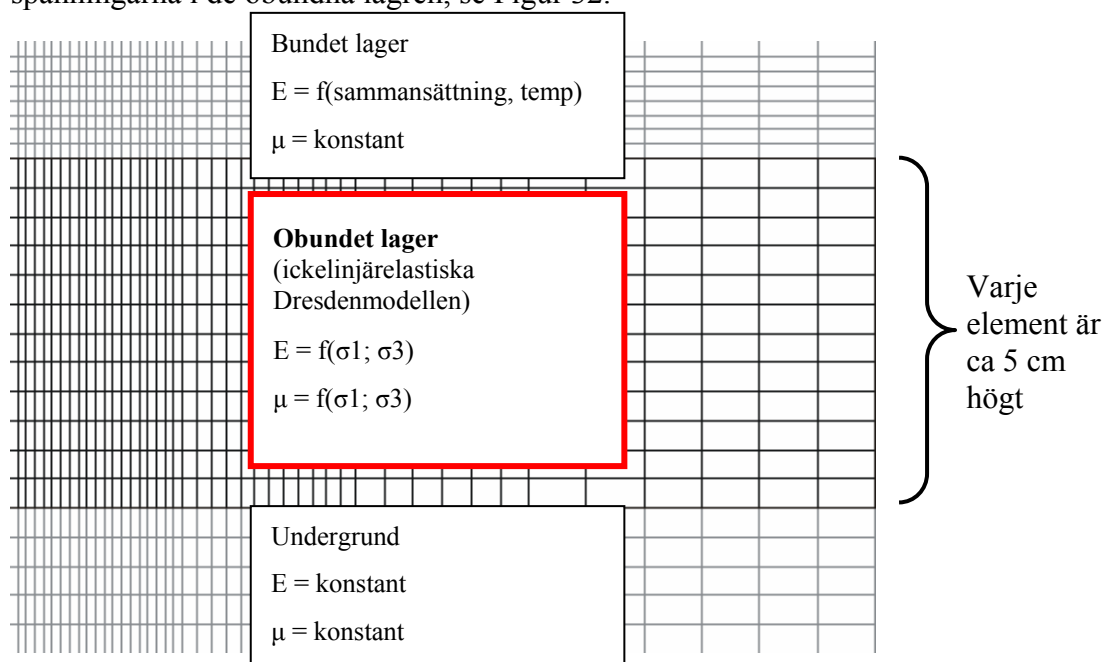
### 5.4.1 Responsberäkning

För att kunna bestämma de spänningar som styr deformationsbeteendet i de obundna lagren i en vägöverbyggnad har ett FE-program utvecklats, kallat FENLAP (att jämföra med VägFEM). FE-programmet utvecklades vid Nottinghams Universitet av Almeida. Följande krav ställdes på FE-programmet: Werkmeister (2003)

- rotationssymmetrisk beräkning
- kapacitet att använda ickelinjära materialmodeller
- begränsad dragspänning i de obundna lagren
- beräkning av minst 30 lager
- möjlighet till linjärelastisk beräkning

Som materialmodell för de obundna lagren implementerades den ickelinjärelastiska Dresdenmodellen som beskrivits i tidigare avsnitt. I FENLAP användes för undergrunden Hooke's välbekanta linjärelastiska modell. För de bundna lagren användes en modell där  $E$ -modulen är en funktion av temperaturen och asfaltsammansättningen. Att använda Hooke's modell för att beskriva materialet i undergrunden är naturligtvis inte en korrekt beskrivning av verkligheten. Men vid tidpunkten för beräkningarna fanns inga praktiskt användbara modeller tillgängliga. Werkmeister (2003)

Följande geometri och materialmodeller har lagts in FE-modellen för att beräkna spänningarna i de obundna lagren, se Figur 32.



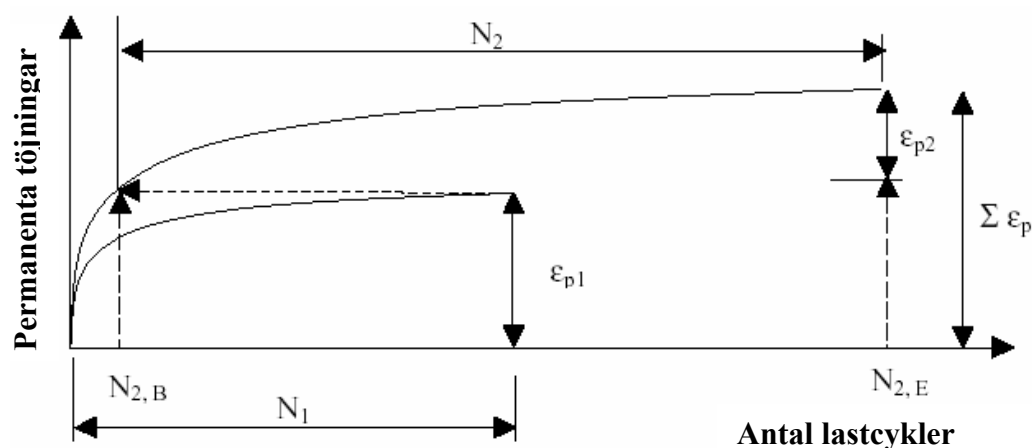
Figur 32 Geometri för FE-beräkning. Werkmeister (2003)

I Werkmeister (2003) har beräkningar utförts på ett antal överbyggnadstyper som finns som standardkonstruktioner i den tyska empiriska vägdimensioneringsstandarden RSto, jämförbar med ATB Väg.

## 5.4.2 Beräkning av permanenta töjningar i obundna lager

Klimatförhållanden och effekten av spänningshistoriken måste beaktas när de sammanlagda permanenta töjningarna,  $\Sigma \varepsilon_p^I$ , i det obundna lagret beräknas, Werkmeister (2003). Effekterna av spänningshistoriken erhöles genom att studera flerstegstriaxialförsök (ökande last påförs successivt tills den högsta lasten är nådd) och enkelstegstriaxialförsök (den högsta lasten påförs direkt). När dessa två försökstyper jämfördes erhöles följande slutsats: Vid 10,000 cykler är de ackumulerade töjningarna från flerstegstriaxialförsök mindre än de permanenta töjningarna från enkelstegstriaxialförsök, Werkmeister (2003). För att ta med spänningshistorikens effekt på det permanenta deformationsbeteendet föreslår Werkmeister (2003) ett tillvägagångssätt som framgår av Figur 33.

Beräkningen startar där töjningarna är noll med den första spänningsnivån. Nästa steg är att bestämma de permanenta deformationerna  $\varepsilon_{p,n}$  vid nästa spänningsnivå efter beaktning av de permanenta töjningarna från den tidigare spänningsnivån  $\varepsilon_{p,n-1}$  (se Figur 33).



Figur 33 Modellering av det permanenta deformationsbeteendet med hänsyn tagen till spänningshistoriken. Werkmeister (2003)

$$\sum_1^n \varepsilon_p^i = \varepsilon_{p,1}^i(\sigma_{1,1}, \sigma_{3,1}, N_1) + \varepsilon_{p,2}^i(\sigma_{1,2}, \sigma_{3,2}, N_{2B} N_{2E}) + \dots + \varepsilon_{p,n}^i(\sigma_{1,n}, \sigma_{3,n}, N_{n,B} N_{n,E}) \quad (42)$$

$$N_{nB} = f\left(\sum_1^{n-1} \varepsilon_p^i \sigma_{1,n} \sigma_{3,n}\right) \quad (43)$$

$$N_{nE} = N_{n,B} + N_n \quad (44)$$

där:

$$\sum_1^n \varepsilon_p^i(N) = \text{Ackumulerade permanenta töjningar i element } i \text{ som en funktion av } N [10^{-3}]$$

$\sum_1^{n-1} \varepsilon_p^i$	= Ackumulerade permanenta töjningar i element ifrån spänningstillstånd 1 till spänningstillstånd $n-1$ [ $10^{-3}$ ]
$\varepsilon_{p,1}^i(\sigma_{1,1}, \sigma_{3,1}, N_1)$	= Permanenta töjningar vid spänningstillstånd $i$ som en funktion av $\sigma_{1,1}$ , $\sigma_{3,1}$ och $N_1$ [ $10^{-3}$ ]
$N_1$	= Antal lastcykler vid spänningstillstånd 1 [-]
$N_{n,B}$	= Antal lastcykler i början av spänningstillstånd $n$ [-]
$N_{n,E}$	= Antal lastcykler i slutet av spänningstillstånd $n$ [-]
$n$	= Antal spänningstillstånd [-]

Med hjälp av huvudspänningarna  $\sigma_1$  och  $\sigma_3$  erhållna från FE-beräkning kan således de permanenta töjningarna beräknas med den plastiska Dresdenmodellen, beskriven i avsnitt 5.3.1. De permanenta deformationerna i de obundna lagren beräknades genom att undersöka värdet på den permanenta töjningen vid varje nod och sedan multiplicera dessa värden med elementens höjd. Här ur fås de permanenta deformationerna i det obundna lagret som sedan kan härledas till spårbildningen i vägytan. Den permanenta deformationen vid ytan på vägen är således summan av de permanenta deformationerna från varje lager.

## 6 Introduktion av LCPC och SAMARIS-projektet

SAMARIS är ett samarbetsprojekt inom Europeiska Unionen under projektet GROWTH, där ett flertal av EU:s medlemsländer ingår, närmare bestämt 16 länder. SAMARIS-projektet har pågått sedan 2002-2003 och är en förkortning av ”Sustainable and Advanced Materials for Road InfraStructure” vilket innefattar förbättring av tekniker för att bygga bättre vägar däribland förbättrade materialundersökningsmetoder, modellering av deformationer i vägar, säkerhet och aktiv design.

LCPC står för ”Laboratoire Central des Ponts et Chaussées” vilket på svenska betyder ”Centrala Laboratoriet för Broar och Vägar”. LCPC är ett franskt statligt forskningsinstitut som undersöker och forskar om bland annat materialegenskaper, modellering av vägar (både obundna materiallager och bundna materiallager). LCPC blev inblandat i SAMARIS-projektet för att utveckla och validera en ny metod för att förutsäga strukturell spårbildning i obundna lager. Pierre Hornych är den person vid LCPC som i huvudsak har utvecklat beräkningsmetoden i SAMARIS-projektet.

### 6.1 LCPC’s testanläggning

LCPC:s forskningsområde är brett och undersöker inte bara vägars dimensionering och tillstånd utan även en mängd andra områden, så som broar, kanaler och så vidare. Testanläggningen för vägar, som finns på LCPC, består i huvudsak av ett inomhuslaboratorie och tre fullskaliga testbanor för vägslitage och vägskador, varav en vilken man kan reglera fukthalten i underliggande materiallager. Inomhuslaboratoriet består av ett mindre laboratorierum med ett flertal testutrustningar, så som triaxialutrustning för test och utvärdering av obundna och bundna material. Andra utrustningar i laboratoriet är till exempel nötningsutrustning och ”skid-resistance”-testning (friktionstestning).

De fullskaliga banorna består av tre cirkulära testbanor. Testutrustningen består av ett centralt torn, med fyra utstickande armar utrustade med hjul, vilken kan flyttas mellan de tre testbanorna. Karusellen snurrar på en cirkulär testbana med medelradie på 17,5 meter, vilket ger en banlängd på cirka 110 meter. Armarna kan utrustas med varierade lastkonfigurationer, så som enkelhjul, dubbelhjul placerade på antingen singelaxel eller tandemaxel.



Figur 34 Bild över testkarusellen på LCPC, Nantes, Frankrike.

## 6.2 Bakgrundsbeskrivning av LCPC's spårdjupsmodell

Avsnittet som följer har sitt ursprung från Hornych's rapport i SAMARIS-projektet, vilken behandlar förutsägelser av spårbildning i obundna lager i vägkonstruktioner. Målet med denna uppgift var att utveckla en tillståndsbaserad modell för utvärdering av motståndskraften mot permanenta deformationer i obundna material genom laboratorieförsök och sedan en beräkningsmetod för att förutse spårbildning i obundna lager i väggroppar.

Arbetet utfördes i två steg:

- Det första steget bestod i att definiera en testprocedur för att studera det permanenta deformationsbeteendet hos obundna material genom cykliska triaxialförsök. Dessa modeller har sedan utvärderats genom jämförelser med resultatet från cykliska triaxialförsök. Detta första arbete har presenterats i rapporten med titeln "*Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements*" (SAM-05-DE10 i SAMARIS-projektet). Hornych (2006).
- Det andra steget bestod av att utveckla numeriska metoder för att förutse spårbildning i obundna lager i vägkonstruktioner, i vilka konstitutiva modeller kunde implementeras. Metoderna utvärderades och validerades sedan mot fullskaletest utförda på LCPC.

Följande avsnitt presenterar den numeriska metoden för att beräkna permanenta deformationer i obundna lager i en väggropp. Den huvudsakliga metoden som utvecklats, är baserad på beräkningar i 3D i FE-programmet CESAR-LCPC. En enklare metod för användning för vägdimensionering har också beskrivits.

## 6.3 Utveckling av beräkningsmetod för att förutse spårbildning i obundna lager

### 6.3.1 Introduktion – Huvudsakliga antaganden för modellering

Beräkningsmetoden som har utvecklats av Hornych (2006) för lågt trafikerade vägar med uppbyggnad enligt:

- Bitumenbundet slitlager
- Bitumenbundet eller obundet bärlager
- Obundet förstärkningslager
- Terrass
- Undergrund

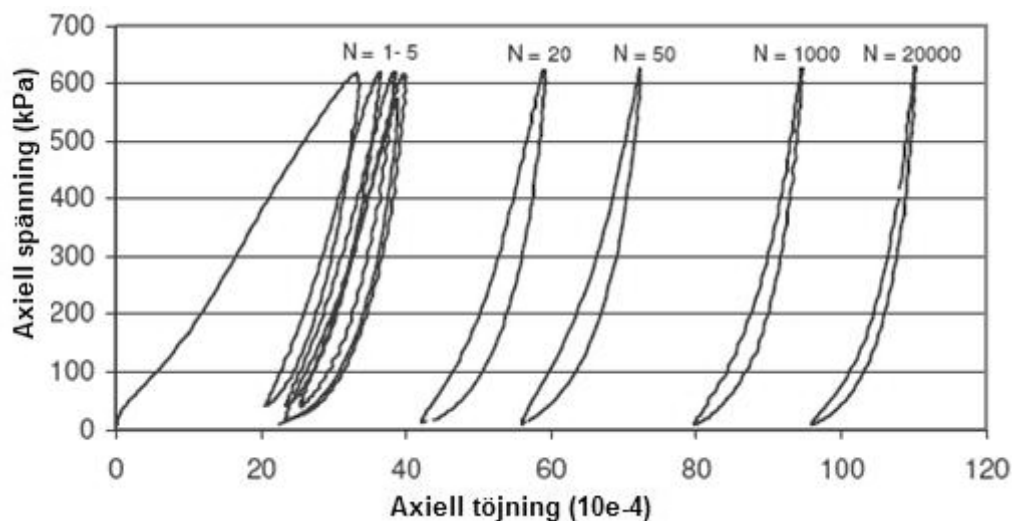
För tillfället tas enbart hänsyn till permanenta deformationer i obundna lager och de andra lagren som inte behandlas antas vara fullständigt resilienta (linjärelastiska eller visko-elastiska för bitumenbundna lager, linjär- eller olinjärelastiska för terrassen).

Beräkning av permanenta deformationer baseras på analys av cykliska triaxialförsök på obundna material i laboratorier. För princip bakom triaxialförsöken hänvisas läsaren till kapitel 3 i denna rapport eller Hornych (2006).

Hur obundna material beter sig under triaxialförsöksbelastning kan ses i Figur 35 – 37. Figurerna beskriver beteendet hos ett franskt obundet material med

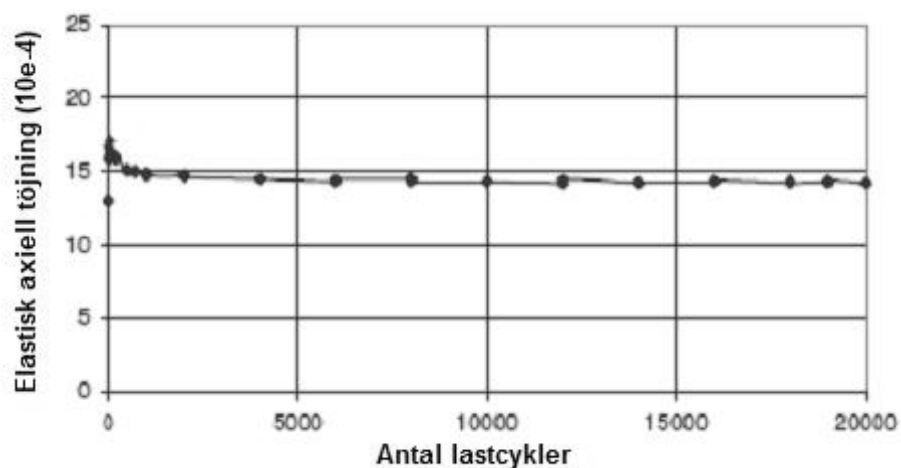
kornstorleksfördelning mellan 0-20 mm som utsätts för spänningar motsvarande de spänningar som uppkommer i en verklig vägkonstruktion.

Figur 35 ger en överskådlig bild på materialets respons med hänsyn till axiell spänning och axiell töjning under ett antal cykler. Denna respons beskrivs av ett olinjärt spännings/töjningsbeteende och ackumulation av permanenta deformationer.

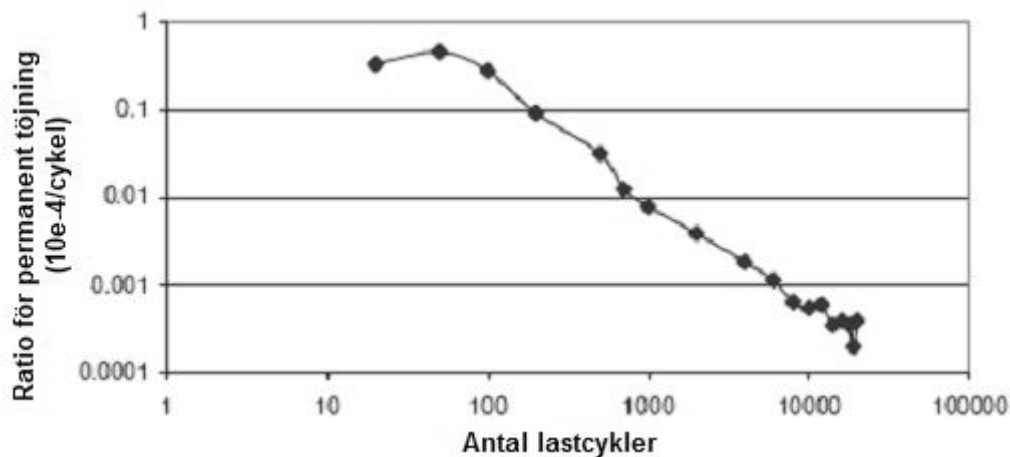


Figur 35 Axiell spännings/töjningscykler uppnådda genom cykliska triaxialförsök. Hornych (2006)

Figur 36 visar, för samma test, amplitudvariationen hos den cykliskt resilienta axiella töjningen mot antalet lastcykler. I början av testet minskar den axiella töjningen, men senare i testet håller sig amplituden hos den resilienta töjningen konstant.



Figur 36 Den cykliska variationen hos elastisk axiell töjning mot lastcykler. Hornych (2006)



Figur 37 Utveckling av permanent axiell töjning per lastcykel. Hornysh (2006)

För samma test som tidigare, visar Figur 37 variationen hos ökningen av permanent axiell töjning per lastcykel  $\Delta\sigma^p/\Delta N$ . Ökningen av den permanenta axiella töjningen minskar fortsättningsvis och går efterhand att helt och hållet bortse från jämfört med den resilienta töjningen. De experimentella trender som figurerna beskriver representerar beteendet hos många franska obundna material när de utsätts för last i en vägkonstruktion.

### 6.3.2 Beräkningsantaganden för modellering av permanenta deformationer

Från det experimentella beteendet som observeras för obundna material i triaxialförsök som utförts i SAMARIS-projektet, har fyra huvudsakliga antaganden definierats för att kunna modellera permanenta deformationer i obundna lager.

A1: Obundna material antas vara elasto-plastiska. Töjningen för dessa material kan delas upp i resilient töjning  $\varepsilon^e$  och plastisk töjning  $\varepsilon^p$ :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad (45)$$

A2: Under en lastcykel, antas ökningen av plastiska töjningar vara oändligt liten (försumbar) jämfört med resilient töjningar:

$$N = 1; \delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p \ll \underline{\underline{\varepsilon}}^e \quad (46)$$

A3: Det antas att överbliven spänning  $\sigma^{\text{överbliven}}$  (vilken uppkommer genom ansamling av permanenta töjningar) är små jämfört med spänningar vilka uppkommer av trafiklast  $\sigma^{\text{last}}$  och kan försummas:

$$\underline{\underline{\sigma}}^{\text{överbliven}} \ll \underline{\underline{\sigma}}^{\text{last}} \quad (47)$$

A4: Den resilienta delen av beteendet antas vara konstant (den antas inte påverkas av antalet lastcykler eller nivån av plastiska töjningar).



Hornych (2006) menar att ovanstående antaganden tillåter att en förenkling av beräkningen av de permanenta deformationerna görs. Under steg 1 kan plastiska töjningar försummas och spänningarna i asfalten kan beräknas genom att anta resilient beteende. Den plastiska töjningen beräknas därefter separat (i ett andra steg) genom tidigare bestämda spänningar i asfalten.

FE-modellen för att förutse spårbildning, som föreslås av Hornych (2006), har implementerats i FE-koden CESAR-LCPC. Modellen är baserad på ovan nämnda förenklingar när det gäller resilient och permanent beteende. FE-modellen kan delas in i tre delare:

- Steg 1 består i att beräkna väggkroppens resilienta responsen för de betraktade lastfallen. (Det är möjligt att ta hänsyn till olika typer av last, temperatur, etc.). Beräkningarna utförs i 3D under beräkningsverktyget CVCR. Verktöget modellerar det obundna materialets resilienta beteende under en rullande hjullasten. Hornych (2006).
- Med hjälp av de resilienta spänningarna beräknas plastiska spänningar som uppkommer av successiv belastning. Permanenta töjningar beräknas lokalt i olika punkter i väggkroppen.
- Den permanenta spårbildningen beräknas i väggkonstruktionen under ett tredje steg. De plastiska töjningarna (framtagna lokalt i olika punkter) resulterar inte från förskjutningar. Därför är det nödvändigt att bestämma de totala töjningarna med korresponderande förskjutningar.

Steg 2 och 3 beräknas med hjälp av verktyget ORNI i CESAR-LCPC. Den första versionen av verktyget utvecklades av Heck under år 2001. Verktöget har sedan genom SAMARIS-projektet utvecklats och blivit anpassad för att förutse spårbildningar i obundna material.

## **6.4 Konstitutiva modeller för cykliskt beteende hos obundna material**

I introduktionen nämndes att beräkningsmetoden kräver att modellering sker för både resilienta och permanenta deformationer. Modelleringen utförs med hjälp av konstitutiva modeller som har utvecklats från cykliska triaxialförsök. Det resilienta beteendet beskrivs av en olinjär resilient modell som är en utveckling av Boyce-modell från 1980. I SAMARIS-projektet har två modeller tagits fram för att beskriva obundna materials beteende.

- Elasto-plastisk modell
- Enklare, empirisk modell

### **6.4.1 Olinjär resilient modell**

Den modell som används för att beskriva det resilienta beteendet hos obundna material är en olinjärelastisk modell som bygger på Boyce-modellen. Enligt Hornych (2006) användes Boyce-modell från 1980 första gången i Frankrike för obundna material under 1994 och modifierades 1998 av Hornych. Modifieringen genomfördes för att ta hänsyn till materialets anisotropi. Hornych's modifiering definieras genom följande spännings/töjningsförhållande:

$$\varepsilon_v^* = \frac{1}{K_a} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[ 1 + \frac{(n-1) \cdot K_a}{6 \cdot G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 \right] \text{ och } \varepsilon_q^* = \frac{1}{3 \cdot G_a} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \frac{q^*}{p^*}$$

$$\text{med: } p^* = (\gamma \cdot \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) / 3 \text{ och } q^* = \gamma \cdot \sigma_1 - \sigma_3 \quad (48)$$

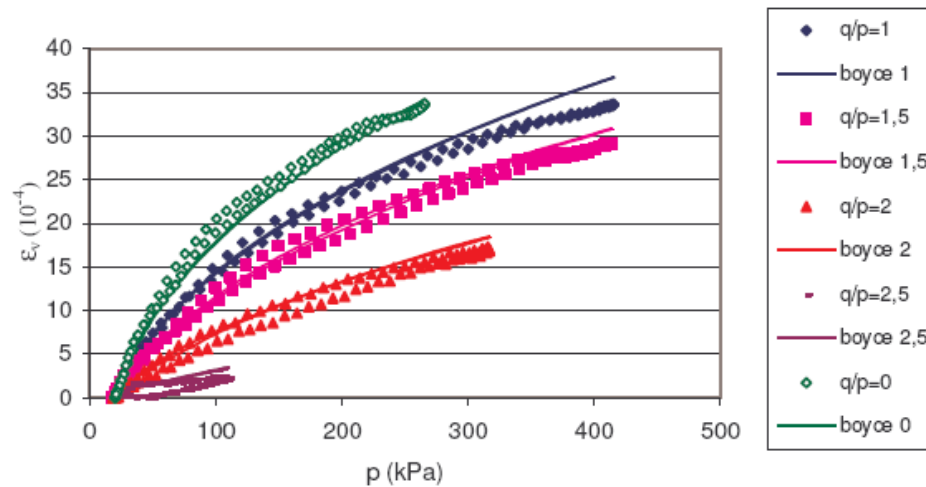
$$\varepsilon_v^* = \frac{\varepsilon_1}{\gamma} + 2 \cdot \varepsilon_3 \quad \text{och } \varepsilon_q^* = \frac{2}{3} \cdot \left( \frac{\varepsilon_1}{\gamma} - \varepsilon_3 \right)$$

$K_a$ ,  $G_a$ ,  $n$  och  $\gamma$  är modellparametrar

Parametern  $\gamma$  karakteriserar materialets anisotropi. Den vertikala resilientmodulen  $E_v$  och den horisontella resilientmodulen  $E_h$  har förhållandet  $\gamma$  som följer:

$$\frac{E_h}{E_v} = \gamma^2 \quad (49)$$

Vid triaxialförsök är förhållandet  $\gamma < 1$ , vilket betyder att materialet är styvare i den vertikala riktningen än i den horisontella ( $E_v > E_h$ ). Ett exempel på hur Boyce-modell har korrigerats med hänsyn till anisotropi beskrivs i Figur 38 nedan. Figuren jämför experimentellt framtagna (triaxialförsök) och beräknade (från Boyce-modell) resilienta volymetriska töjningar mot resilienta skjvtöjningar som uppstår genom lastcykler med olika spänningsproportioner  $q/p$ .



Figur 38 Exempel på förutsägning av resilient töjning genom Hornych's modifierade modell. Hornych (2006)

## 6.4.2 Empirisk permanent deformationsmodell

Den permanenta deformationsmodell som först valdes var en empirisk modell som är utvecklad av Gidel under 2001 genom triaxialförsök. Modellen beskriver variationen av permanenta axiella töjningar ( $\varepsilon_r^p$ ) som en funktion av antalet lastcykler ( $N$ ) och de maximala cykliska spänningarna ( $p_{max}$  och  $q_{max}$ ). Hornych (2006)

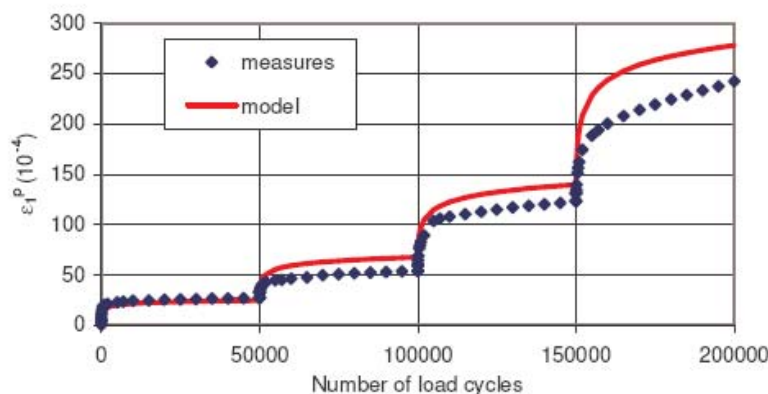
$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_{10}^p \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N}{N_0} \right)^{-B} \right] \cdot \left[ \frac{L_{\max}}{p_a} \right]^n \cdot \frac{1}{\left( m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (50)$$

där:  $L_{\max} = (p_{\max}^2 + q_{\max}^2)^{1/2}$ ,  $p_a = 100$  kPa,  $N_0$  är referensantalet av lastcykler,  $\varepsilon_{10}^p$ ,  $B$ ,  $n$ ,  $m$ ,  $s$  är modellparametrar.

Den empiriska modellens fördelar är att den är enkel, men den har flera begränsningar:

- Den beskriver enbart variationen hos den permanenta axiella töjningen.
- Den kan inte beskriva materialets respons vid godtycklig last, ty den är inte skriven på inkremental form.

Figur 39 visar en jämförelse mellan Gidel's beräkningar och uppmätta permanenta deformationer. Testet inkluderar 4 laststeg med vardera 50 000 cykler per steg. Varje laststeg har samma spänningsförhållande  $q/p = 2$ , men med ökande spänningsamplitud. Hornych (2006)



Figur 39 Exempel på förutsägning av permanenta deformationer. Hornych (2006)

### 6.4.3 Elasto-plastisk modell

Enligt Hornych (2006) introducerades, med hänsyn till den empiriska permanenta deformationsmodellens begränsningar, en andra mer utvecklad elasto-plastisk modell. Den nya modellen som har använts utvecklades av Chazallan under 2000 i sammanbete med LCPC. Modellen tar hänsyn till isotropisk och kinematisk härdning och tillåter simulering av både monoton respons och cyklisk respons med stort antal lastcykler ( $10^5$ - $10^6$ ). Det elastiska beteendet beskrivs av Hornych's modifierade modell från avsnitt 6.4.1. Den plastiska delen av modellen är baserad på skjuvningsfunktionen och den plastiska potentialen för den icke-associativa Hujoux-modellen från 1985 i dess enklaste form.

## 6.5 Modellering av resilient respons i en väggkropp – CVCR-verktyget i CESAR-LCPC

För att förutse spårbildning är det första steget att beräkna de resilienta spänningar i väggkroppen. CVCR-verktyget i CESAR-LCPC, som utvecklades av LCPC för att modellera resilient beteende i bitumenbundna lager, används som hjälp i detta beräkningssteg. Principen bakom CVCR beskrivs nedan. Hornych (2006)

### 6.5.1 Huvudsakliga karaktärsdrag i CVCR

CVCR-verktyget var från början tänkt att modellera visko-elastiskt beteende hos bitumenbundna material med användning av Huet-Sayegh's visko-elastiska modell. Hornych (2006). Två olinjärelastiska modeller utvecklades för obundna material som implementerades i CVCR. De två olinjära elastiska modellerna som implementerades var Hornych's modifierade modell (vilken används här) och den vida använda  $K-\theta$ -modellen. Hornych (2006)

### 6.5.2 Användning av CVCR för beräkning av spårdjup

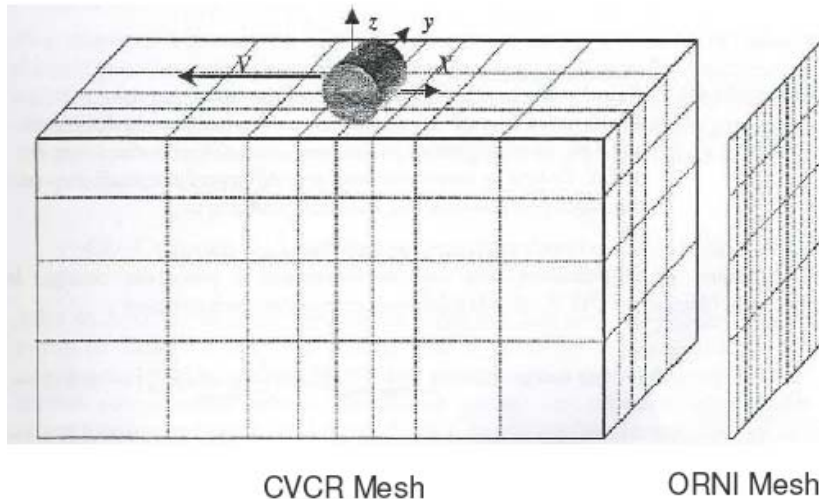
Anledningen till att spårbildningar i väggkroppar uppkommer är att små tillskott av permanenta deformationer samlas i väggkroppen under vägens livstid. Under vägens livstid blir vägen påverkad av vertikala laster, klimatförhållanden (fukt, temperatur, frost och så vidare) vilket påverkar vägens tillstånd. Den föreslagna metoden för att beräkna spårdjup i vägen tillåter att hänsyn tas till dessa faktorer genom:

- Olika parametrar för material (olika mekaniska egenskaper vid olika fukthalter)
- Olika vägtemperaturer (känslighet för temperatur i bitumenbundna material)
- Olika typer av last (axellaster)
- Olika lasthastigheter
- Olika laterala positioner hos lasten

Med anledning av detta, är första steget i beräkningen att beräkna resilienta spänningar som svarar mot varje lastkombination. Beräkningarna utförs separat och dess resultat sparas i separata CVCR-filer. CVCR-filerna överförs till ORNI, vilket beräknar permanenta deformationer. ORNI beräknar spårdjupet i 2D vinkelrätt mot vägens längdriktning. ORNI förklaras mer detaljerat nedan. Hornych (2006)

FE-näten som används i CVCR och ORNI sammanfaller inte då:

- i CVCR används ett relativt enkelt nät för att spara beräkningstid
- i ORNI krävs ett större antal element i den laterala riktningen, se i Figur 40, för att öka tillförlitligheten och för att tillåta variabla laterala positioner.



Figur 40 Överblick av två FE-nät som används i beräkningen. Hornyh (2006)

## 6.6 Modellering av spårbildning – ORNI-verktyget i CESAR-LCPC

### 6.6.1 Generella egenskaper hos ORNI

I ORNI är alla vägegenskaper konstanta i vägens längdriktning (x-riktningen) och lasthastigheten är konstant. Under dessa förhållanden är spårbildningen oberoende av positionen i x-led (det vill säga att spårbildningen är samma i alla longitudinella positioner). Detta betyder inte att spårbildningen sker enbart med hänsyn till töjningar i y-z-led utan förskjutningen har även en komponent  $u$  i riktningen x. Med anledning av detta utförs beräkningen i 3D. Det FE-nät som används av ORNI består av ett lager (i x-riktningen) och rektangulära element i y-z-riktningarna. Beräkningarna delas in i två delar: Hornyh (2006)

- En plan töjningsberäkning för att bestämma parametrarna  $v$ ,  $w$  av förskjutningen (i y,z-planet) och tillhörande töjningar  $\epsilon_{YY}$ ,  $\epsilon_{ZZ}$ ,  $\epsilon_{YZ}$ .
- En ickeplan beräkning, för att bestämma förskjutningen  $u$  i x-planet med tillhörande töjning  $\epsilon_{XY}$ ,  $\epsilon_{XZ}$ .

Lösningen till de två problemen adderas sedan för att bestämma den fullständiga töjningen och därmed förskjutningen.

ORNI-beräkningen utförs i tre steg: Hornyh (2006)

- Först läser programmet all indata – så som nät, parametrar, lastkaraktistik (temperatur, lasttyper, lasthastigheter, lastplacering), etc. Den läser också de resilienta spänningar som beräknats i CVCR för alla betraktade lastegenskaper.
- Det andra steget består i att beräkna och addera permanenta töjningar som svarar mot den successiva tillförseln av alla laster. Detta utförs inte cykel för cykel, utan väggroppens livslängd delas in i olika perioder. För tillfället beräknas permanenta töjningar genom den empiriska permanenta deformationsmodellen men den elasto-plastiska modellen och andra modeller kan även användas.

- Steg tre består av den strukturella beräkningen. Den beräknar förskjutningar efter ett stort antal laster som definieras av användaren, till exempel vid vägens livstidsslut eller vid godtyckligt vald tidpunkt. Eftersom de permanenta töjningarna beräknas lokalt vid olika punkter uppkommer de inte ifrån förskjutningsfält.

### 6.6.2 Beräkning av elementökning av permanenta töjningar

Ökningen av permanenta töjningar som sker i varje element  $\Delta \varepsilon^p(i,j,k)(N)$  som produceras av en given lastsituation  $(i,j,k)$  beräknas genom att använda en av de konstitutiva permanenta deformationsmodeller för obundna material. Förtillfället är det i SAMARIS-projektet bara möjligt att använda ORNI med Gidel's empiriska modell (avsnitt 6.4.2). Denna modell beskriver bara den permanenta axiella töjningen  $\varepsilon_1^p(N)$ .  $\varepsilon_1^p(N)$  är en produkt av två funktioner  $f(N)$  och  $g(p_{max}, q_{max})$ :

$$\varepsilon_1^p(N) = f(N) \cdot g(p_{max}, q_{max}) \quad (51)$$

$\Delta \varepsilon(i,j,k)P(N)$  beräknas med denna modell i varje koordinat i ORNI-nätet enligt:

- Först bestäms maximala spänningar  $(p_{max}, q_{max})$  som motsvarar den applicerade resilienta spänningen vid denna punkt. Huvudspänningsriktningen bestäms för motsvarande töjningsökning vid maximala spänningsstadiet som beräknas i dessa huvudspänningsriktningar.
- Därefter bestäms ett ekvivalent antal lastcykler  $N_{eq}$  som motsvarar den verkligt uppstådda permanenta axiella deformationen  $\varepsilon_1^p$  genom:

$$N_{eq} = f^{-1} \left[ \frac{\varepsilon_1^p}{g(p_{max}, q_{max})} \right] \quad (52)$$

- sedan fås  $\delta \varepsilon_1^p(i,j,k)(N)$  för varje lastkombination genom:

$$\delta \varepsilon_{1i,j,k}^p(N) = [f(N_{eq} + 2) - f(N_{eq} + 1)] \cdot g(p_{max}, q_{max}) \quad (53)$$

- för att få fram den slutliga töjningsökningen  $\delta \varepsilon^p(i,j,k)(N)$  antas det att den radiella permanenta deformationen är proportionell mot den axiella töjningen:

$$\delta \varepsilon_2^p = \delta \varepsilon_3^p = \alpha \cdot \delta \varepsilon_1^p \quad (54)$$

- Slutligen ändras den permanenta töjningsökningen från huvudspänningsriktningarna till strukturens referensriktningar.

### 6.6.3 Beräkning av förskjutningen (spårdjupet)

Beräkningen av totala förskjutningen (spårdjupet) kan utföras vid godtyckligt antal lastcykler ( $N$ ). För att beräkna förskjutningen tas hänsyn till den jämvikt som råder i obelastat tillstånd. Under detta förhållande finns det i strukturen en liten resilient spänning  $\sigma^r$  kopplad till den plastiska töjningen  $\varepsilon^p$ . Den ansats som används i detta fall är att den resilienta spänningen stegvis kommer att försvinna på grund av krypning, och på så sätt skapa större töjningar. Dessa tillkommande töjningar, och även den totala töjningen  $\varepsilon^{rut}$ , bestäms genom ett enkelt tillvägagångssätt som antar linjärelastiskt förhållande mellan resilienta spänningar och de tillkommande töjningarna: Hornyh (2006)

$$\underline{\underline{\sigma}}^r = \underline{\underline{E}}_0 : (\underline{\underline{\varepsilon}}^{rut} - \underline{\underline{\varepsilon}}^p) \quad (55)$$

Resilientmodulen går mot noll vilket försäkrar att de resilienta spänningarna försvinner. Således kan de totala töjningarna  $\varepsilon^{rut}$  och de tillkommande förskjutningarna bestämmas genom att lösa detta linjärelastiska problem i en FE-modell. Hornyh (2006)

I denna beräkning kan ett godtyckligt värde på resilientmodulen  $E_{0,UGM}$  användas i de obundna lagren och efteråt sätts de resilienta spänningarna till noll. De andra lagren i vägkonstruktionen behandlas enligt:

- Det bitumenbundna lagret antas följa de deformationer som uppkommer i underliggande lager och resilientmodulen hos de bitumenbundna materialen  $E_{0,BC}$  (också godtyckligt) kan också försummas i jämförelse med  $E_{0,UGM}$ .
- Inga permanenta deformationer antas uppstå i undergrunden. Och undergrunden har då således en mycket hög resilientmodul i jämförelse med  $E_{0,UGM}$ .

## 7 Introduktion av amerikanska Design Guiden

Den amerikanska Design Guiden har sitt ursprung ur den gamla dimensioneringsguiden kallad AASHTO från 1986. AASHTO är väldigt lik den svenska dimensioneringsguiden ATB Väg 94. Båda ovan nämnda dimensioneringsguider grundar sig till stor del på tabeller och formler som bygger på erfarenhet från tidigare byggda projekt. De båda metoderna som används för dimensionering av bärighet och responsberäkning, beräknar enbart spänningar och töjningar i väggroppen och tar inte hänsyn till vägens tillstånd efter ett antal års användning.

Syftet med den nyutvecklade Design Guiden är att ta dimensioneringen ett steg längre. Design Guiden är ett steg i utvecklingen mot att förbättra användning av materialegenskaper och dess påverkan på vägtillståndet.

Design Guiden behandlar inte bara vissa lager i vägen, utan tar hänsyn till alla vägens skikt. Guiden bygger sin dimensioneringsprocedur på statistik och materialkonstanter. Nedan följer en beskrivning av hur guiden används vid dimensionering med hänsyn till spårbildningar i obundna lager.

### 7.1 Bakgrund

#### 7.1.1 Design Guidens mål

Det översiktliga målet med ”*Design Guiden för mekanistisk-empirisk dimensionering av nya och renoverade väggroppar*” (här efter kallad Design Guide) är att tillhandahålla ett verktyg för att dimensionera nya och renoverade vägar med hjälp av mekanistisk-empiriska (M-E) principer. Målet uppnås genom utveckling av följande:

- Själva Design Guiden, vilken är baserad på sammanfattande procedurer för dimensionering av vägar med användning av befintliga M-E teknologier.
- Användarvänliga beräkningsprogram och handledning baserad på Design Guide-proceduren.

Design Guiden representerar en omvärdering i hur väggroppars dimensionering utförs. Utformaren betraktar först platsförhållanden (trafik, klimat, terrass, nuvarande vägkondition för renovering) och konstruktionsförhållanden genom att föreslå en provdimensionering för nybyggnation eller renovering. Provdimensioneringens lämplighet utvärderas sedan enligt förutsägning av huvudbelastningar och jämnhet. Om dimensioneringen inte möter erforderligt prestationskrav, revideras den och dimensioneringsprocessen upprepas vid behov. Med hänsyn till detta, är konstruktören fullt involverad i dimensioneringsprocessen och har flexibiliteten att betrakta flera olika dimensioneringsutföranden och material för de befintliga platsegenskaperna. Detta tillvägagångssätt tillåter optimering av dimensioneringen och försäkras om att de specifika belastningsförhållandena inte utvecklas.

Design Guidens M-E-format tillhandahåller ett ramverk för framtida vidare förbättring, för att gå hand i hand med förändringar i trafik, material, konstruktion, dimensioneringskoncept, datorer och så vidare. Riktlinjer för implementering och träning av anställda förbereds för att underlätta användning av den nya



dimensioneringsmetoden och även strategier för att uppnå en viss acceptans inom transportsamhället. NCHRP (2004)

### 7.1.2 Behov av dimensioneringsguiden

HCHRP utförde under 1950-talet ett stort vägtest, AASHO-testet. Testet utfördes under två år och flertalet ingående variabler kontrollerades (stabilitet, trafik, ytmaterial, etc.). Med grund i detta vägtest utvecklades AASHTO Guiden under 1986.

De olika versionerna av AASHTO Guide (och även ATB Väg) för dimensionering av vägkonstruktioner har hjälpt till mycket under de senaste årtiondena, dock finns många stora begränsningar för dess fortsatta användning som Amerikas primära vägdimensioneringsmetod: NCHRP (2004)

- Trafiklastsbrister: Tung trafiks dimensioneringsvolym har ökat enormt (ungefär 10-20 gånger) sedan dimensioneringen av vägnätet under 60-talet. Detta innebär att användning av denna procedur för moderna trafikflöden kräver att konstruktören måste extrapolera fram värden långt från vad som är rimligt för denna metod.
- Renoveringsbrister: Vägars renoveringsdimensionering har inte tagits hänsyn till i AASHO:s vägtest. Procedurer i 1993 års guide är helt och hållet empiriska och väldigt begränsade, speciellt med hänsyn till tung trafik.
- brister av klimateffekter: med hänsyn till att AASHO:s vägtest utfördes enbart på en specifik geologisk plats är det omöjligt att ta hänsyn till klimateffekter på vägen.
- Bristfälliga terrasser: Enbart en typ av terrassmaterial testades under testet, men många olika terrassmaterial finns tillgängliga beroende på plats i landet.
- Brister i ytmaterial: Enbart en asfaltblandning (HMA) och en Portlandcementblandning (PCC) användes under vägtestet. I dag finns det ett flertal olika asfaltblandningar och cementblandningar till vilka fullständig hänsyn inte kan tas.
- Brister i överbyggnaden: Enbart två obundna material i förstärknings- och bärlagermaterial testades i AASHO-testet (begränsade tester utfördes på stabiliserade förstärkningslager). Dessa material uppvisade markant sänkning av modulen på grund av frost och erosion.
- Brister i lastbilskaraktisering: Hjulupphängning, axelkonfiguration, däckstyp och däckstryck representerar de typer som fanns under 1950-talet.
- Brister i konstruktion och dränering: Vägutformning, material och konstruktion representerades av dem som användes under vägtestet.
- Brister i livslängden: På grund av testets försökstid, kontrollerades inte inverkan av klimateffekter och åldring av materialen. AASHO-testet utfördes under två år och dagens vägar har en teknisk livslängd på mellan 20 och 50 år.
- Brister i tillförlitlighet: 1986 års AASHTO Guide inkluderar en procedur som behandlar tillförlitligheten hos dimensioneringen, men denna har aldrig validerats riktigt.

Den huvudsakliga kontrollen hos en vägs tillstånd i tidigare procedurer var servicenivån och den faktor som påverkar servicenivån var longitudinal profil. Dock uppkommer, i många fall för konstruktörerna, att det är andra faktorer som påverkar – så som sprickbildning, spårbildning och fogbrott.

Vid utvecklingen av 1986-års AASHTO-guide bestämdes det att framtida dimensioneringsprocedurer ska grundas på M-E-principer. För att göra dimensioneringen praktisk, var det då tvunget att konstruktörerna hade tillgång till datorer med tillräcklig datorkraft för att utföra det avancerade beräkningarna. Dagens tillgång till datorkraft gör det möjligt att dimensionera vägar med M-E-principen. NCHRP (2004)

### **7.1.3 Fördelar med mekanistisk-empirisk procedur**

#### Betydelse av ökad hållbarhet hos vägen

Värdet av långtidstillstånd för vägdimensionering undersöktes i en studie som visar fördelarna med att använda Design Guiden på så sätt att den ökar vägens livslängd. Den förbättrade tekniken för dimensionering av vägar och dess renoveringar som implementerades i Design Guiden förväntas öka vägens hållbarhet, vilket resulterar i en ekonomisk vinst för väghållarna (låg kostnad för renovering och underhållning) samt för vägbrukare (reducering av fördröjning). Studien antyder att livscykelkostnaderna kan sänkas med upp till 10 % för statliga vägverk om Design Guiden används fullt ut. NCHRP (2004)

#### Ytterligare praktiska fördelar

Ytterligare fördelar med den mekanistiska dimensioneringsmetoden, vilka var svåra att ”sätta fingret på”, identifierades i 1986 års Guide: NCHRP (2004)

1. Konsekvenserna av de nya lastförhållandena kan utvärderas.
2. Bättre användning av tillgängliga material kan betraktas.
3. Förbättrade procedurer för att utvärdera för tidig belastning kan utvecklas och det är möjligt att analysera varför vissa vägkroppar överstiger deras dimensioneringsförväntningar.
4. Åldring kan inkluderas i tillståndsuppskattningar.
5. Säsongs effekter så som tjällossning kan inkluderas i tillståndsuppskattningar.
6. Följden av terrasserodering under styva vägkroppar kan utvärderas.
7. Metoder kan utvecklas för att bättre utvärdera långtidsvinsten av att införa en förbättrad dränering i vägkonstruktionen.

#### Fördelar med potentiella framtida fortsatta förbättringar

En annan viktig fördel med det mekanistiska tillvägagångssättet är att i denna kan framtida förbättringar direkt implementeras, till skillnad från andra empiriska procedurer. Exempel på förbättringar är bättre spårdjupsmodell, förbättrad skadeframkallningsalgoritm och förbättrade laboratorieförsök. Med hänsyn till denna direkta implementering, kommer proceduren inte att bli föråldrad med tanke på ändringar i trafik, fordonstyper, laster och så vidare. NCHRP (2004)

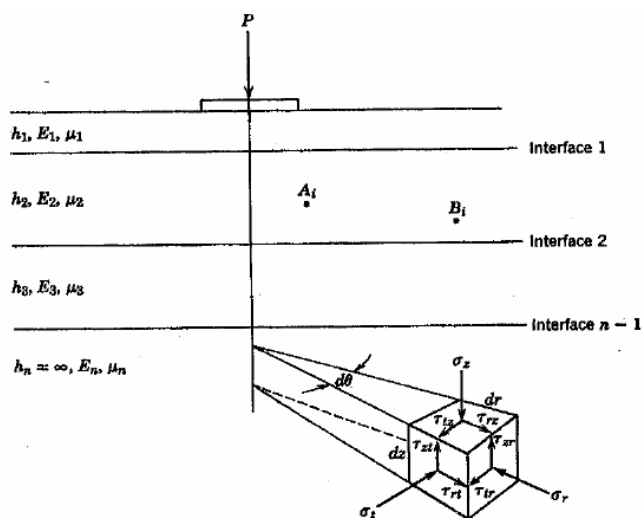
## **7.2 Principer bakom den mekanistiska proceduren**

Det mekanistiska tillvägagångssättet har många fördelar på vägdimensioneringen, sett från en ingenjörss synvinkel. ”Mekanistisk” syftar på användandet av ingenjörsmekanik, vilket leder till en rationell dimensioneringsmetod. Yoder och Witczak utvecklade 1975 en teori som visade för att en dimensioneringsprocess ska vara rationell måste den uppfylla tre element; teorin som används för att förutsäga

brott- eller spänningsparametrar, utvärdering av materialparametrar till den valda teorin samt bestämningen av relationen mellan parametrarna och den valda tillståndsnivån. Design Guiden betraktar alla dessa element. NCHRP (2004)

Figur 41 visar det generella konceptet bakom ett elastiskt multilagersystem som definieras av Yoder & Witczak från 1975. Generellt kräver den analytiska lösningen på problemet ett flertal antaganden för en väggkropp av elastisk multilagerkaraktär med spänning eller töjning. Några av dessa antaganden är: NCHRP (2004)

- Materialegenskaper för varje lager är homogent, det vill säga egenskaper i punkt A är samma som i punkt B.
- Varje lager har en ändlig tjocklek förutom det understa lagret, och alla lager är oändliga i laterala riktningen.



Figur 41 Generellt elastiskt multilagersystem. NCHRP (2004)

- Varje lager är isotropiskt, det vill säga att egenskaperna i en specifik punkt A är de samma i varje riktning eller orientering.
- Full friktion utvecklas mellan varje lagergräns.
- Ingen ytskjuvning existerar.
- Spänningarna karakteriseras av två materialegenskaper för varje lager, Poisson's tal och elasticitetsmodulen  $E$ .

Yoder och Witczak visar att vid en given punkt i lagret krävs för statisk jämvikt nio spänningar. Figur 41 visar dessa spänningar i ett polärt koordinatsystem, där spänningarna verkar i vertikal- ( $z$ ), radiell- ( $r$ ) och tangentiell- ( $t$ ) planen. Dessa spänningar är sammansatta av tre normalspänningar ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$ ) som verkar vinkelrätt mot elementytan och sex skjuvspänningar ( $\tau_{rt}$ ,  $\tau_{tr}$ ,  $\tau_{rz}$ ,  $\tau_{zr}$ ,  $\tau_{tz}$ ,  $\tau_{zt}$ ) som verkar parallellt mot elementytan. Statiska jämviktsförhållanden visar också att skjuvspänningarna som verkar på korsande elementytor är lika. Därmed är  $\tau_{rz} = \tau_{zr}$ ,  $\tau_{rt} = \tau_{tr}$  och  $\tau_{tz} = \tau_{zt}$ . Vid varje punkt i systemet, finns det en viss orientering av elementen så att varje verkande skjuvspänning är noll. Normalspänningarna under denna orientering är definierade som huvudspänningar och betecknas  $\sigma_z$  (stor),  $\sigma_r$  (mellan) och  $\sigma_t$  (liten). Summan av dessa huvudspänningar i en viss punkt definieras som bulkspänningen  $\theta$ . NCHRP (2004)

Betraktas det treaxiella spänningstadiet i ett godtyckligt element, ges töjningarna av följande ekvationer: NCHRP (2004)

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_t)] \quad (56)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_r - \mu(\sigma_t + \sigma_z)] \quad (57)$$

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_t - \mu(\sigma_r + \sigma_z)] \quad (58)$$

Med grund i dessa tre allmänna ekvationer, bestäms den typ av teori som används genom tre egenskaper av respons hos materialbeteendet. Dessa egenskaper är förhållandet mellan spänning och töjning (linjär eller olinjär), töjningens tidsberoende under konstant spänning (viskös eller icke-viskös) samt hur materialet återhämtar sig efter spänningen har släppts (plastisk eller elastisk). Vissa empiriska delar av M-E-metoden relaterar till karakteriseringen av material eller till trafik, klimat, eller till andra indata i dimensioneringsprocessen. Andra empiriska delar i guiden relaterar till fälttillståndsdata som används för att motsvara ackumulerad skada. NCHRP (2004)

Generellt svarar flexibla och styva vägkonstruktioner mot laster på så olika sätt att det är fundamentala skillnader i hur analysteorierna används. Enkelt förklarar så används inte olinjära spännings/töjningsförhållanden för styva vägkonstruktioner, men ojämnheter så som sprickor och fogar är viktiga. För flexibla vägkonstruktioner är det motsatta viktigt där olinjära förhållanden mellan spänningar och töjningar är av stort intresse medan ojämnheter har mindre betydelse. NCHRP (2004)

Dimensioneringsmetodens och analysens mekanistiska tillvägagångssätt är mycket mer rationell än den empiriska, men den är också mycket mer invecklad och datorkraftskrävande. Som nämnts tidigare, var M-E-metoden inte praktiskt tillämpbar för än de kraftfulla datorerna introducerades, eftersom höga krav ställdes i samband med beräkningar av differentialekvationer och finita elementmatriser som används i de olika modellerna. NCHRP (2004)

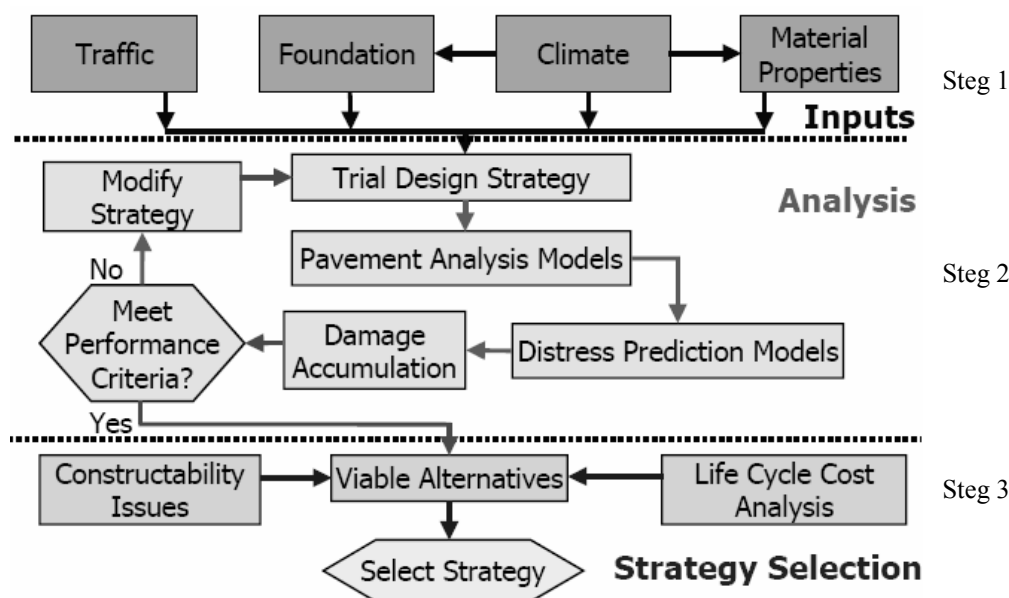
## 7.3 Tillvägagångssätt för dimensionering

### 7.3.1 Allmänt

Detta avsnitt presenterar en stor ändring av hur dimensioneringen utförs. Dimensioneringsmetoden som tillhandahålls av Design guiden består av tre huvudsteg, se Figur 42.

Steg 1 består i att utveckla indata för analys. I detta steg, identifieras potentiella strategier för att behandla analyssteget. Ett huvudsteg i denna process är grundanalys. För nya vägar består grundanalysen av att bestämma styvheten och, där det behövs, en utvärdering av volymändring, tjällossning och dränering med mera. Som del av grundanalysen ingår förbättring av terrassen genom förstärkning och dränering. NCHRP (2004)

Under det första steget utvärderas även materialkarakterisering och trafikdata. Den förbättrade integrerade klimatmodellen (Enhanced Integrated Climate Model, EICM) är en effektiv modell för att bestämma effekterna av klimatförändringar, och används för att modellera temperatur och fukt i varje lager i vägkonstruktionen. Den version av EICM som används i Design Guiden är baserad på förbättringar av en tidigare version kallad Integrerade klimatmodellen (ICM). NCHRP (2004)



Figur 42 Allmän dimensioneringsgång för flexibla vägkonstruktioner. NCHRP (2004)

Klimatmodellen bearbetar timvis klimatdata från väderstationer runt om i Amerika (temperatur, regn, solstrålning, molntäcke och vindhastigheter). Vägkroppens lagertemperaturer och fuktförutsägelser från EICM beräknas timvis över vägens dimensionerade livslängd och används på olika sätt för att utvärdera materialegenskaper för grunden och väglagren. Tjäldjupet bestäms och den slutgiltiga elasticitetsmodulen uppskattas ovanför och under detta djup. NCHRP (2004)

Steg 2 i dimensioneringsgången är den strukturella tillståndsanalysen. Detta steg följer en iterativ process som leder till en första provdimensionering. Provdimensioneringen skapas av konstruktören, och bygger på en befintlig konstruktion eller en dimensioneringstabell. Provdimensioneringen kräver uppskattningar av lagertjocklekar, geometriska egenskaper, materialegenskaper samt många andra indata. Provdimensioneringen analyseras stegvis med användning av responsmodellerna. Analysresultatet ger den ackumulerade skadan på vägen. Om provdimensioneringen inte uppfyller alla krav, modifieras dimensioneringen och omprövas tills kraven är uppfyllda. NCHRP (2004)

Steg 3 består av att strukturellt utvärdera de praktiska alternativen till dimensioneringen. Utvärderingen innehåller bland annat en ingenjörsmässig analys och en livscykelkostnadsanalys. NCHRP (2004)

Ytterligare kan nämnas att följande betraktningar inkluderas i dimensionering av nya och renoverade väggroppar: NCHRP (2004)

- Grund/Terrass
- Befintligt vägförhållande
- Vägmateriäl
- Konstruktionsfaktorer
- Klimatfaktorer (temperatur och fukt)
- Trafikbelastning
- Stödremsedimensionering
- Vägars tillstånd (huvudpåkänningar och jämnhet)
- Dimensioneringspålitlighet
- Livscykelkostnader

Guiden kan inte inkludera alla fältförhållanden som uppstår i varje region i USA. Det är därför nödvändigt för konstruktören att modifiera Guiden för lokala förhållanden. Till exempel är material- och konstruktionsspecifikationer inte specificerade i denna Guide, men de är väldigt viktiga att betrakta för helheten av dimensioneringen. Effekten av säsonsberoende klimat på material och framtida trafikutveckling bör undersökas noggrant. NCHRP (2004)

### 7.3.2 Tre hierarkiska noggrannhetsnivåer

Det hierarkiska tillvägagångssättet för dimensioneringsnoggrannheten är ett nytt sätt att dimensionera vägar, som inte finns tillgängligt i tidigare versioner av AASHTO. Detta tillvägagångssätt ger konstruktören möjlighet till en stor mängd variationer vad gäller indata. Det hierarkiska tillvägagångssättet är integrerat för data gällande trafik, material och klimatsynpunkter. I allmänhet finns tre nivåer tillgängliga: NCHRP (2004)

- Nivå 1: I detta stadiet erhålls data med högst noggrannhet, och därmed den minsta osäkerheten eller det minsta felet vid dimensionering. Denna nivå bör användas vid dimensionering av tungt trafikerade vägar eller vägar med stor kostnad vid uppträdande av tidigt brott. Nivå 1-data kräver laboratorie- och fältundersökningar, till exempel dynamisk testning av asfaltmodulen, fältspecifika axellaster eller ickedestruktiva materialtester. Dimensionering och beräkning med nivå 1 utförs med FE-modellering. Beräkning och analys i nivå 1 kräver mycket datorkraft och är tidskrävande.
- Nivå 2: I detta stadiet erhålls data med medelmåttlig noggrannhet och liknar det tillvägagångssätt som användes med tidigare AASHTO Guidens linjärelastiska beräkningar, där enbart spänningar och töjningar beräknas. Användning av denna nivå bör utföras när resurser eller utrustning för materialtester inte finns tillgängliga. Indata för nivå 2 är vanligen användarvalda, tas fram från begränsade testningsprogram eller kan uppskattas genom korrelering. Exempel på detta är uppskattning av asfaltens dynamiska modul från bindmedel, ballast eller blandningsegenskaper.
- Nivå 3: I detta stadiet erhålls data med undermålig noggrannhet. Denna nivå kan användas vid dimensionering av vägar där konsekvenserna är minimala vid tidiga brott. Indata är vanligen användarvalda eller tabellerade medelvärden från regionen. Exempel på detta är grundvärden på obundna materials resilientmodul.

### 7.3.3 Trafikkaraktisering

Guiden betraktar trafikbelastning i form av axellaster. Olika typer av axlar är singel- och dubbelaxlar. Mjukvaran i guiden använder antalet tunga fordon som en helhetsindikator på trafikbelastning.

Hierarkinivån för trafikdata är: NCHRP (2004)

- Nivå 1, det rekommenderade tillvägagångssättet för vägar med högt trafikflöde kräver uppsamling och analys av fältspecifik trafikdata som inkluderar fordonsräkning i klasser, fil och riktning. Trafikflödena för varje fordonsklass är prognostiserade för dimensioneringens analysperiod. Antalet av varje fordonsklass används för att uppskatta axellasterna.
- Nivå 2 är liknande nivå 1 och den kräver också fältspecifik volym- och klassificeringsdata. Däremot kan stats- eller regionaldefinierade axellaster för varje fordonsklass användas för att uppskatta lasterna över analysperioden.
- Nivå 3 ska förse vägen med fördefinierade laster för specifik funktionell klass. Konstruktören använder dessa fördefinierade värden för tillgängliga eller uppskattad trafikflödesdata.

### 7.3.4 Materialkaraktisering

#### 7.3.4.1 Allmänt

Riktlinjer för materialkaraktisering finns tillgängliga så att konstruktören kan välja korrekta materialegenskaper till analysen i dimensioneringsprocessen. Materialparametrar som behövs för dimensioneringen kan klassificeras i en av tre större grupper: NCHRP (2004)

- Materialindata för responsmodell
- Materialrelaterat brottkriterium
- Andra materialegenskaper

Material för indata till responsmodellen relaterar till resilientmodul och Poisson's tal vilka karakteriserar lagerbeteendet i modellen. Bundna material uppvisar ett linjär eller nästan linjärt spänning/töjningsförhållande. Obundna material uppvisar spänningsberoende egenskaper. Generellt uppvisar obundna material spänningshärdning, det vill säga materialets modul ökar med ökad spänning. Finkorniga material uppvisar spänningsförsvagning, det vill säga materialets modul minskar med ökad spänning. I praktiken kan antagna värden på Poisson's tal användas för rutinmässiga M-E-dimensioneringar som bygger på isotropiska, elastiska analysmodeller. Poisson's tal kan användas för att parametern har väldefinierade gränser för specifika material och på grund av att responsmodellens spännings-, töjnings- och förskjutningsresultat inte är speciellt känsliga mot just denna parameter. NCHRP (2004)

Materialparametrar som beskriver vägens brottkriterium kopplas normalt till materialmotstånd (tryckmotstånd och brottmodul) eller till den verkliga effekten av brottet (permanenta deformationer). NCHRP (2004)

Andra materialegenskaperna beskrivs associerande egenskaper som krävs av dimensioneringen. Exempel på materialegenskaper är termoexpansion och krympningskoefficient för både asfaltmaterial och PCC-material. NCHRP (2004)

### 7.3.4.2 Nivåer av materialkaraktisering

Materialkaraktiseringen är definierad vid tre olika nivåer 1, 2 och 3. Data i nivå 1 är härlett från laboratorie- och fältförsök. Data i nivå 2 korrelerar mot tillgängliga testdata. Data i nivå 3 är vanligen tabellerad indata som bygger på erfarenheter. NCHRP (2004)

## 7.3.5 Strukturell modellering av väggkroppen

### 7.3.5.1 Strukturell responsmodell

Strukturell modellering av nya flexibla vägar baseras på en mekanistisk dimensioneringsmetod. Strukturella responsmodeller används även för att beräkna kritisk spänning, töjning och förskjutning i flexibla vägar som uppkommer av både trafiklast och klimatfaktorer. Responsen används sedan i skademodeller för uppkomna skador, beskrivna för varje månad under vägens livslängd. De uppkomna skadorna relateras till ett specifikt brott vid godtycklig tidpunkt, vilka sedan förutsägs med hjälp av en fältkalibrerad sprick- eller spårmodell (den huvudsakliga empiriska delen i M-E-dimensioneringsmetoden).

Den strukturella modell som valts att användas för flexibla vägar i Design guiden inkluderar elastiska multilagerprogrammet JULEA för linjärelastisk analys (LEA), vilken beskrivs av de hierarkiska indata nivåerna 2 och 3. Om användaren önskar att använda nivå 1:s hierarkiska indata för att bestämma den olinjära responsen för godtyckligt obundet material, används sedan det tvådimensionella FE-programmet DSC2D (FEA). Denna FE-modellering är däremot inte validerad och kalibrerad än, och bör därför enbart användas i forskningssyfte. NCHRP (2004)

Dessa strukturella responsmodeller kräver ett flertal indata, inklusive de nedanstående för varje månad av dimensioneringens livslängd: NCHRP (2004)

- Trafikbelastning
- Vägens tvärsektion
- Poisson's tal för varje lager
- Resilientmodulen för varje lager
- Varje lagers tjocklek

Med ovanstående indata beräknar den strukturella modellen spänningar, töjningar och förskjutningar i kritiska punkter i väggkroppen.

### 7.3.5.2 Analys av provdimensionering

Detta tillvägagångssätt är iterativt och börjar med en initieell provdimensionering. Provdimensioneringen bygger på konstruktörers erfarenheter eller på allmän dimensioneringsslitteratur. Varje dimensionering som analyseras innehåller alla detaljer så som initiella uppskattningar av lagertjocklekar och materialkaraktistik. Provsektionerna analyseras genom ackumulerad ökande skada över tid med strukturell responsmodell och tillståndsmodell. Resultatet av beräkningarna (förväntad uppkommen skada över tid) används sedan för att uppskatta brott över tiden och trafik genom en kalibrerad brottsmodell. Modifieringar utförs på provdimensioneringen och fortsatta iterationer utförs tills godkänd dimensionering som möter tillståndskriteriet och dimensioneringspålitligheten uppnås. NCHRP (2004)



### 7.3.5.3 Beskrivning av indata för obundna material i responsmodell

Responsmodellen för vägar kräver materialindata så som resilientmodulen  $M_r$  och Poisson's tal. Dessa beskrivs i följande avsnitt: NCHRP (2004)

Resilientmodulen krävs för att beräkna vägens respons. Resilientmodulen har en signifikant effekt på beräknad vägrespons och reaktionen på undergrundens dynamiska modul. Resilientmodulen kan mätas direkt i laboratorietester eller fås från korrelation mellan andra materialegenskaper till exempel CBR.

*Nivå 1 – Laborietester* [NCHRP, 2004]

Resilientmodulen för nivå 1 för obundna material, undergrunden och berggrunden bestäms genom cykliska triaxialförsök på preparerade representabla provmaterial.

För beräkningar med M-E-dimensionering uppskattas resilientmodulen genom en generaliserad konstitutiv modell. De olinjärelastiska koefficienterna och exponenterna i den konstitutiva modellen bestäms genom användning av linjär eller olinjär regressionsanalys för att kurvanpassa laborariegenererade  $M_r$ . Den generaliserade modellen som används enligt NCHRP 1-28A är:

$$M_r = k_1 p_a \cdot \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (59)$$

där

$M_r$	= Resilientmodul [kPa]
$\theta$	= Bulkspänning = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$
$\sigma_1$	= Störst huvudspänningen
$\sigma_2$	= Mellanstor huvudspänning = $\sigma_3$ vid $M_r$ -tester på cylindriska prov
$\sigma_3$	= Minsta huvudspänningen eller omslutningstryck
$\tau_{oct}$	= Skjuvspänningsterm
	$= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$
$p_a$	= Normalspänning (Atmosfärstryck)
$k_1, k_2, k_3$	= Regressionsparametrar

Koefficienten  $k_1$  är proportionell mot resilientmodulen, med anledning av detta ska  $k_1$  alltid vara positiv då  $M_r$  aldrig kan vara negativ. Ökande bulkspänning,  $\theta$ , bör härda eller stärka materialet vilket resulterar i högre  $M_r$ . Med anledning av detta ska exponenten  $k_2$  i bulkspänningstermen i den konstitutiva ekvationen vara positiv. Koefficienten  $k_3$  är exponenten för skjuvspänningstermen. Värdet på  $k_3$  bör vara

negativt eftersom ökning av skjuvspänningen kommer att göra materialet mjukare (det vill säga lägre  $M_r$ ). NCHRP (2004)

### Nivå 2 – Korrelering mot andra materialegenskaper NCHRP (2004)

Allmänna korrelationer som beskriver förhållandet mellan jordindex, motståndsegenskaper och resilientmodul kan användas för att uppskatta  $M_r$ . Modeller som används i Design guiden för att uppskatta  $M_r$  presenteras i Tabell 7. För nivå 2 erhåller användaren följande två alternativ: NCHRP (2004)

- Indata av ett representativt värde på  $M_r$  och användning av EICM för att justera  $M_r$  mot klimateffekter (frost och tjällossning).
- Indata av värden på  $M_r$  för varje månad under året (maximal indata är 12 månader).

Tabell 7 Modeller som relaterar materialindex och motståndsegenskaper till  $M_r$ . NCHRP (2004)

Strength/Index Property	Model	Comments	Test Standard
CBR	$M_r = 2555(\text{CBR})^{0.64}$ (TRL) Mr, psi	CBR = California Bearing Ratio, percent	AASHTO T193, "The California Bearing Ratio"
R-value	$M_r = 1155 + 555R$ (20) Mr, psi	R = R-value	AASHTO T190, "Resistance R-Value and Expansion Pressure of Compacted Soils"
AASHTO layer coefficient	$M_r = 30000 \left( \frac{a_i}{0.14} \right)$ (20) Mr, psi	$a_i$ = AASHTO layer coefficient	AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures
PI and gradation*	$\text{CBR} = \frac{75}{1 + 0.728(\text{wPI})}$ (see Appendix CC)	wPI = P200*PI P200= percent passing No. 200 sieve size PI = plasticity index, percent	AASHTO T27, "Sieve Analysis of Coarse and Fine Aggregates" AASHTO T90, "Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils"
DCP*	$\text{CBR} = \frac{292}{\text{DCP}^{1.12}}$	CBR = California Bearing Ratio, percent DCP =DCP index, mm/blow	ASTM D 6951, "Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications"

\*Estimates of CBR are used to estimate  $M_r$ .

Notera att den huvudsakliga användningen av EICM i denna dimensioneringsmetod är att uppskatta temperatur- och fuktprofiler i vägkonstruktionen under vägens tekniska livslängd. De uppskattade temperatur- och fuktprofilerna i obundna lager och undergrunden kan användas för att modifiera  $M_r$  för att ta hänsyn till klimatförändringarnas inverkan.

### Nivå 3 – Typiska värden (baserade på kalibrering) NCHRP (2004)

För indata i nivå 3 är typiska värden på  $M_r$  presenterade i Tabell 7. Notera att för nivå 3 är enbart ett typiskt värde för  $M_r$  nödvändigt vid optimal vattenhalt. EICM används för att modifiera värdet på  $M_r$  för att matcha säsongsbaserade klimatförändringar.

En annan materialkonstant för att bestämma vägens respons är Poisson's tal. Poisson's tal har begränsad inverkan på beräknad vägrespons. Som resultat av detta, mäts sällan denna konstant, utan är oftast antagen.

### Nivå 1 – Laborrietester NCHRP (2004)

Direkta mätningar av Poisson's tal är normalt inte nödvändig, då det inte har stort inflytande på den strukturella responsen. Poisson's tal kan fastställas för obundna material genom cykliska triaxialförsök på preparerade provkroppar.

*Nivå 2 – Korrelering mot andra materialegenskaper NCHRP (2004)*

Det finns bra modeller och korreleringar att använda för att uppskatta Poisson's tal. Däremot är de inte rekommenderade i Design Guiden. Konstruktörer kan, däremot, använda modeller och värden som baseras på lokal kännedom och erfarenhet.

*Nivå 3 – Typiska värden NCHRP (2004)*

Poisson's tal för obundna material och undergrunder varierar vanligen mellan 0,2 och 0,45. Normalt kan Poisson's tal sättas till 0,35 om inget annat anges.

#### **7.3.5.4 Indata i EICM för obundna material**

Materialegenskaper som är nödvändiga i EICM inkluderar Atterberg-gränser, gradering och vattenmättad hydraulisk konduktivitet. Dessa egenskaper är viktigast för obundna bärlager, förstärkningslager och terrassmaterial och beskrivs i nedanstående avsnitt. NCHRP (2004)

##### Plastiskt Index

Plastiskt Index (PI) för en jordart är en numerisk skillnad mellan vätskegränsen och den plastiska gränsen. Plastiskt Index beskriver magnituden av det område av fukthalter där materialet uppträder plastiskt.

Plastisk gräns (PG) är fukthalten uttryckt som en procenthalt av den ugnstorkade massan hos materialet vid gränsen mellan plastiskt och elasto-plastiskt beteende. Vätskegränsen (VG) är definierad som vattenhalten i materialet vid den slumpmässigt bestämda gränsen mellan vätske- och plastiska uppträdandet, uttryckt som en procenthalt av den ugnstorkade massan för materialet. PI definieras enligt: NCHRP (2004)

$$PI = VG - PG \quad (60)$$

##### Siktanalys

Siktanalysen utförs för att bestämma kornstorleksfördelningen för obundna material och undergrundsmaterial. Kornstorleksfördelningen kan kontrolleras mot specifikationskrav för att bestämma överensstämmelse och kan även plottas grafiskt för att bestämma kornstorleksfördelningen. NCHRP (2004)

##### Maximal torrdensitet och Optimal fukthalt

Design Guidens mjukvara tillåter direkt indata för maximal torrdensitet (MTD) och optimal fukthalt (OFH) (nivå 1 och 3) för obundna material och undergrundsmaterial. MTD och OFH kan också beräknas internt i programmet (nivå 2) genom användning av PI- och graderingsinformation. NCHRP (2004)

##### Vattenmättad hydraulisk konduktivitet

Design Guidens mjukvara tillåter direkt indata för vattenmättad hydraulisk konduktivitet ( $k$ ) (nivå 1 och 3) för obundna material och undergrundsmaterial och kan beräknas i nivå 2 genom användning av PI- och graderingsinformation. NCHRP (2004)

### Vattenmättnadsgraden

Vattenmättnadsgraden,  $S$ , är mängden hålrum i obundna material eller undergrundsmaterial som upptas av vatten. Design Guidens mjukvara tillåter beräkning av vattenmättnadsgraden genom obundna materials- och undergrundsparametrar. NCHRP (2004)

### Lateralt tryckkoefficient

Den laterala tryckkoefficienten,  $k_0$ , är den term som används för att uttrycka förhållandet mellan laterala jordtrycket och det vertikala jordtrycket. För obundna material, undergrund och berggrund är typiska värden på  $k_0$  runt 0,4 till 0,6. Laterala tryckkoefficienten kan uppskattas genom följande modeller: NCHRP (2004)

*Kohesionslöst material:*

$$k_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (61)$$

*Kohesionsmaterial:*

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (62)$$

där:

$\mu$  = Poisson's tal

$\phi$  = Friktionsvinkel

## **7.4 Vägens responsmodeller**

Syftet med flexibla vägars responsmodeller är att bestämma vägkonstruktioners strukturella respons till följd av trafiklaster och klimateffekter. Klimateffekter kan direkt (exempelvis töjningar på grund av termoexpansion och/eller sammandragning) eller indirekt påverka materialegenskaper (exempelvis ändringar i styvhet på grund av temperatur och/eller fukt). NCHRP (2004)

Resultaten från responsmodellerna är spänningar, töjningar och förskjutningar inuti väglagren. Av speciellt intresse är kritiska responsparametrar, vilka krävs som indata i modellerna i M-E-metoden. Exempel på kritiska responsparametrar är: NCHRP (2004)

- Horisontell dragtöjning vid botten/toppen av HMA-lagret
- Vertikal trycktöjning/spänning i HMA-lagret
- Vertikal trycktöjning/spänning i bär- eller förstärkningslagret
- Vertikal trycktöjning/spänning i toppen av undergrunden

Två flexibla analysmetoder har implementerats i Design Guiden. För fall där alla materialtyper i vägkonstruktionen realistiskt kan antas linjärelastiska används elastisk multilagerteori för att bestämma vägens respons. Elastisk multilagerteori tillhandahåller en kombination av analysegenskaper, teoretisk riktighet och beräkningshastighet för linjär väganalys. I fall då obundet material antas olinjärt används en olinjär FE-metod för att bestämma vägens spänningar, töjningar och förskjutningar.

Ingen av de procedurer som utvecklats och beskrivits i denna guide har blivit validerade eller kalibrerade mot den strukturella responsanalysmetoden. Vidare forskning kommer att behövas för att helt och hållet kunna använda den olinjära FE-metoden för rutindimensionering av vägar. NCHRP (2004)

### 7.4.1 Förutsägning av tillståndsutveckling

Dimensioneringen och analysen av en given vägkonstruktion är baserad på ackumulering av skador som en funktion av tid och trafik. De huvudsakliga påkänningarna som betraktas i dimensioneringsguiden för flexibla konstruktioner är (dock enbart spårbildning i denna rapport): NCHRP (2004)

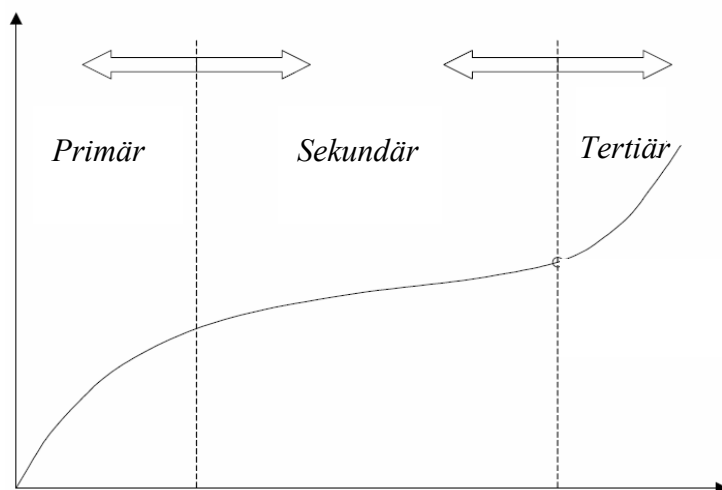
- Permanenta deformationer (spårbildning)
- Sprickbildningar
- Termospäckor

Design Guiden bygger på en ökande skadeackumulering. Påkänningar eller skador uppskattas och ackumuleras för varje analysintervall. Ett analysintervall är en månad och definieras som den enklaste enheten för uppskattning av skadorna. Däremot minskas analysintervallen ner till halv månad under frost- och tjällossningsperioderna på grund av den hastiga förändringen i resilientmodul. NCHRP (2004)

I Design Guiden finns en spårbildningsmodell tillgänglig för att utvärdera permanenta deformationer i alla vägens lager (främst asfaltlagren och de obundna lagren) under analysperioden. Individuella lagers spår djup förutsägs för varje lager som en funktion av tid och trafikbelastning.

Oberoende av vilken materialtyp som betraktas, finns det generellt tre nivåer för de permanenta deformationernas uppträdande med ett givet material, last och klimatförhållande. Figur 42 visar dessa tre nivåer som kan beskrivas som följer: NCHRP (2004)

- *Primär nivå*: Spårbildningen ökar snabbt i början för att sedan avta.
- *Sekundär nivå*: Spårbildningen avtar mot ett asymptotiskt värde för att sedan öka igen.
- *Tertiär nivå*: Spårbildningen ökar kraftigt



Figur 43 Typiska permanenta deformationers uppträdande av upprepade laster  
NCHRP (2004)

Design Guiden använder ett tillvägagångssätt som modellerar både de primära och sekundära nivåerna. Den primära nivån modelleras genom en extrapolering av utvecklingen hos den sekundära nivån. Den tertiära nivån, är också väldigt viktig, men tas inte hänsyn till i Design Guiden. Permanenta deformationsförsök som används för att nå den tertiära nivån är väldigt tidskrävande, svåra att utföra och saknar en modell för att beskriva detta beteende. Dock utförs stora forskningsstudier för att analytiskt behandla denna typ av deformationer. NCHRP (2004)

Som nämnts tidigare baseras tillvägagångssättet som presenteras i Design Guiden på stegrande skador. Skadorna eller spårbildningen uppskattas för varje underliggande lagrets mittskikt. För att uppskatta permanenta deformationer i varje lager verifieras lagertypen, den modell som korresponderar till materialtypen i lagret appliceras, och de plastiska töjningarna beräknas. Den totala permanenta deformationen är summan av deformationerna i varje lager och beräknas enligt: NCHRP (2004)

$$RD = \sum_{i=1}^{n, \text{underlager}} \varepsilon_p^i h^i \quad (63)$$

där:

$RD$  = Permanent deformation

$n, \text{underlager}$  = Antal underlager

$\varepsilon_p^i$  = Total plastisk töjning i underlager  $i$

$h^i$  = Tjocklek hos underlager  $i$

I Design Guide uppskattas enbart permanenta deformationer för asfalt och obundna lager. Uppskattningen av permanenta deformationer i asfaltlager och obundna lager diskuteras i följande avsnitt.

*Permanent deformationer i bitumenbundna lager*

Permanent deformationer (spårbildning) i bundna lager är en av de viktigaste skadetyperna i flexibla vägkonstruktioner. Det konstitutiva förhållandet som används i Design guiden för att beräkna spårbildningen i bundna lager baseras på fältkalibrerade statistiska analyser av cykliska lastförsök i laboratorier. Laboratoriemodellen som föreslås i Design Guide är: NCHRP (2004)

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = a_1 T^{a_2} N^{a_3} \quad (64)$$

där:

- $\varepsilon_p$  = Ackumulerad plastisk töjning vid  $N$  antal lastrepetitioner.
- $\varepsilon_r$  = Resilient töjning i bundna material som en funktion av blandningsegenskaper, temperatur och tid vid belastning.
- $N$  = Antal lastrepetitioner
- $T$  = Temperatur i Fahrenheit
- $a_i$  = Olinjär regressionskoefficient

Statistiska förhållanden som utvärderats från laboratorieförsök på bundna material ansågs vara användbara, med nödvändig fältkalibreringsfaktor  $\beta_{ri}$  för att slutliggöra fältskademodellen. Den slutliga spårbildningsekvationen i Design Guiden följer: NCHRP (2004)

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{ri} a_1 T^{a_2 \beta_{r2}} N^{a_3 \beta_{r3}} \quad (65)$$

Den nationella fältkalibreringsmodellen som används i Design Guiden bestämdes genom numerisk optimering, vilket resulterade i nationella kalibreringsfaktorer på: NCHRP (2004)

- $\beta_{r1}$  = 0,509
- $\beta_{r2}$  = 0,9
- $\beta_{r3}$  = 1,2

Detta resulterade i en slutlig modell enligt nedan:

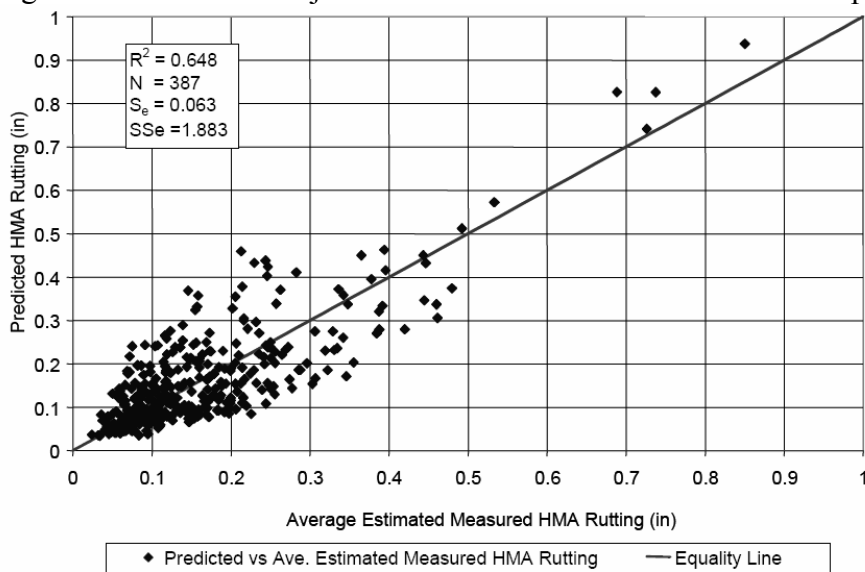
$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_1 \cdot 10^{-3,4488} T^{1,5606} N^{0,479244} \quad (66)$$

I denna ekvation kan det observeras att djupparametern ” $k_1$ ” har introducerats för att tillhandahålla en så korrekt spårdjupsmodell som möjligt.

Spårdjupsmodellen för nya vägkonstruktioner har partiellt kalibrerats baserad på 88 vägsträckor lokaliserade i 28 stater. Tidsseriedata var tillgänglig för många av

sträckorna, vilka gör att totalt antal fältspår djupsobservationer blir 387 stycken. NCHRP (2004)

Figur 44 visar en jämförelse mellan beräknade och uppmätta spår djup.



Figur 44 Nationellt kalibrerade förutsägingar mot uppmätta asfaltspår. NCHRP (2004)

#### Permanent deformationer i obundna material

Den ursprungliga modell som användes för att förutsäga permanenta deformationer i obundna lager föreslogs av Tseng och Lytton. Det huvudsakliga förhållandet är: NCHRP (2004)

$$\delta_a(N) = \beta_1 \left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v h \quad (67)$$

där:

- $\delta_a$  = Permanent deformation för lagret/underlagret (inch)
- $N$  = Antal trafikrepetitioner
- $\varepsilon_0, \beta, \rho$  = Materialegenskaper
- $\varepsilon_r$  = Resilient töjning uppkommen i laboratorietester för att uppnå för att uppnå ovanstående materialegenskaper
- $\varepsilon_v$  = Medelvärde på vertikal resilient töjning i lagret/underlagret som uppnås från den primära responsmodellen
- $h$  = Tjocklek av lagret/underlagret
- $\beta_1$  = Kalibreringsfaktor för obundna material och undergrunds-material



Under utvecklingsstadiet och fältkalibreringsstudierna var ett flertal nödvändiga modifieringar tvungna att utföras för att bestämma ett slutligt kalibrerat förhållande. För att eliminera spänningstermen i modellen, förenklades  $\beta$ - och  $\rho$ -ekvationerna. En kombination av alla obundna material och undergrundsmaterial användes i en modell. Den modifierade modellen utvecklades till följande: NCHRP (2004)

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638W_c \quad (68)$$

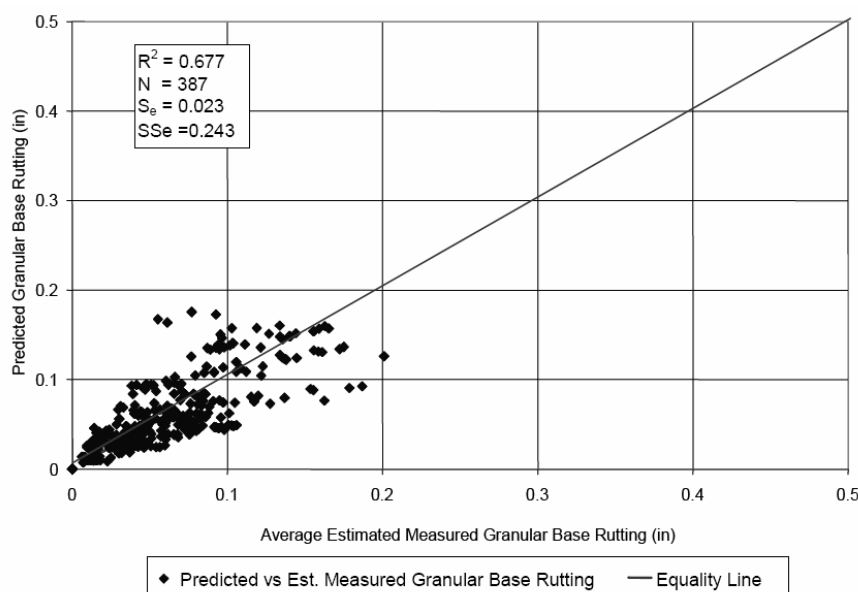
$$\rho = 10^9 \left[ \frac{C_0}{(1 - (10^9)^\beta)} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (69)$$

Den slutliga kalibrerade modellen för obundna lager som används i Design Guide är: NCHRP (2004)

$$\delta_a(N) = \beta_{GB} \left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v h \quad (70)$$

med nationell kalibreringsfaktor  $\beta_{GB} = 1,673$ .

Figur 45 visar en jämförelse mellan beräknade och uppmätta spårdjup i obundna lager.



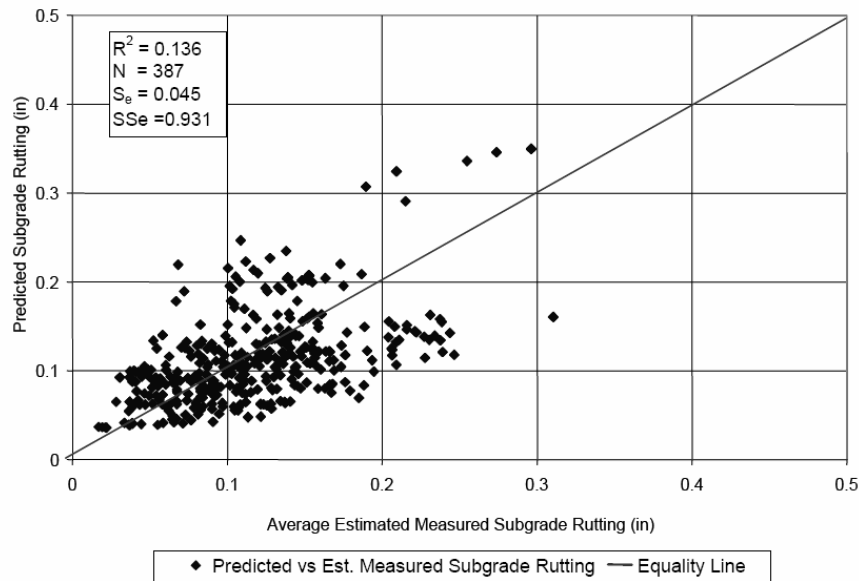
Figur 45 Nationell kalibrerad förutsägning mot uppmätta spårdjup i obundna lager. NCHRP (2004)

Den slutliga kalibrerade modellen för undergrundsjordar som används i Design Guide är: NCHRP (2004)

$$\delta_a(N) = \beta_{SG} \left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v h \quad (71)$$

med nationell kalibreringsfaktor  $\beta_{GB} = 1,35$ .

Båda spårdjupsmodellerna kalibrerades med 88 vägsträckor lokaliserade i 28 stater. Tidsseriedata fanns tillgängliga för många av sektionerna, vilket leder till ett totalt antal fältobservationer på 387 stycken. Som tillägg utfördes jämförelsestudier som involverade allmän jämförelse mellan obundna lagers spårdjup med AASHTO Design Guide (nuvarande) vägkonstruktion, vilket också tillhandahöll viktig insyn i det slutliga urvalet. Figur 46 visar en jämförelse mellan det beräknade och det uppmätta undergrundsspårdjupet. NCHRP (2004)

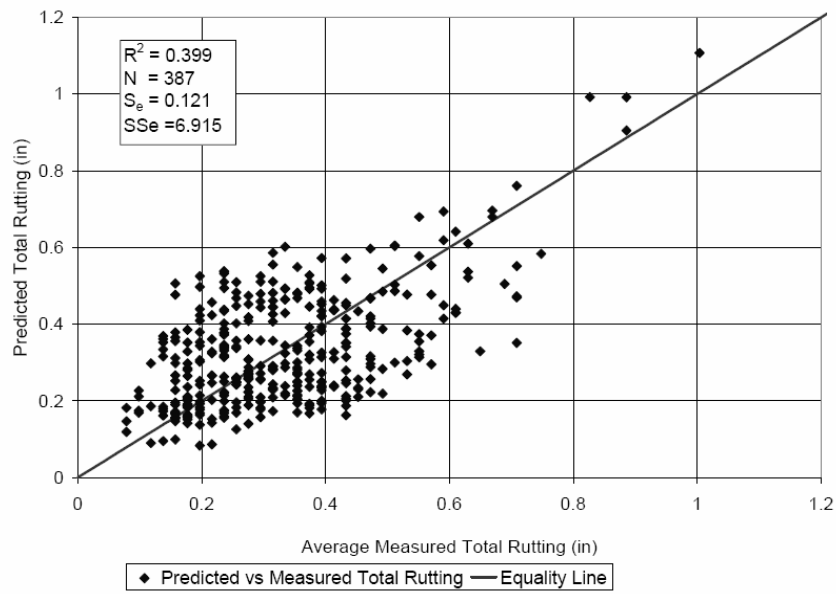


Figur 46 Nationell kalibrerad beräknad mot uppmätt undergrundsspårdjup. NCHRP (2004)

#### Permanent deformation i hela vägstrukturen

Den totala spårbildningen i vägkonstruktionen är summan av lagrens permanenta deformationer. Det totala spårdjupet kan uttryckas som: NCHRP (2004)

$$RD_{Total} = RD_{AC} + RD_{GB} + RD_{SG} \quad (73)$$



Figur 47 Nationell kalibrerad beräkning mot uppmätt total spårbildning. NCHRP (2004)

## 8 Beskrivning av provväg

Under sommaren 2003 utfördes ett omfattande projekt med det övergripande syftet att minska spårbildningen i vägar. En provväg upprättades i Sunningen utanför Uddevalla som en del i utbyggnaden av E6.

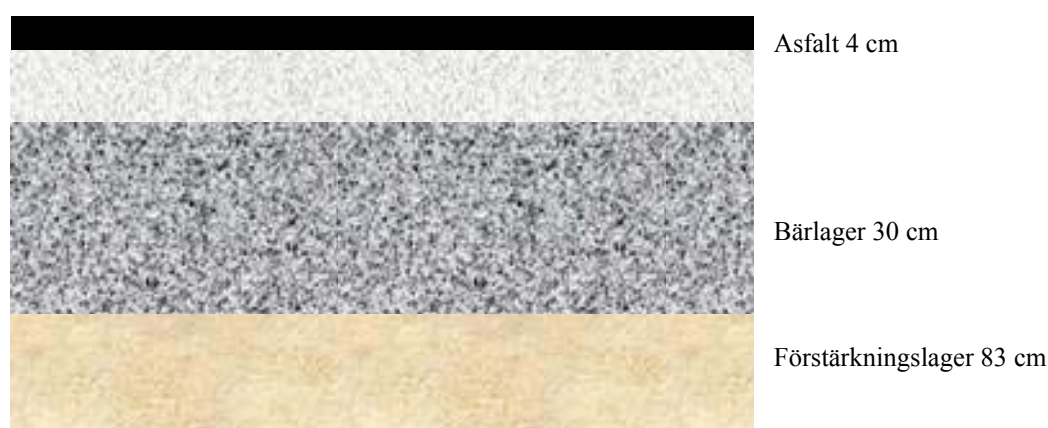
Åtta stycken provtytor på en framtida trafikkontrollplats har använts vid försöken. Ett stort antal materialprovningmetoder utfördes på provvägen. Bland annat kan nämnas:

- HVS ("Heavy Vehicle Simulation")
- Triaxialförsök
- Fallvikt och plattbelastning

Försöken har genererat en stor mängd användbar data som kan användas i olika pågående och framtida forskningsprojekt. I detta examensarbete används främst data från HVS-försöket och triaxialförsöken för att undersöka det permanenta deformationsbeteendet hos de obundna materialen. Data från provvägen har också använts för att validera de två beräkningsmodellerna för att prognostisera framtida spårbildning. I examensarbetet har tonvikt lagts på att beräkna de permanenta deformationerna i provyta 1-4. Provytorna 5-8 har utelämnats då dessa har en något annorlunda konstruktion där lättklinker har använts som förstärkningslager. Mer detaljer om hur hela försöket utfördes återfinns i Ekdahl (2004).

### 8.1 Provsträckornas konstruktion

Som nämns ovan upprättades åtta provsträckor, provsträcka 1-4 är principiellt uppbyggda på samma sätt men med olika glimmerhalt i bärlagermaterialet. Bärlagrets glimmerhalt har varit ca 14, 34,6 och 30 %. Provytorna 1-4 är konstruerade enligt Figur 48.



Figur 48 Provytornas principiella uppbyggnad. Ekdahl (2004)

### 8.2 Materialen

I de fyra provsträckorna har fyra olika material använts, dessa material benämns Base type 1, Base type 2, Base type 3 respektive Base type 4. Förutom att materialen har fungerat som konstruktionsmaterial i provsträckorna har även triaxialförsök utförts på materialen. Triaxialförsök har utförts på vart och ett av materialen vid 3 olika relativa

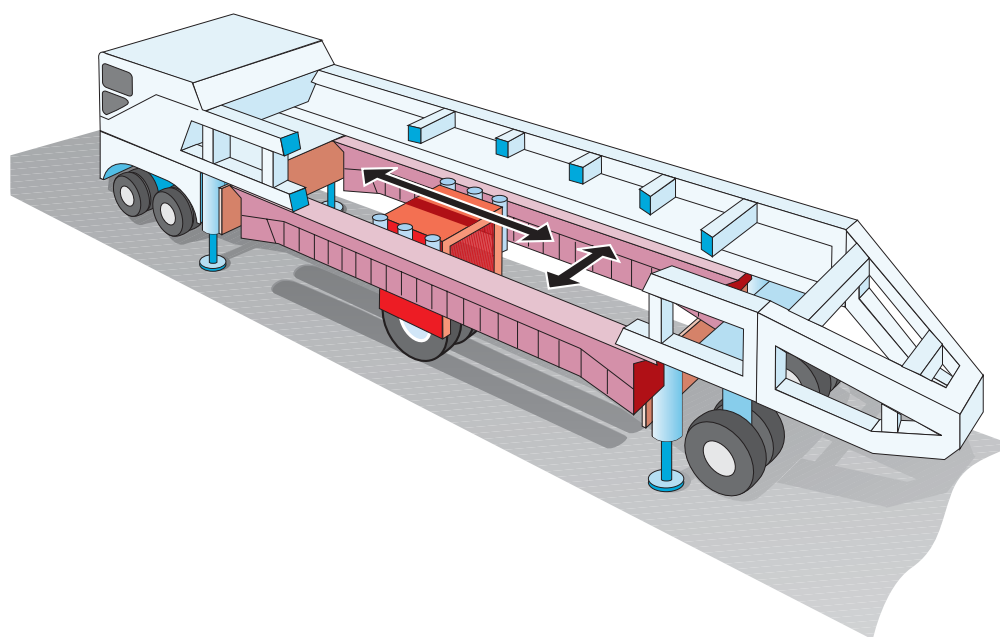
vattenhalter,  $w_{rel} = 60 \%$ ,  $w_{rel} = 80 \%$ ,  $w_{rel} = 100 \%$ . Vid triaxialförsöken har de vertikala permanenta töjningarna ( $\varepsilon_p^I$ ) mätts och de är dessa som fungerat som bas i detta arbete för att karakterisera materialens permanenta deformationsbeteende, se bilaga 2. I bilaga 1 återfinns materialegenskaperna.

### 8.3 HVS-utrustning

Heavy Vehicle Simulator (HVS) är en mobil utrustning för accelererad belastning av vägkonstruktioner (se Figur 49). Belastningen påförs via ett rullande lastbilshjul (singel- eller parhjul) och hjullasten kan väljas mellan 30 kN och 110 kN. Hjulet rör sig 8 m fram och tillbaka över provytan med en maximal hastighet av 12 km/tim och belastningen kan påföras antingen i ena riktningen eller i båda.

Vid belastning i båda riktningarna är kapaciteten ca 22000 belastningar per dygn. Antal belastningar i olika sidoläge kan väljas godtyckligt med 5 cm intervall inom  $\pm 35$  cm.

Testytan omges av en isolerad klimatkammare som gör det möjligt att välja temperatur mellan -5 och +30 grader och hålla den konstant. Ekdahl (2004)



Figur 49 HVS-utrustning. Wiman (2001)

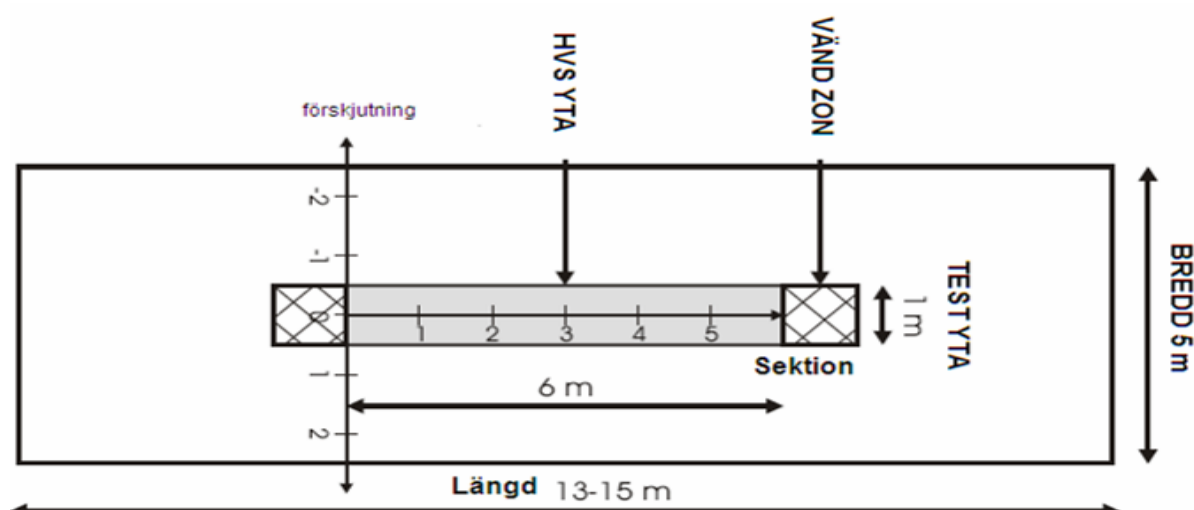
### 8.4 Permanenta deformationsmätare

Varje provsträcka utsattes under en veckas tid för 100 000 överfarter med ett dubbelmonterat hjul. Varje försök inleddes med en förbelastning med 20 000 lastcykler och en hjullast på 30 kN. Efter den inledande förbelastningen gjordes cirka 80 000 överfarter med hjullasten 80 kN och 1000 kPa. Lastförutsättningar framgår av Tabell 8.

Tabell 8 Lastspecifikation

Däckstryck [kPa]	Däckstyp (dubbelmontage) last [kN]	Hastighet [km/h]	Yttemperatur [C]
1000	80	12	10

Provsträckorna gjordes cirka 15 m långa och HVS utrustningen verkade på en sträcka av 6 meter, provytornas utformning framgår av Figur 50.

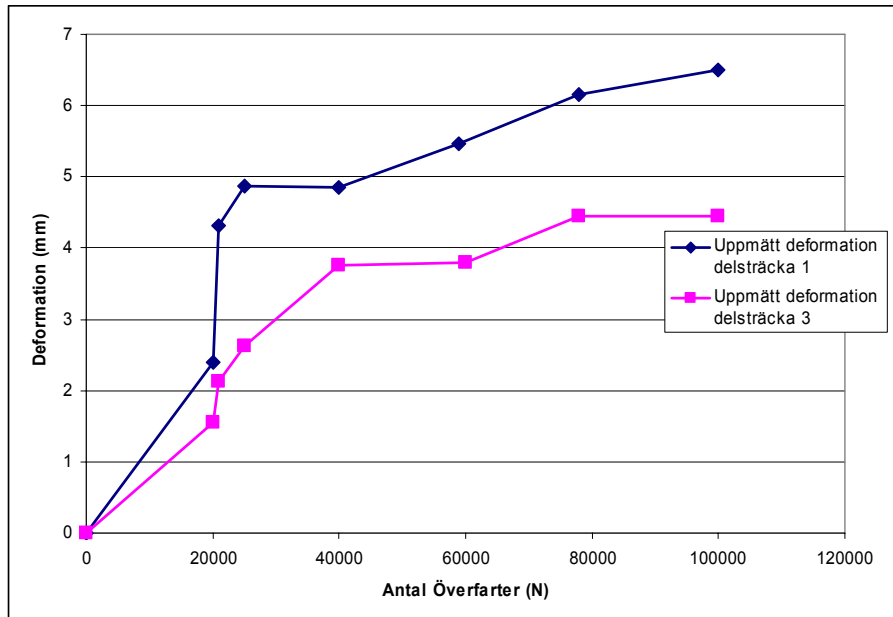


Figur 50 Försöksytans utformning

Mätning av tvärprofilen samt töjning/deformation har gjort vid följande tillfällen

1. 0 (innan HVS-belastning)
2. 20 000 (efter förbelastning och innan ordinarie försöksbelastning)
3. 21 000
4. 25 000
5. 40 000
6. 59 000
7. 78 000
8. 100 000

Följande resultat av de permanenta deformationerna i det obundna lagret har erhållits genom mätning. Mätningar på permanenta deformationer i obundna lager utfördes endast på delsträcka 1 och 3. Resultat för delsträcka 1 och 3 framgår av Figur 51.



Figur 51 Verkligt uppmätta permanenta deformationerna i det obundna lagret, delsträcka 1 och 3.

Med de olika modellerna (DRESDEN och LCPC) har de permanenta deformationerna med förutsättningar enligt ovan beräknats, och jämförts mot verkligt uppmätta deformationer enligt Figur 51.

## 9 Beräkningsgång

### 9.1 Dresdenmodellen

För att utföra beräkningarna enligt Dresdenmodellen måste först materialen karakteriseras genom att använda det så kallad shakedownkonceptet som föreslagits i Werkmeister (2003). Shakedownkonceptet bygger på data från triaxialförsök för att fastställa risken för att permanenta deformationer i de obundna lagren ska uppstå. Enligt shakedownprincipen så finns det en kritisk spänningsnivå mellan stabila och ostabila förhållanden för obundna material i en vägkonstruktion. Denna kritiska spänningsnivå benämns shakedowngräns och måste bestämmas för att rätt ekvation för beskrivandet av det permanenta deformationsbeteendet skall kunna väljas. Efter shakedowngränsbestämningen måste materialparametrar fastställas för att karakterisera det permanenta deformationsbeteendet. När materialbeteendet är känt kan med hjälp av spänningarna från någon responsmodell (VägFEM) de permanenta deformationerna beräknas.

I beräkningarna för att prognostisera de permanenta förskjutningarna har dock en del komplikationer uppstått. När det gäller indata från triaxialförsök för att bestämma shakedowngränserna förutsätter denna metod att triaxialförsöken har följt standarden EN 13 286-7 (2004). Triaxialförsöksdata för materialet i provvägen har utförts enligt VTI:s standard för triaxialförsök. Tyvärr är dessa två metoder ej kompatibla med varandra. Problemet med att triaxialförsöksdatan ej är kompatibel kvarstår när parametrar för att beskriva det permanenta deformationsbeteendet ska bestämmas. Detta har medfört att grova förenklingar och antaganden har fått göras.

Då den plastiska Dresdenmodellen egentligen bara tillåter en god prognostisering av de permanenta töjningarna i Tillstånd A (stabilt beteende) innebär detta ytterligare ett problem. Provvägens uppbyggnad är sådan att det bundna lagret endast är 40 mm tjockt, detta medför att de spänningar som uppstår i det obundna lagret är höga och följaktligen befinner sig det obundna materialet i Tillstånd B eller C (ostabilt beteende). En god förutsägning av de permanenta deformationerna under dessa förhållanden är svår att uppnå men en ansats har gjorts och följer i kommande avsnitt.

#### 9.1.1 Beräkning av shakedowngränser för materialen som använts i provvägen

För att beräkna shakedowngränserna har de kriterier som fastställts av Werkmeister (2003) använts. Följande kriterier för obundna material har utnyttjats:

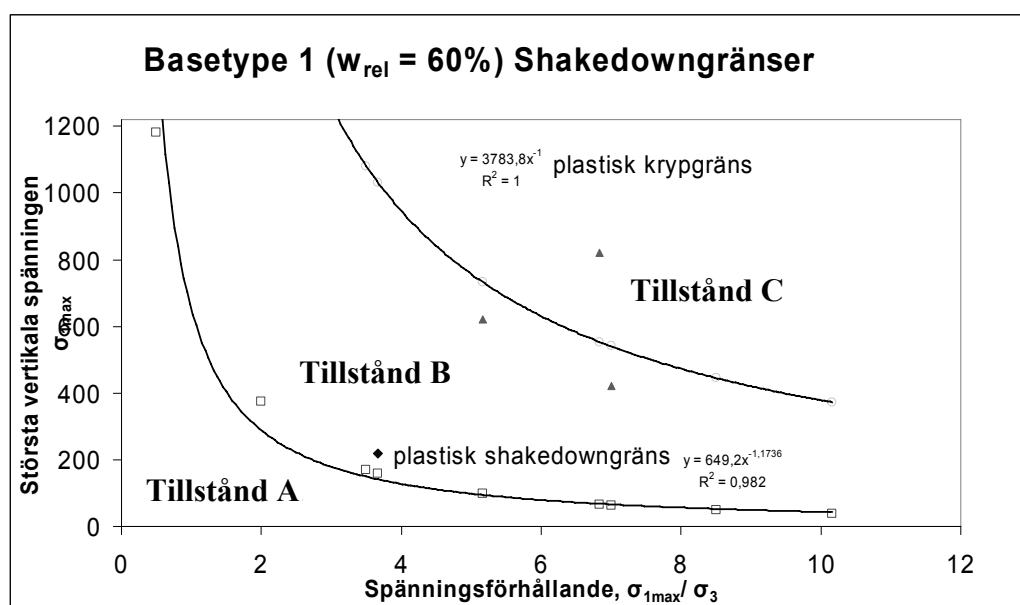
$$\left. \begin{array}{l} \text{Tillstånd A} \quad \varepsilon_{p5,000}^1 - \varepsilon_{p3,000}^1 < 0,045 \cdot 10^{-3} \\ \text{Tillstånd B} \quad \varepsilon_{p5,000}^1 - \varepsilon_{p3,000}^1 > 0,045 \cdot 10^{-3} \end{array} \right\} \text{Gräns mellan A och B}$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{Tillstånd B} \quad \varepsilon_{p5,000}^1 - \varepsilon_{p3,000}^1 < 0,4 \cdot 10^{-3} \\ \text{Tillstånd C} \quad \varepsilon_{p5,000}^1 - \varepsilon_{p3,000}^1 > 0,4 \cdot 10^{-3} \end{array} \right\} \text{Gräns mellan B och C}$$



Genom att betrakta den permanenta töjningshastigheten mellan 3,000 och 5, 000 lastcykler för varje spänningsförhållande och genom att använda sambandet enligt Ekvation 74 kunde de kritiska spänningsgränserna fastställas.

$$\sigma_{1,\max} = \alpha \cdot \left( \frac{\sigma_{1,\max}}{\sigma_c} \right)^\beta \quad (74)$$

Ett Excel-program uppfört av Nilsson (2006), se bilaga 6, har legat till grund för att genom regressionsanalys bestämma materialparametrarna  $\alpha$  och  $\beta$ . Kritiska spänningsgränser för materialtypen Base type 1 med ett relativt fuktinnehåll på 60 % framgår ur Figur 52.



Figur 52 Kritiska spänningsgränser för materialtypen Base type 1.

Kritiska spänningsgränser för materialtyperna Base type 2, Base type 3 och Base type 4 vid fukthalterna  $w_{rel} = 60\%$ ,  $w_{rel} = 80\%$  och  $w_{rel} = 100\%$  har ej ansetts nödvändiga att beräkna då triaxialförsöksdatan inte ger tillräckligt med punkter för att ge en god kurvanpassning.

Shakedowngränsen för Base type 1,  $w_{rel} = 60\%$ , har sedan lagts in i ett Excel-program utvecklat i syfte att beräkna de permanenta deformationerna, se bilaga 8. Shakedowngränserna avgör sedan vilka av Ekvationerna 77, 78 eller 79, 80 som ska användas.

## 9.1.2 Beskrivning av det permanenta deformationsbeteendet

För att beräkna de permanenta deformationerna i de obundna lagren har följande samband, enligt Werkmeister (2003), använts:

$$\varepsilon_p(N) = \underbrace{A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B}_{\text{Del 1}} + \underbrace{C \left(e^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1\right)}_{\text{Del 2}} \quad (75)$$

Del 1 beskriver stabilt beteende i Tillstånd A      Del 2 beskriver tillväxande permanenta töjningar i Tillstånd B och C

Del 1+2 beskriver ostabilt beteende i Tillstånd B och C

Den andra delen i den plastiska Dresdenmodellen (se avsnitt 5.3.1) har ej kunnat användas ty bestämning av materialparametrarna C och D är ej känd. För tillfället finns det ingen metod att beskriva materialparametrarna C och D som en funktion av huvudspänningarna  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ . Så försök att prognostisera de permanenta deformationerna har gjorts med den första delen av Ekvation 75 som beskriver det stabila beteendet i Tillstånd A och B, se Ekvation 76.

$$\varepsilon_p(N) = A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B \quad (76)$$

För att bestämma materialparametrarna A och B för Tillstånd A respektive B har följande samband använts, enligt Werkmeister (2003):

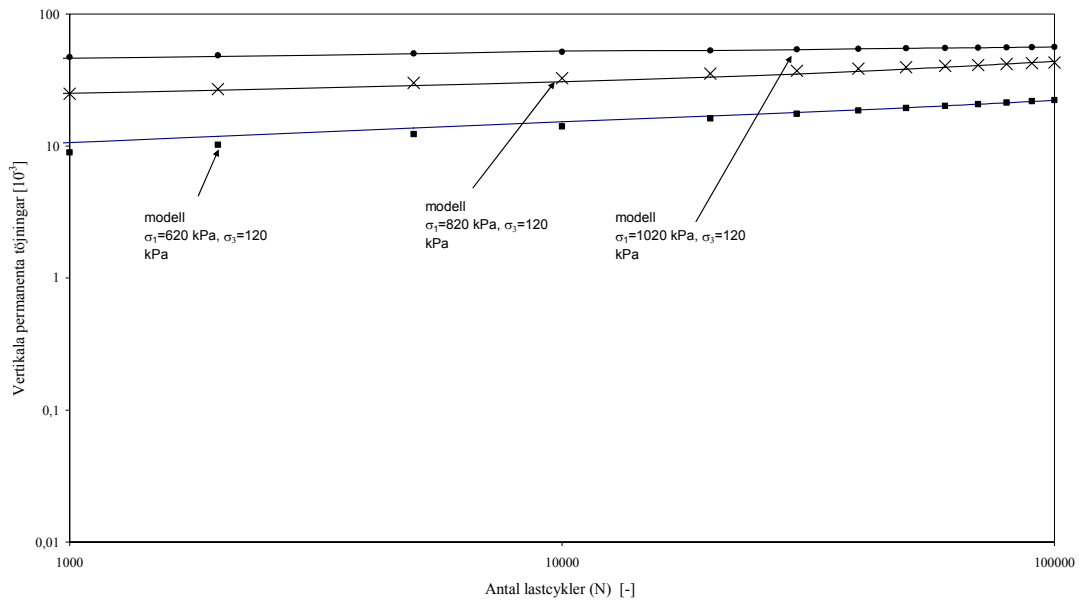
$$A = (a_1 \cdot e^{a_2 \cdot \sigma_3}) \cdot \sigma_1^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \sigma_1 \quad (77)$$

$$B = (b_1 \cdot e^{b_2 \cdot \sigma_3}) \cdot \sigma_1 + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4}) \quad (78)$$

$$A = (a_1 \cdot \sigma_3^{a_2}) \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (79)$$

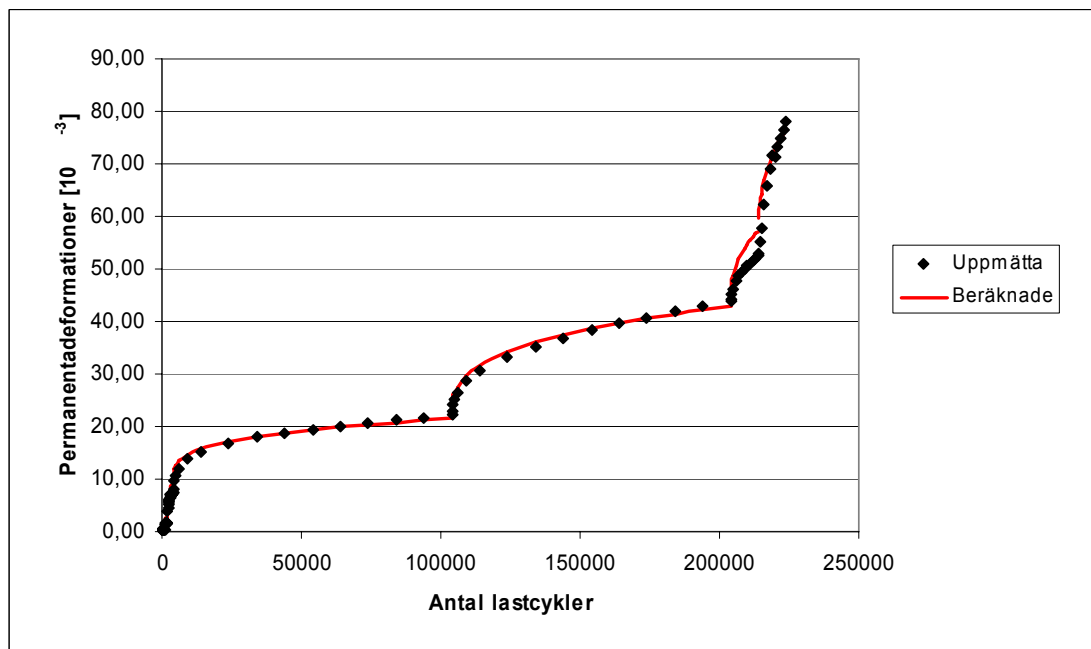
$$B = (b_1 \cdot \sigma_3^{b_2}) \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4}) \quad (80)$$

Modellparametrarna (a<sub>1</sub>-a<sub>4</sub>, b<sub>1</sub>-b<sub>4</sub>) har bestämts med ett Excel-program som erhållits från Sabine Werkmeister. Programmet bygger på att triaxialförsöksdata laddas in varpå en kurvanpassning av Ekvationerna 77 och 78 (eller 79 och 80) görs med hjälp av ”Solverfunktionen” i Excel. När en god kurvanpassning uppnått fås en grafisk framställning enligt nedanstående Figur 53. I bilaga 7 finns en modifierad version av Werkmeisters Excel-program.



Figur 53 Jämförelse mellan verkligt uppmätta permanenta deformationer och beräknade med den plastiska Dresdenmodellen i Tillstånd A. (Base type 1,  $w_{rel}=60$  %).

Werkmeister (2003) föreslår en grafisk framställning enligt Figur 53 där de permanenta töjningarna plottas mot antalet lastcykler på en  $\log(\varepsilon_p) - \log(N)$  skala. För att lättare kunna göra en jämförelse mellan de olika modellerna plottas även töjningarna enligt Figur 54.



Figur 54 Jämförelse mellan verkligt uppmätta permanenta deformationer och beräknade med den plastiska Dresdenmodellen i Tillstånd B. (Base type 1,  $w_{rel}=60$  %).

Modellparametrar ( $a_1$ - $a_4$ ,  $b_1$ - $b_4$ ) som beskriver det permanenta deformationsbeteendet har enbart bestämts för Base type 1,  $w_{rel}=60$  %. I Tabell 9 finns värden på modellparametrarna listade för Base type 1.

Tabell 9 Modellparametrar för Base type 1 Tillstånd A respektive Tillstånd B

Parameter	Tillstånd A	Tillstånd B
$a_1$ [kPa <sup>-1</sup> ]	0,033	$8 \cdot 10^{-4}$
$a_2$ [-]	-0,050	1,376
$a_3$ [kPa <sup>-1</sup> ]	-0,032	$1 \cdot 10^{-3}$
$a_4$ [-]	0,021	1,121
$b_1$ [kPa <sup>-1</sup> ]	-0,002	$2,27 \cdot 10^{-5}$
$b_2$ [-]	-0,015	0,098
$b_3$ [kPa <sup>-1</sup> ]	0,022	$1,46 \cdot 10^{-3}$
$b_4$ [-]	0,632	0,686

Modellparametrarna ( $a_1$ - $a_4$ ,  $b_1$ - $b_4$ ) har sedan lagts in i ovan nämnda Excel-program för att bestämma materialparametrarna A och B i Ekvation 77 och 78 (eller 79 och 80). Se bilaga 8.

### 9.1.3 Beräkning av de permanenta deformationerna

Efter att materialet karakteriserats har en förenklad beräkning av de permanenta deformationerna gjorts. För att beräkna de permanenta deformationerna med detta förenklade tillvägagångssätt har följande metod använts.

- FE-beräkningar har utförts med VägFEM (avsnitt 4.2) för att bestämma det resilienta beteendet och de spänningar som verkar i konstruktionen.

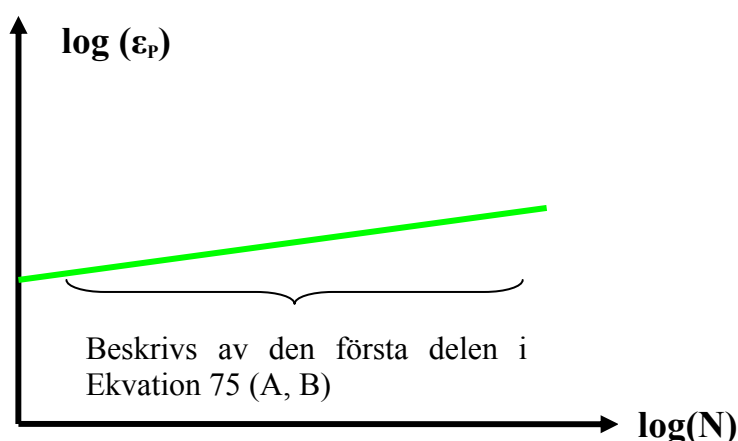
Som materialmodell för att beskriva det resilienta beteendet har Ekvation 81 använts:

$$M_r = a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^b \quad (81)$$

- De beräknade spänningarna från VägFEM används sedan för att bestämma de vertikala töjningarna ( $\epsilon_p^1$ ) vid olika nivåer i det obundna lagret genom att använda Ekvation 82 (inga deformationer antas uppstå i undergrunden respektive i det bundna lagret eftersom detta inte har ingått i arbetet).
- De vertikala töjningarna multipliceras med varje elements höjd och summeras sedan för att få den slutliga permanenta deformationen i överkant det obundna lagret, för godtyckligt antal lastcykler.

Det bör här noteras att den metod som används är mycket förenklad. Först och främst är det bara den första delen av Ekvation 75 som används, det vill säga den del som

beskriver den linjära ökningen av de permanenta deformationerna, se Figur 55. Uppstår höga spänningar i det obundna lagret i provvägen (ostabilt beteende) kommer således detta ej att kunna beskrivas när den förenklade metoden används. Tillvägagångssättet kommer således att ge för låga värden på de prognostiserade permanenta deformationerna. Vidare tas heller ingen hänsyn till spänningshistoriken, men detta antagande bör göra så att de prognostiserade deformationerna blir högre än förväntat.

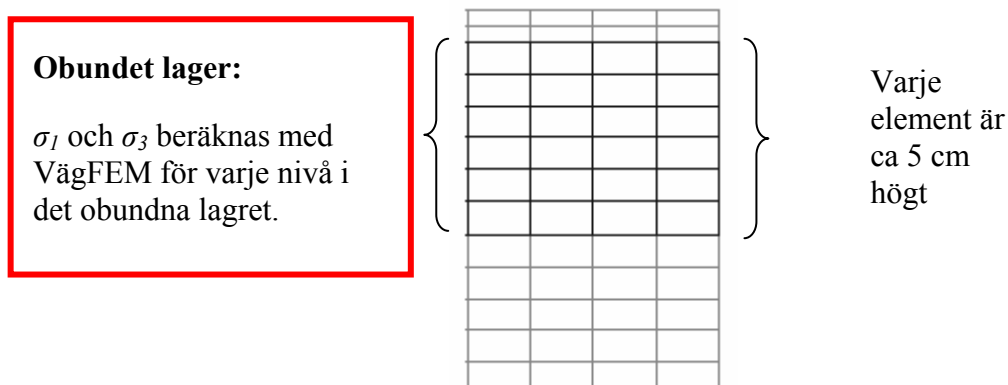


Figur 55 Schematisk framställning av deformationsbeteendet som beskrivs av den första delen i Ekvation 75

I Excel-programmet som använts för att beräkna de permanenta deformationerna har spänningar från VägFEM (samt referensspänningar erhållna från PMS objekt) lagts in. Detta tillsammans med kriterier för huruvida spänningarna i väggkroppen ligger i Tillstånd A eller Tillstånd B samt ekvation 76 har medfört att de permanenta töjningarna har kunnat beräknas för varje nivå i det obundna lagret med ekvation 82.

$$\varepsilon_p^1(N, \sigma_1, \sigma_3) = A \cdot \left( \frac{N}{1000} \right)^B \quad (82)$$

Det obundna lagret har delats in i olika nivåer enligt Figur 56:



Figur 56 Indelning av det obundna lagret i provvägen

När de permanenta töjningarna för varje nivå beräknats, multipliceras denna töjning med elementhöjden ( $h=5\text{ cm}$ ) och de permanenta deformationerna erhålls. Den totala permanenta deformationen i överkant det obundna lagret fås genom att summera de permanenta deformationerna från varje element.

I Tabell 10 presenteras ett exempel på resultat som beräknats med denna förenklade metod. Tabellen visar den vertikala permanenta förskjutningen under ett hjul (den maximala vertikala förskjutningen i konstruktionen), efter 100,000 överfarter.

*Tabell 10 Beräkning av de vertikala permanenta töjningarna och deformationerna efter 100,000 lastcykler, för delsträcka 1, Base type 1 ( $w_{rel} = 60\%$ )*

<b>z (djup)</b>	<b><math>\sigma_1</math> [kPa]</b>	<b><math>\sigma_3</math> [kPa]</b>	<b><math>\epsilon_p^1 [10^{-3}]</math></b>	<b>d [mm]</b>
-0,065	473,9	56,6	15,7	0,8
-0,115	297,5	26,1	11,1	0,6
-0,165	184,2	3,1	14,8	0,7
-0,215	137,5	18,0	3,1	0,2
-0,265	92,7	43,3	31,9	1,6
-0,315	64,7	87,7	1,2	0,1

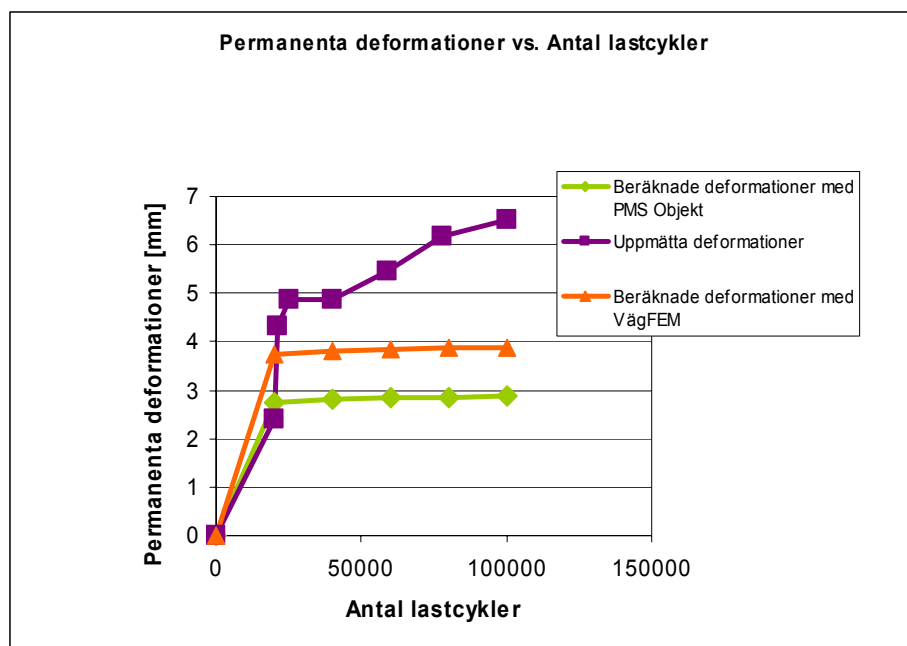
Beräkningar av de permanenta deformationerna utfördes vid olika antal lastcykler (N) och den permanenta förskjutningen i överkant det obundna lagret bestämdes, se Tabell 11.

*Tabell 11 De vertikala förskjutningarna i överkant det obundna lagret vid olika N*

<b>N</b>	<b>d [mm]</b>
0	0
20000	3,7
40000	3,8
60000	3,8
80000	3,9
100 000	3,9

Med resultat från Tabell 11 kunde en jämförelse med de verkligt uppmätta förskjutningarna från HVS-försöken göras. I Figur 57 jämförs den verkligt uppmätta permanenta deformationerna med de deformationer som beräknats med den

förenklade plastiska Dresdenmodellen. I kapitel 10.1.1 och 10.2.1 presenteras resultaten från beräkningarna och i bilaga 8 och 9 återfinns beräkningarna.



Figur 57 Jämförelse med de verkligt uppmätta förskjutningarna och de som beräknats med den förenklade plastiska Dresdenmodellen.

## 9.2 SAMARIS

För att utföra beräkningar enligt LCPC-modellen måste vägmaterialet först karakteriseras från triaxialförsöksdata.

Som nämnts tidigare följer triaxialförsöksdatan VTI:s standard för tester. För att underlätta bestämning av materialparametrar vore det bra om triaxialförsöken hade följt Europastandarden. Detta hade underlättat materialkarakteriseringen och kortat ner arbetstiden.

Med materialkarakteristiken fastställd kan modellparametrar för resilient beteende beräknas, vilka sedermera används i responsmodellen för beräkning av spänningar i materiallagren.

Med modellparametrar för tillståndsutveckling samt spänningar från responsmodellen kan de permanenta deformationer som uppstår i väggkroppen på grund av hjullaster beräknas.

### 9.2.1 Parameterbestämning

*Bestämning av parametrar för resilient beteende:*

Modellering av resilient respons enligt SAMARIS borde utföras med den modifierade anisotropiska Boyce-modellen, Hornych (2006). Men då denna kräver mätningar av axiella töjningar, kan denna inte användas här. Med anledning av detta har  $K$ - $\theta$ -modellen istället använts.  $K$ - $\theta$ -modellen beskrivs av Ekvation 83 nedan.

Spänningarna i responsmodellerna beräknas med indata för material och väggeometri. Materialegenskaperna, bland annat resilientmodulen för det obundna lagret, bestäms genom  $K$ - $\theta$ -metoden: (Specifik indata, se kapitel 8 )

$$M_r = k_1 \cdot \left( \frac{3 \cdot p_{\max}}{p_a} \right)^{k_2} \quad (83)$$

där:

$M_r$	= Resilientmodulen [kPa]
$p_{\max}$	= Maximal medelspänning [kPa]
$p_a$	= Referenstryck (normalt lufttryck = 0,1 MPa)
$k_1, k_2$	= Modellparametrar [ $k_1$ = MPa, $k_2$ = -]

I ekvationen multipliceras  $p_{\max}$  med 3, vilket leder till att den termen blir samma som  $\theta$  ty:

$$3 \cdot p_{\max} = 3 \cdot \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \theta \quad (84)$$

Ett Excel-program (bilaga 10) bestämmer parametrarna  $k_1$  och  $k_2$  genom kurvanpassning mot uppmätta resilientmoduler från triaxialförsök.  $k_1$  och  $k_2$  används sedan i responsmodellerna för bestämning av spänningarna i väglagren. Dock finns det en begränsning i responsmodellen VägFEM. VägFEM kan enbart räkna med Uzan-Witczak's modell, som är ett annat tillvägagångssätt för bestämning av  $M_r$ . Se Ekvation 85:

$$M_r = a \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^b \quad (85)$$

Denna Ekvation 85 leder till betydligt högre konstant  $k_1$  för ekvation 83 (som LCPC använder) på grund av att  $k_1$  multipliceras med partialtrycket ( $p_a$ ) för att erhålla den dimensionslösa parametern  $a$ . VägFEM kan endast använda denna ekvation, därför måste parametrarna  $a$  och  $b$  bestämmas enligt Ekvation 85.

$$\begin{aligned} a &= p_a \cdot k_1' \\ b &= k_2 \end{aligned} \quad (86)$$

*Bestämning av parametrar för permanenta deformationer:*

LCPC's empiriska permanenta deformationsmodell beror på den vertikala permanenta töjningen ( $\epsilon_p^l$ ) som en funktion av antalet lastcykler ( $N$ ) samt maximala spänningar  $p_{\max}$  och  $q_{\max}$ , se Ekvation 87.



$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_{10}^p \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N}{N_0} \right)^{-B} \right] \cdot \left[ \frac{L_{\max}}{p_a} \right]^n \cdot \frac{1}{\left( m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (87)$$

Som kan ses i Ekvation 87, finns ett flertal modellparametrar ( $\varepsilon_{10}^p$ ,  $B$ ,  $n$ ,  $m$  och  $s$ ) som är beroende av materialet. Dessa parametrar bestäms i ett andra Excel-program (se bilaga 12, 15 och 18), vilken bygger på töjningsökningen per lastcykel ( $\Delta\varepsilon_p/\Delta N$ ). Ekvationen ovan delas i programmet upp i två ekvationer  $f(N)$  (lastcykelberoende) och  $g(p_{\max}, q_{\max})$  (huvudspänningsberoende) (se Ekvationerna 88 och 89).

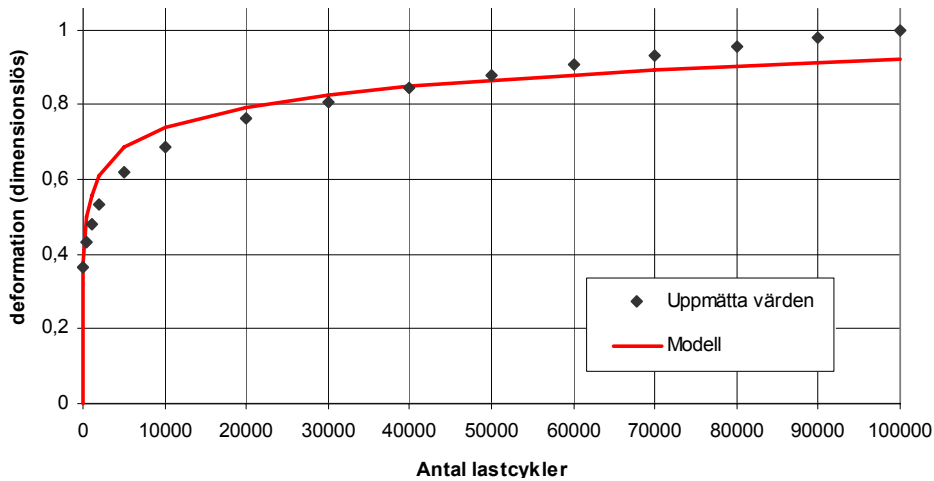
$$f(N) = \varepsilon_1^{p0} [1 - N]^B \quad (88)$$

$$g(p_{\max}, q_{\max}) = \varepsilon_1^{p0} \left( \frac{L_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}} \quad (89)$$

Med ovanstående ekvationer beräknas, var för sig, modellparametrarna  $\varepsilon_1^{p0}$  och  $B$  för Ekvation 88 respektive  $\varepsilon_1^{p0}$ ,  $n$ ,  $m$  och  $s$  för Ekvation 89 genom kurvanpassning. Kurvanpassningen utförs genom att beräkna deformationens tillväxthastighet  $\Delta\varepsilon_p/\Delta N$  för en lastperiod,  $N = 100\,000$ . Denna tillväxthastighet används för att beräkna första delen av ekvationssystemet (Ekvation 88) genom kurvanpassning, med hjälp av den i Excel inbyggda solverfunktionen, enligt Figur 58 mot uppmätta deformationer.

Tabell 12 Exempel på modellparametrar för töjningberäkning

	Parametrar
$f(N)$	
$\varepsilon_1^{p0}$	22,66
B	-0,0036
$g(p_{\max}, q_{\max})$	
$\varepsilon_1^{p0}$	41,798
n	0,752
m	2,55
s	20



Figur 58 Anpassning av den förenklade permanenta deformationsmodellen.

Andra delen i ekvationssystemet löses genom att kurvanpassa den spänningsberoende funktionen  $g(p_{max}, q_{max})$ . Detta utförs genom att med  $p_{max}$  och  $q_{max}$  erhållna från responsmodellen VägFEM tillsammans med Excels solverfunktion anpassa  $g(p_{max}, q_{max})$  till uppmätta värden enligt Figur 59 nedan.  $p_{max}$  och  $q_{max}$  bestäms för LCPC-modellen genom nedanstående ekvationer för varje lastsekvens (N = 1 – 100 000):

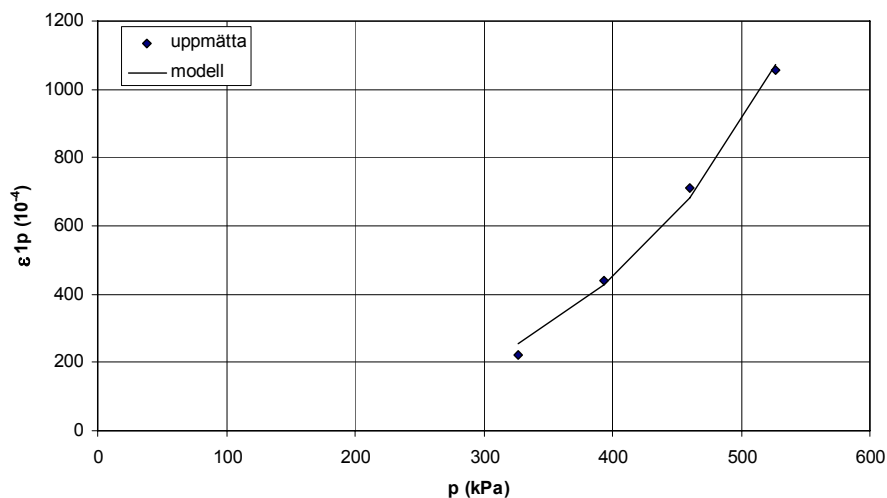
$$p_{max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}; \quad \text{med } \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow p_{max} = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} \quad (90)$$

$$q_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (91)$$

där:

$\sigma_1$  = Huvudspänning i vertikalled [kPa]

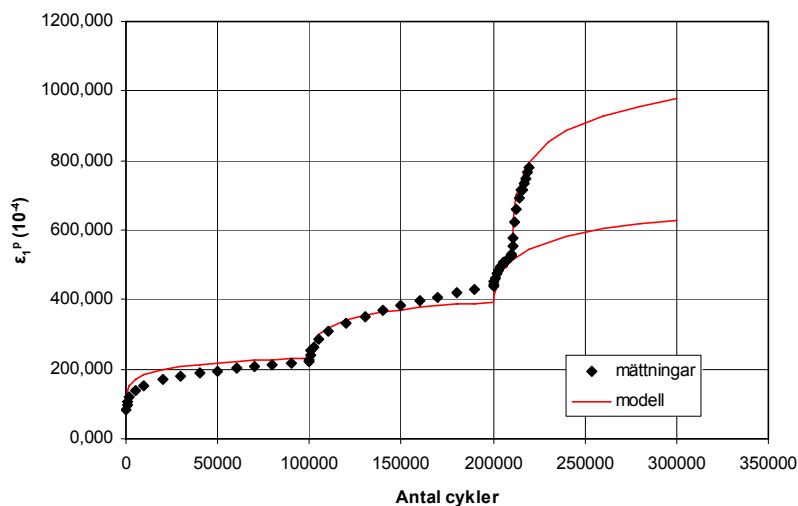
$\sigma_2, \sigma_3$  = Huvudspänning i horisontalled [kPa]



Figur 59 Anpassning av deformationen för spänningsmodellen  $g(p_{max}, q_{max})$ .

## 9.2.2 Beräkning av permanent deformation

Med de två delarna av ekvationssystemet lösta samt de olika modellparametrarna bestämda, multipliceras de båda funktionerna för att slutligen ge en fullständig töjningsförutsägelse mot antalet lastcykler. Töjningarna jämförs sedan i ett diagram med uppmätta töjningar från triaxialförsöken och plottas mot antalet lastcykler  $N$  (se Figur 60 samt bilaga 13, 16 och 19).



Figur 60 Anpassning av den förenklade töjningsmodellen.

Parametrarna som beräknades i ovanstående ekvationer överförs till en förenklad spårdjupsberäkning. I denna förenklade spårdjupsberäkning beräknas först och främst  $p_{max}$  och  $q_{max}$  (enligt ovan) på olika djup i vägen från spänningar erhållna från responsmodeller. Djupen där  $p_{max}$  och  $q_{max}$  bestäms är medeldjupet för varje lager, det vill säga  $h/2$ , där  $h$  är lagertjockleken.

Tabell 13 Exempel på djupet  $z$  där  $p_{max}$  och  $q_{max}$  beräknas. ( $z = 0$  är toppen av asfaltlagret)

$z$ [m]	$p_{max}$ [kPa]	$q_{max}$ [kPa]
-0,065	216,6	342,7
-0,115	134,8	248,6
-0,165	72,1	169,6
-0,215	58,1	119,2
-0,265	52,1	64,0
-0,315	69,9	27,4

Med  $p_{max}$  och  $q_{max}$  beräknade för olika djup, beräknas töjningen genom multiplikation av de två ovanstående ekvationerna (88 och 89) för specifikt antalet lastcykler. Denna erhållna töjning multipliceras med lagertjockleken för det skikt där  $p_{max}$  och  $q_{max}$  beräknats, vilket ger den permanenta deformationen i just det skiktet. Summering av

skiktdeformationerna över hela djupet ger total permanent deformation för betraktat antal lastcykler (se Figur 61 samt bilaga 14, 17 och 20). Tabell 14 presenterar ett exempel på hur resultatet av spårdjupsberäkningen ser ut.

Tabell 14 Exempel på resultat från spårdjupsberäkning för  $N = 100\ 000$

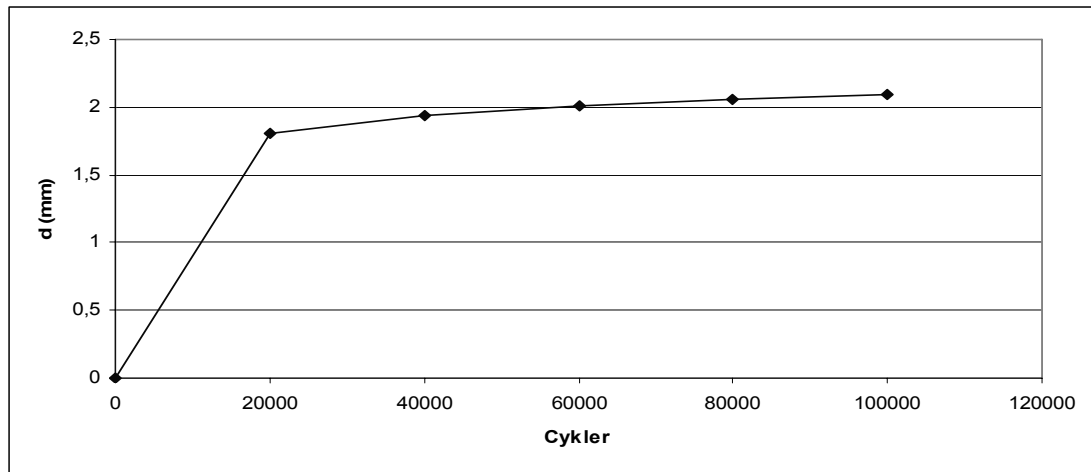
			$g(N)*f(N)$	$N = 100\ 000$
$z$	$p_{max}$	$q_{max}$	$e_{1p} (10^{-4})$	$d$ (mm)
-0,065	216,6	342,7	103,9	0,52
-0,115	134,8	248,6	98,4	0,49
-0,165	72,1	169,6	128,3	0,64
-0,215	58,1	119,2	56,4	0,28
-0,265	52,1	64,0	19,5	0,10
-0,315	69,9	27,4	12,7	0,06

Den totala permanenta deformationen över hela väggkroppens tjocklek för  $N = 100\ 000$  cykler presenteras i Tabell 15.

Tabell 15 Exempel på slutlig permanent deformation över hela väggkroppens tjocklek.

$N$	$d$ [mm]
0	0
20 000	1,81
40 000	1,93
60 000	2,00
80 000	2,06
100 000	2,10

Med resultat från Tabell 15 ovan, kan en plottning utföras, så att den permanenta deformationens utveckling med antalet lastöverfarter blir mer överskådlig. (Se även bilaga 21)



*Figur 61 Totalt förutsagt spårdjup mot antal lastcykler för hela väggroppen*

## 10 Resultat

Enligt förutsättningar som beskrivs i avsnitt 4.3.1 och kapitel 8, har målet med beräkningarna varit att i så hög grad som möjligt efterlikna de förhållanden som förelegat under HVS-försöket i Sunninge. Målet har varit att förutsäga de permanenta deformationerna i obundna lager som uppkommit vid HVS-försöket. För att göra detta har spänningar beräknats med responsmodellen VägFEM. Validering av VägFEM's beräkningar av huvudspänningar har utförts mot referensberäkningar i andra responsmodeller, så som PMS Objekt, ALIZE samt CESAR-LCPC (beräkningar med ALIZE och CESAR-LCPC har enbart gjorts för Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ ). Med spänningar beräknade av ovan nämnda responsmodeller har tillståndsutvecklingen beräknats med hjälp av den plastiska Dresdenmodellen och LCPC-modellen.

### 10.1 VägFEM

Enligt förutsättningarna som beskrivs i avsnitt 4.3.1 har spänningar beräknats med VägFEM. Ett huvudmål och som största anledning till att VägFEM har använts för att beräkna uppkomna spänningarna i de obundna lagren är VägFEM's förmåga att kunna beräkna den olinjärelastiska responsen i det obundna materialet. För att efterlikna förhållandena vid HVS-försöken i Sunninge har en del förenklingar av både geometri, lastkonfiguration och väguppbyggnad fått göras.

Beräkningarna med VägFEM har gett följande resultat på huvudspänningarna:

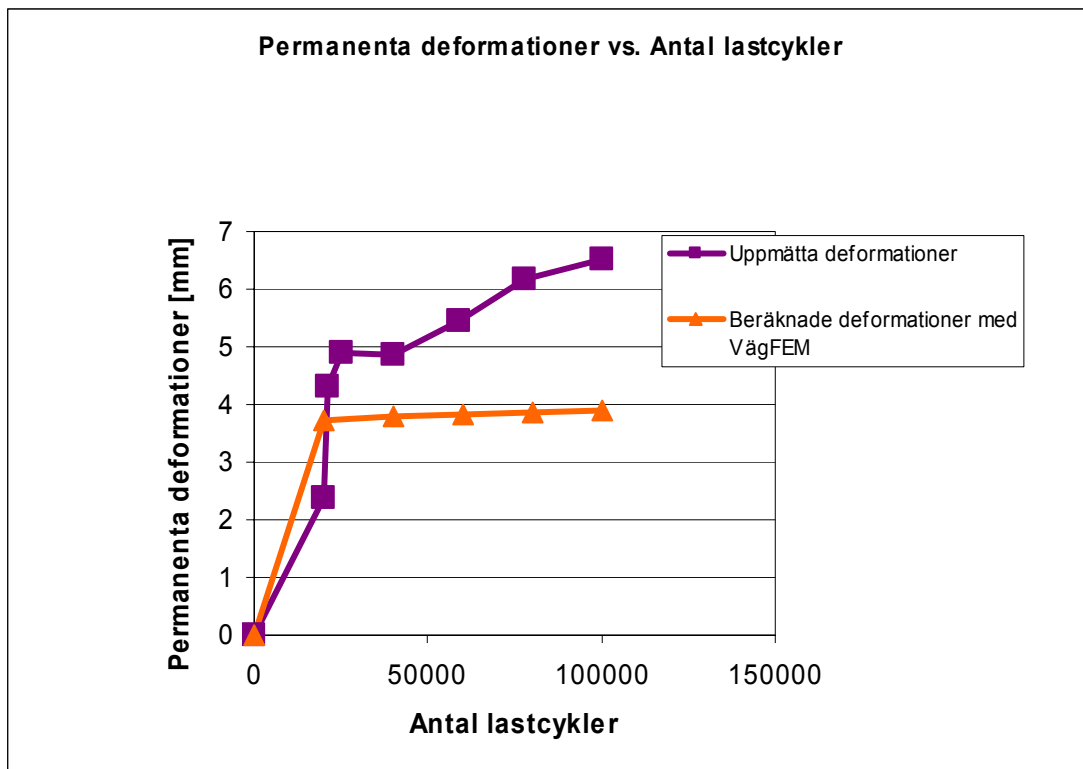
Tabell 16 Spänningar i det obundna lagret erhållna med VägFEM för Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

Data från VägFEM			
Z	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]
-0,065	56,58	155,47	437,9
-0,115	26,12	80,78	297,5
-0,165	3,13	28,97	184,2
-0,215	18,00	18,73	137,5
-0,265	43,30	20,40	92,7
-0,315	87,69	57,42	64,7

Då det endast är möjligt att beräkna spänningarna vid jämna 5 cm intervall, har linjär interpolering för att erhålla spänningar vid rätt djup fått göras.

#### 10.1.1 Dresden

Med spänningar beräknade med VägFEM och förutsättningar enligt avsnitt 9.1.3 har följande resultat erhållits med den plastiska Dresdenmodellen, se bilaga 9.

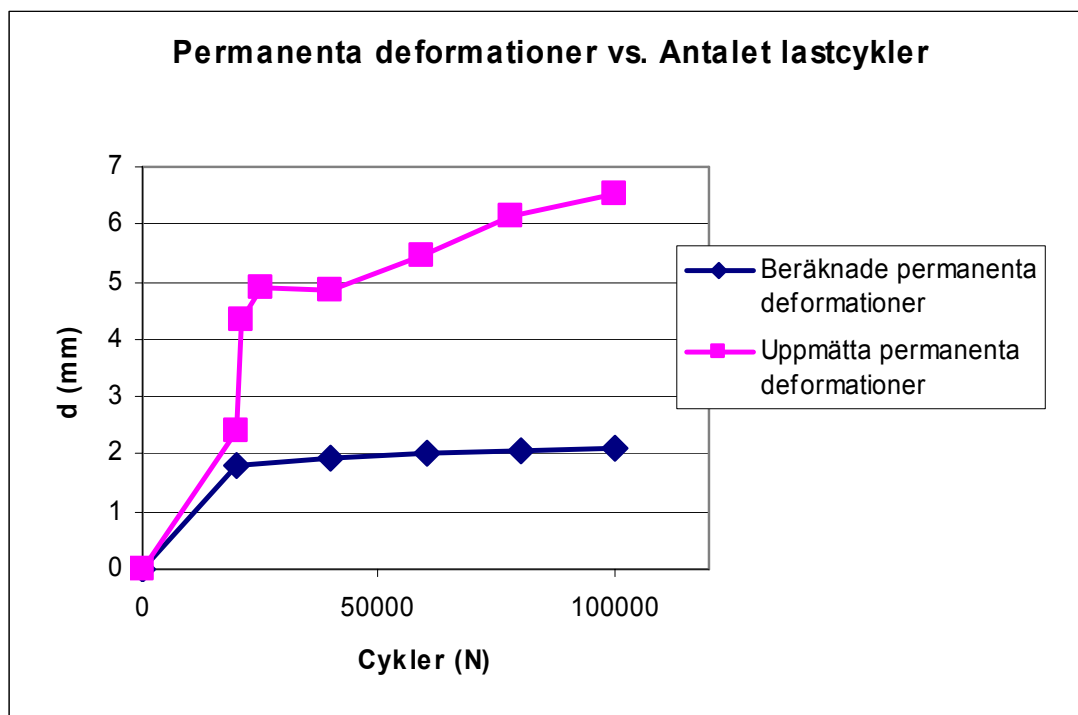


Figur 62 Jämförelse mellan beräknade deformationer med den plastiska Dresdenmodellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med VägFEM för materialet Base type 1  $w_{rel}=60\%$ .

Modellen beskriver relativt väl de permanenta deformationerna under inledningsfasen, men beskriver ej den fortsatta ackumuleringen av deformationer på ett tillfredställande sätt.

### 10.1.2 SAMARIS

Med spänningar beräknade med VägFEM och förutsättningar enligt avsnitt 9.2.2 har följande resultat erhållits med den förenklade empiriska LCPC-modellen.



Figur 63 Jämförelse mellan beräknade deformationer med LCPC-modellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med VägFEM för material Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

Som framgår av figur ovan underskattar LCPC-modellen de permanenta deformationerna. Beräkningar av de permanenta deformationerna har även utförts på de andra tre materialen vid olika vattenhalter. Resultaten från dessa beräkningar återfinns i bilaga 22.

## 10.2 PMS Objekt

För att få en referens till VägFEM har den linjärelastiska responsmodellen PMS Objekt använts. Spänningar erhållna med PMS Objekt framgår av Tabell 17.

Tabell 17 Spänningar i det obundna lagret erhållna med PMS Objekt.

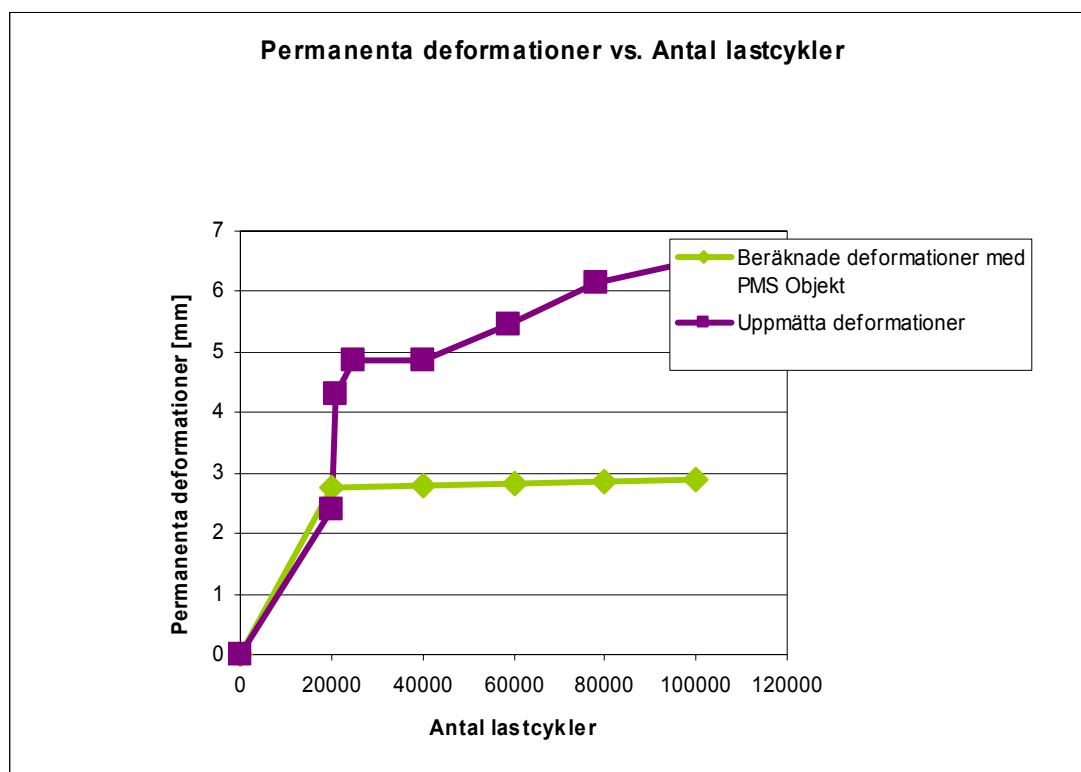
Data från PMS Objekt			
Z	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]
-0,065	138,2	184,0	573,6
-0,115	51,3	104,0	452,8
-0,165	17,0	63,4	352,7
-0,215	3,2	40,3	277,7
-0,265	-2,5	25,9	222,4
-0,315	-5,0	16,4	180,9

Dessa spänningar har använts som referensobjekt för att validera resultaten från VägFEM. Spänningarna erhållna med PMS Objekt har sedan också använts för att beräkna de permanenta deformationerna.



## 10.2.1 Dresden

Med spänningar beräknade i PMS Objekt och förutsättningar enligt avsnitt 9.1.3 har följande resultat erhållits med den plastiska Dresdenmodellen.

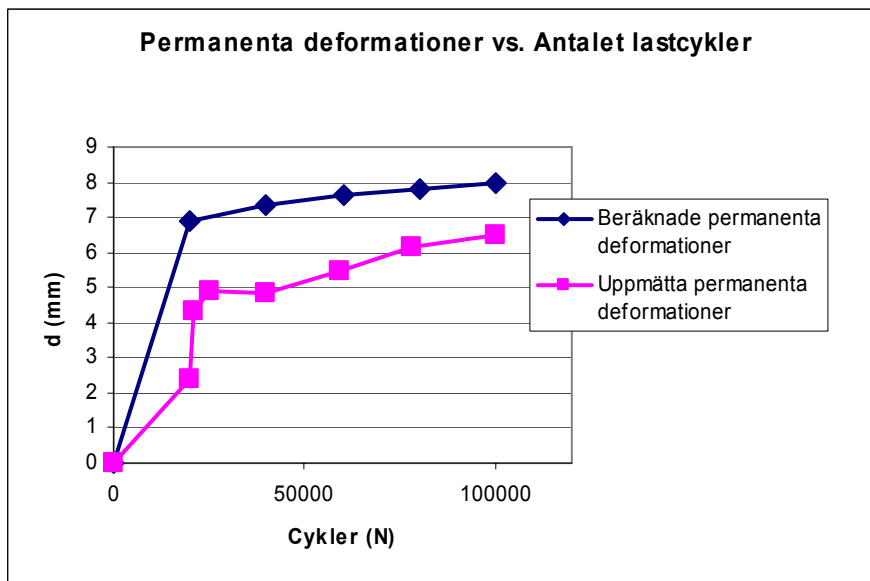


Figur 64 Jämförelse mellan beräknade deformationer med den plastiska Dresdenmodellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med PMS Objekt för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

Som framgår av figuren ovan så blir de permanenta deformationerna mycket lägre än de verkligt uppmätta, se bilaga 8.

## 10.2.2 SAMARIS

Med spänningar beräknade med PMS Objekt och förutsättningar enligt avsnitt 9.2.2 har följande resultat erhållits med den förenklade empiriska LCPC-modellen.



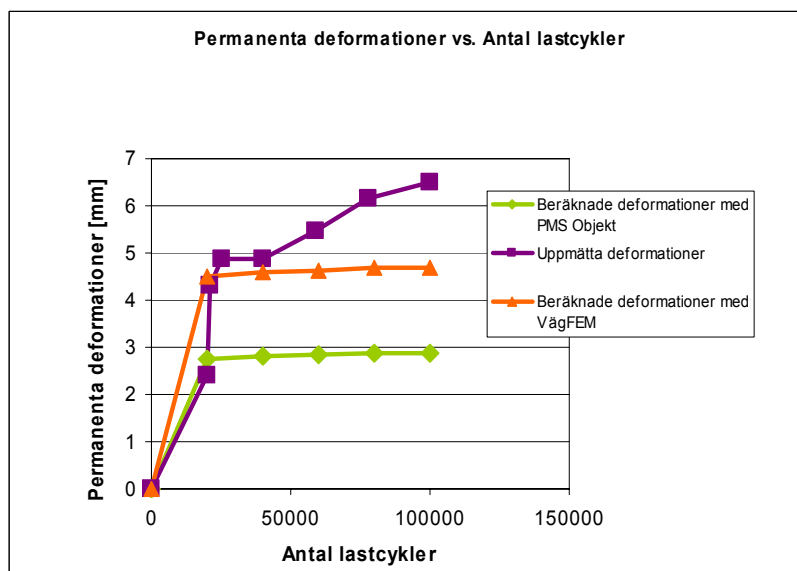
Figur 65 Jämförelse mellan beräknade deformationer med LCPC-modellen och de verkligt uppmätta deformationerna. Spänningar erhållna med PMS Objekt för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

Som framgår av figur 65 så överskattas de permanenta deformationerna när de beräknas med spänningar tagna från PMS Objekt.

### 10.3 Jämförelse av resultat

#### 10.3.1 Dresden

Om en jämförelse mellan resultaten görs fås följande figur:

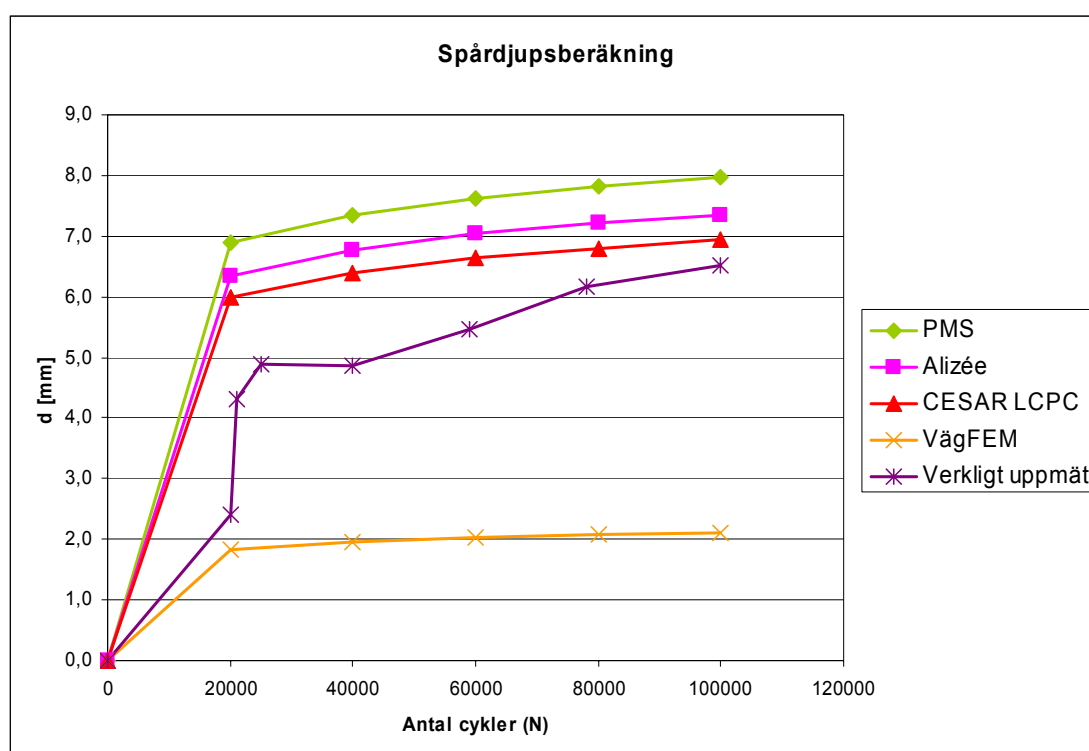


Figur 66 Jämförelse av spårdjupsberäkning mellan spänningar erhållna med PMS Objekt och VägFEM för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ .

Enligt beräkningarna ger VägFEM betydligt högre permanenta deformationer än PMS Objekt. Se även bilaga 9.

### 10.3.2 SAMARIS

I beräkningarna av de permanenta deformationerna i det obundna lagret med LCPC-modellen har även två franska responsmodeller använts för att kontrollera resultatet (dock enbart för materialet Base type 1,  $w_{rel}=60\%$ ). De två modellerna som använts som ytterliggare referens är ALIZE (linjärelastisk modell) och CESAR (FE-modell). Spänningar från dessa modeller har erhållits genom personlig kontakt med Pierre Hornyh vid studiebesök. Om en jämförelse mellan resultaten görs fås följande figur:



Figur 67 Jämförelse av resultat med olika responsmodeller vid beräkning av spårdjup med den förenklade empiriska LCPC-modellen.

Ur figuren framgår att med spänningar erhållna från de franska responsapplikationerna fås ett resultat som bättre stämmer överens med verkligheten. Med VägFEM fås en grov underskattning och med PMS Objekt fås en överskattning av de permanenta deformationerna. Resultat för de tre övriga materialen presenteras i bilaga 22.

Vidare kommer resultatet att diskuteras och analyseras i slutsatsen.

# 11 Slutsats

## 11.1 Dresden

Den plastiska Dresdenmodellen är en empirisk permanent deformationsmodell vilken beskriver de permanenta deformationerna som en funktion av den påförda spänningen och antalet lastcykler.

I detta arbete har Dresdenmodellen använts för att försöka beräkna de deformationer som uppkommer i det obundna lagret för en provsträcka som upprättats i Sunninge utanför Uddevalla i samband med utbyggnaden av E6.

Som framgår av kapitlet 9.1 där beräkningsgången för den plastiska Dresdenmodellen presenteras har stora förenklingar gjorts i detta arbete för att modellen skall kunna tillämpas.

Framförallt ska nämnas att som en följd av det tunna bundna lagret (40 mm) kommer de uppkomna spänningarna i det obundna lagret bli mycket höga och därför kommer spänningstillståndet i detta lager motsvara Tillstånd B eller C. För tillfället kan inte den plastiska Dresdenmodellen beskriva dessa tillstånd som en funktion av huvudspänningarna och därför blir beräkningarna varken tillförlitliga eller tillfredställande. Den plastiska Dresdenmodellen tillåter endast beskrivning av deformationsutvecklingen i Tillstånd A.

Som en följd av att endast Tillstånd A kan beskrivas kommer de beräknade permanenta deformationerna att avta och stabilisera sig. Om de verkligen uppmätta permanenta deformationerna betraktas framgår det att så inte är fallet. Lutningen på kurvan som beskriver de uppmätta permanenta deformationerna tenderar att ha en linjär ökning, se figur 66. För att modellera denna tillståndsutveckling är det ett krav att Tillstånd B och C kan beskrivas.

Vidare har spänningshistorikens inverkan på de permanenta deformationerna helt försumrats.

Att spänningshistoriken har försumrats anses göra att de beräknade permanenta deformationerna ligger på den säkra sidan då spänningshistoriken har en positiv effekt på obundna materials förmåga att stå emot uppkomsten av permanenta deformationer.

Vidare bör påpekas att stora problem har påträffats vid bestämning av materialparametrarna som både beskriver den så kallade shakedowngränsen och karakteriserar materialets spänningsberoende deformationsbeteende. Den plastiska Dresdenmodellen bygger i stor utsträckning på användandet av triaxialförsök som utförts enligt den rådande Europannormen (EN 13 286-7). Vid beräkningar i detta arbete har endast triaxialförsöksdata erhållits med VTI:s metod varit tillgänglig, vilket har medfört att parameterbestämningen ej kunnat utföras på ett godtagbart sätt. Här bör nämnas att med den tillgängliga triaxialförsöksdatan har endast tre signifikanta ekvationer kunnat ställas upp för att bestämma hela 8 stycken obekanta materialparametrar, se bilaga 7. Detta är ej tillfredställande eftersom ett sådant ekvationssystem har oändligt många lösningar. För att lösa detta problem har prövning av ”rimliga” parametrar fått göras för att få acceptabla värden. För att göra

denna prövning har Tyska ballastmaterial som karakteriserats i Werkmeister (2003) verkat som referensvärden.

Om resultaten av de permanenta deformationsberäkningarna betraktas, se figur 66. Framgår det att beräkningen med spänningar erhållna ur VägFEM ger ett högre värde på de permanenta deformationerna än beräkningen med PMS Objekt. Detta kan förklaras med de stora svårigheter att korrekt bestämma materialparametrarna. Vid beräkning av spårdjupet har modellparametrarna visat sig ha en väldigt stor inverkan på deformationsbeteendet, vid väldigt små variationer (tusendelar) har utslaget blivit oproportionerligt stort.

Spänningsförhållandet ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) spelar också in, förhållandet skiljer sig kraftigt mellan VägFEM och PMS Objekt. Vilket kan förklaras eftersom VägFEM ger negativa spänningar (dragpåkänningar) i det obundna lagret.

Då den plastiska Dresdenmodellen förutsätter mer data än som har varit tillgänglig har endast beräkningar utförts på ett material (Base type1). Med triaxialförsöksdata enligt Europanormen (EN 13 286-7) kan karakterisering av de obundna materialen utföras på ett betydligt mer tillfredställande sätt.

Det är troligt att den plastiska Dresdenmodellen fungerar bättre om den kombineras med den icke linjärelastiska Dresdenmodellen. Men triaxialförsöksdatan från VTI har heller inte kunnat tillämpas för att bestämma materialparametrar för den icke linjärelastiska Dresdenmodellen då denna förutsätter att tøjningarna i radiell riktning är kända.

För tillfället är den plastiska Dresdenmodellen direkt olämplig att använda på mindre vägar där tjockleken på det bundna lagret är liten och sannolikheten för att spänningar motsvarande Tillstånd B eller C ska uppstå är stor.

Dresdenmodellen kan dock vara lämplig att använda på större vägar där ett tjockare bundet lager används och följaktligen inte kritiska spänningar uppstår i de obundna lagren.

Ett intressant verktyg i vägdimensioneringstekniken är dock det så kallade shakedownkonceptet. Shakedownkonceptet går egentligen ut på att bestämma den kritiska spänningsnivån för ett obundet material. Om denna kritiska spänningsnivå är känd är det följaktligen möjligt att konstruera vägens överbyggnad på ett sådant sätt att de kritiska spänningarna ej uppträder i vägens obundna lager. Detta går att lösa på två olika sätt.

Ett sätt kan vara att öka tjockleken på vägens bundna lager vilket får till följd att spänningarna längre ner i konstruktionen minskar. Detta är en dyr lösning, vilken bara skulle vara tillämpbar på större vägar.

Ett annat sätt är att välja ett material med högre kvalitet det vill säga ett material som har en högre shakedowngräns, vilket medför att istället för att sänka spänningarna höjs materialets förmåga att motstå permanenta deformationer.

För att detta koncept ska vara tillämpbart vore det önskvärt med en klassificering av olika ballastmaterial med hjälp av triaxialförsök. Så att entreprenörer ges möjlighet att välja ett högkvalitativt material från en kvalitetssäkrad täkt. En förutsättning för att

shakedownkonceptet ska kunna användas är att triaxialförsök på ballastmaterialen utförs enligt Europeanormen (EN 13 286-7).

## 11.2 SAMARIS

Vid beräkningar av de permanenta deformationerna i de obundna lagren med LCPC-modellen har ett flertal förenklingar gjorts. Under samma förutsättningar som för Dresdenmodellen, har beräkningar utförts med väggupbyggnad med tunt överliggande bundet lager. Detta leder till att stora spänningar uppkommer i det obundna lagret, då det bundna lagret har mindre spänningsupptagande effekt.

När LCPC-modellen används, måste ett flertal modellparametrar beräknas. Dessa parametrar beräknas genom regressionsanalys av deformationsegenskaper från triaxialdatabasen, se bilaga 2. Då triaxialdatan bygger på VTI:s egen testprocedur, och inte Europeanormen (EN 13286-7), leder detta till komplikationer vad gäller användbarheten för parameterbestämningen. Den typ av triaxialdata som krävs är flerstegsprocessen av testutförandet, där ett material trycks med olika ration på  $q_{max}/p_{max}$ . Om den triaxialdatan som använts under detta arbete, hade varit på ovan nämnda form, hade modelleringen varit betydligt mer användarvänlig. Det som kan ses, även om triaxialdatan bygger på fel form, är att regressionsanalysen av deformationsbeteendet och parameterbestämningen blir förvånansvärt bra. Detta kan förklaras av den knappa materialdata som har varit tillgängligt. Vidare bör nämnas att för att materialparameterbestämningen ska bli enklare, bör även radiell töjning mätas vid triaxialförsöket, då den radiella töjningen är inbakad i  $q$  och  $p$ .

Som framgår av bilaga 21, där resultatet av den förenklade spårdjupsberäkningen presenteras, har materialets vatteninnehåll stor inverkan på hur det beter sig under belastning. Desto mer vatten materialet innehåller, desto mer deformeras materialet. Detta har visat sig under beräkningens gång, och även visats av flertalet andra forskare under tidigare försök. Rent praktiskt bör vägen konstrueras så att tillräcklig dränering erhålls, dock kan fullständig dränering aldrig uppnås i vägkroppen.

Vid jämförelser mellan verkliga uppmätta permanenta deformationer under HVS-försöket och resultat från detta arbetes modelleringar (se bilaga 22), ses att de permanenta deformationerna som uppkommer vid modellering med spänningar från VägFEM underskattar de verkligt uppkomna deformationerna. Modelleringar med spänningar från PMS Objekt, ALIZE och CESAR-LCPC ger relativt goda resultat, dock överskattas de permanenta deformationerna något. En anledning till att resultaten modelleras bra med ALIZE och CESAR-LCPC är att båda verktygen är kalibrerade för just detta tillvägagångssätt med modellering enligt den förenklad empiriska LCPC-modellen för spårdjupsberäkning.

Användning av LCPC-modellen för modellering av permanenta deformationer har goda förutsättningar för fortsatt bruk. Trots att triaxialdatan följt VTI:s metod har beräkningar av spårdjupet kunnat utföras på samtliga testade material. Modellen ger en relativt god beskrivning av tillståndsutvecklingen. De varierande resultaten kan främst härledas till materialets vatteninnehåll som har visat sig ha en stor inverkan på det permanenta deformationsbeteendet.

Modellen är enkelt uppbyggd och följaktligen enkel att förstå och arbeta med. Detta är en stor fördel om modellen i framtiden ska kunna användas som rutindimensioneringsmetod för obundna lager.

LCPC-modellen används dock med fördel om triaxialförsöken är utförda enligt gällande Europnorm (EN 13286-7).

### 11.3 Design guiden

Tillståndsutvecklingsmodellen som föreslås i Design guiden har inte analytiskt kunnat valideras. Anledning till att modellen ej kunnat användas vid beräkningarna är att tillgänglig data varit otillräcklig. Design guiden bygger på en klimatmodell (EICM) vilken inte finns tillgänglig för svenska förhållanden. Vidare är modellen statistiskt uppbyggd, avsaknad av lämplig statistisk data för svenska vägnät har begränsat möjligheterna att använda modellen. Avsaknad av regionala kalibreringsfaktorer gör det också mycket svårt att på ett godtagbart sätt utvärdera modellen.

Under arbetet att beskriva Design guiden har dock fördelar med denna dimensioneringsgång påträffats. En fördel anses vara tillvägagångssättet där hierarkiska nivåer används. Fördelen med detta tillvägagångssätt är att dimensioneringen hela tiden grundar sig på etablerade dimensioneringsmetoder, men utrymme ges åt teknisk innovation.

Under hela dimensioneringsgången har konstruktören möjlighet att modifiera den ursprungliga provdimensioneringen för att hela tiden genom en iterativ process förbättra konstruktionen.

Vidare bör nämnas att Design guiden är en fullständig dimensioneringsguide för hela överbyggnaden. Design guiden kan användas för att dimensionera bundna lager, obundna lager samt terrassen.

### 11.4 VägFEM

Den responsmodell som legat till grund för beräkning av de spänningar som uppstår i vägkonstruktionen är VägFEM. Denna FE-applikation har använts eftersom den har möjlighet att beräkna den olinjärelastiska responsen hos obundna material. För att göra en bedömning om huruvida värdena på spänningarna är rimliga har resultaten jämförts mot den linjärelastiska responsmodellen PMS Objekt.

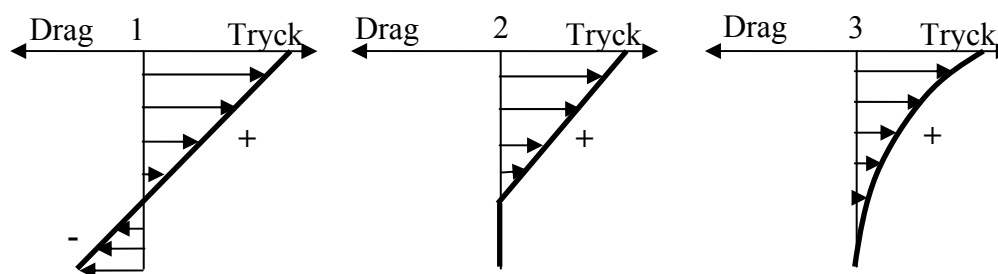
Följande slutsatser kan dras efter betraktning av resultaten:

Spänningar beräknade med VägFEM avtar snabbare med djupet än vad spänningar beräknade med PMS Objekt gör. Spänningar erhållna med VägFEM är konsekvent lägre än spänningar erhållna med PMS Objekt. Detta kan förklaras genom att den från ATB Väg valda elasticitetsmodulen inte beskriver materialets resilianta beteende på ett korrekt sätt.

Spänningsförhållandet ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) skiljer sig kraftigt mellan VägFEM och PMS Objekt. Vilket kan förklaras eftersom VägFEM ger negativa spänningar (dragpåkänningar) i det obundna lagret.

Ett problem som uppstår vid beräkning av spänningarna i de obundna lagren är som nämns ovan att VägFEM ger negativa spänningar (dragpåkänningar) i underkant det obundna materialet. Detta är en dålig beskrivning av verkligheten då obundna material saknar förmåga att ta upp dragspänningar.

Då VägFEM under beräkning av olinjärelastisk respons redovisar negativa spänningar i underkant av det obundna lagret, bör vidare forskning på huruvida man ska gå tillväga för att eliminera dessa dragspänningar göras. Fall 1 i figuren presenterar det nuvarande spänningstillståndet som VägFEM använder. Figurens andra delar (2 och 3) presenterar hur försök skulle kunna utföras för att ta bort dragspänningarna. Fall 2 är det tillvägagångssätt som har använts i detta arbete, Fall 3 presenterar troligen det mest verklighetstrognafallet. Ett annat förslag på hur dragpåkänningarna kan elimineras är att under beräkningen sätta terrassen till berg, det vill säga, ett material med mycket hög resilientmodul. På detta vis skulle friktionen mot detta lager eventuellt påverka dragpåkänningarna.



Figur 68 Förändring av dragpåkänningar i VägFEM

Vidare bör approximation av den verkliga lasten, som användes under HVS-försöket, göras för att beräkningarna bättre ska stämma överens med verkligheten. Detta med anledning av att VägFEM inte klarar av att utföra beräkningar med så höga laster. Tillvägagångssätt för detta bör antingen vara linjärt eller enligt regressionsanalys.

Fördelen med VägFEM är att egentyngden på materialen i vägen kan tas med i beräkningarna. En stor fördel är att den olinjärelastiska responsen kan beskrivas. Dessa förutsättningar gör så att de verkliga spänningsförhållandena i vägen bättre kan simuleras.

En annan stor fördel med den webbaserade VägFEM är att användarvänligheten är mycket god, beräkningarna är lätta att utföra utan specialkunskaper inom programmeringstekniken. Ett svar från bärighetsberäkning erhålls inom 20 minuter efter att beräkningsförutsättningarna skickats iväg. Denna väntetid anses vara rimlig.

I beräkningar som har utförts i detta arbete har dock de permanenta deformationerna blivit lägre än de förväntade. Detta kan dock härledas till svårigheter att korrekt simulera den lasteffekt som verkar på den verkliga konstruktionen. Den höga last som simulerats vid HVS-försöket går inte att återskapa med VägFEM eftersom VägFEM bygger på 3 stycken standardaxlar (8, 10, 12 ton).



## 11.5 Förslag till fullständig dimensioneringsmetod för obundna lager

Samtliga av de tre behandlade modellerna i detta arbete har sina fördelar respektive nackdelar. Ett förslag till hur en fullständig dimensioneringsmetod för de obundna lagren i vägen skulle kunna utformas föreslås här genom att kombinera några av de fördelar som varje modell tillhandahåller.

Förslagsvis tillämpas Design guidens tre hierarkiska nivåer där graderingen delas in i Klass 1, Klass 2 och Klass 3-vägar. För karakterisering av materialet används triaxialförsök enligt Europanormen (EN 13 286-7) och det så kallade shakedownkonceptet tillämpas för att gradera de olika ballastmaterialen. För att beräkna permanenta deformationer används den förenklade empiriska LCPC-modellen.

En sådan dimensioneringsmetod skulle kunna ha följande utseende:

### *Klass 1-vägar*

I denna klass ställs högst krav på noggrannheten. Denna graderingsnivå bör användas vid tungt trafikerade vägar, eller vägar där det medför stora kostnader om brott uppstår tidigt under konstruktionens tekniska livslängd.

Klass 1 kan delas in i 5 dimensioneringssteg:

1. Standardkonstruktion väljs utifrån ATB Väg.
2. Val av obundet material, triaxialförsök enligt (EN 13 286-7), med triaxialförsöksdata beräknas sedan materialets plastiska shakedowngräns. Högre shakedowngräns medför högre kvalitet på materialet.
3. Beräkning av de spänningar som uppstår i de obundna lagren till följd av maximala axellaster på konstruktionen (VägFEM och PMS Objekt). De beräknade spänningarna ska helst ligga under materialets karakteristiska shakedowngräns.
4. Beräkning av de permanenta deformationerna (spårbildningen) med den förenklade empiriska LCPC-modellen.
5. Materialtyp och lager tjocklek optimeras iterativt med hänsyn till uppsatta toleranskrav på de permanenta deformationerna.

### *Klass 2-vägar*

I Klass 2 ställs något lägre krav på noggrannheten än i Klass 1. Följande 4 steg används för att beskriva tillvägagångssättet i Klass 2:

1. Standardkonstruktion väljs utifrån ATB Väg.
2. Obundet material välj med utgångspunkt från triaxialförsök utförda enligt (EN 13 286-7) och bestämda shakedowngränser för materialet.
3. Spänningar i konstruktionen beräknas med PMS Objekt eller VägFEM som en funktion av standardaxlar.
4. De beräknade spänningarna jämförs mot den plastiska shakedowngränsen. Om spänningarna ligger under shakedowngränsen godkänns konstruktionen. Om

de uppkomna spänningarna ligger över eller mycket över shakedowngränsen väljs ett material med högre kvalitet.

### *Klass 3-vägar*

I Klass 3 ställs låga krav på noggrannheten. Främsta användningsområde är småvägar där det inte är ekonomiskt försvarbart att se till att kritiska spänningar aldrig överskrids i konstruktionen. Följande 3 steg kan användas för att beskriva tillvägagångssättet i Klass 3:

1. Standardkonstruktion väljs utifrån ATB Väg.
2. Godtyckligt ballastmaterial kan väljas så länge erforderliga standardkrav är uppfyllda till exempel kornstorleksfördelning.
3. Nuvarande dimensioneringsprincip av de obundna materialen utförs. Det vill säga de obundna materialen förutsätts vara linjärelastiska och standardvärde på elasticitetsmodul väljs enligt ATB väg.

Ovanstående är ett förslag till hur en ny dimensioneringsmetod för de obundna lagren skulle kunna se ut med hänsyn tagen till materialkvalitet och spårbildning. Metoden behandlar enbart spårbildning som har sitt ursprung i de obundna lagren. Självklart måste även spårbildning i undergrunden och de bundna lagren beaktas.

## 12 Diskussion och förslag till fortsatt utveckling

Med hänsyn till användarvänlighet fungerar PMS Objekt och VägFEM alldeles utomordentligt. Båda responsmodellerna är enkla att arbeta med och är enkla att följa i beräkningsgången. PMS Objekts beräkningstid är kort och ger resultat nästan direkt. VägFEM däremot tar lite längre tid för beräkningen, men detta beror på att den räknar olinjärelastiskt och i mycket mindre element än vad som sker i PMS Objekt.

Beräkningsverktygen, som erhöles till detta arbete, var mycket röriga och svåra att följa, men under arbetets gång har dessa förenklats och modifierats så att efterföljande arbeten ska förenklas och arbetsbelastningen ska minskas.

De använda modellerna för att beräkna tillståndutvecklingen i de obundna materialen (Dresdenmodellen och LCPC-modellen) bör valideras med triaxialförsöksdata enligt Europanormen.

Utveckling av det olinjära resilienta beteendet i VägFEM, i VägFEM tas ingen hänsyn till materialets anisotropi. Modellen som används beskriver inte den volymetriska töjningen på ett realistiskt sätt. Förslagsvis skulle en annan modell för att beskriva det icke linjära elastiska beteendet hos obundna material implementeras i VägFEM.

De spänningsberäkningar som görs i VägFEM, under förutsättningen olinjärt resilient beteende, bör valideras mot verkliga fullskaliga försök innan denna responsmodell praktiskt kan användas i dimensioneringssyfte.

Fortsatt arbete bör läggas på att korrekt beskriva deformationsbeteendet hos obundna material. Fokus för detta arbete bör vara att utvärdera triaxialförsök utförda enligt Europanormen (EN 13 286-7).

Att beskriva materialbeteendet vid höga spänningar och vid högt antal lastcykler (jämför Tillstånd C i kapitel 5.2.1.5) är också av stor betydelse för att analytiskt och långsiktigt kunna bestämma tillståndsutvecklingen i överbyggnadskonstruktioner.

Fortsatt utveckling bör också utföras på att utifrån klimatdata och dräneringsförhållanden beskriva tillståndsutvecklingen som en funktion av vattenhalten. Då vattenhalten har visat sig ha en stor inverkan på det permanenta deformationsbeteendet hos de obundna materialen.

Det hade också varit önskvärt att i tillståndsutvecklingen beskriva den inverkan som packningsgraden har på det långsiktiga permanenta deformationsbeteendet.

Ytterligare undersökningar kan ske på resilientmodulen hos det bundna lagret. Det värde som denna rapport bygger på är ett givet, vanligt värde för asfaltslagret, erhållet från Pierre Hornych. Anledningen till detta var att beräkningar lätt skulle kunna jämföras med Hornych's beräkningar i CVCR.

Vidare undersökning bör utföras på huruvida väggkroppen utsätts för någon sorts förkompaktering under HVS-försöket. Om deformationskurvan för HVS-försöket studeras, ses en linjär deformation under de inledande 20 000 lastcyklerna, Figur 51. Forskning skulle kunna utföras genom att studera deformationsbeteendet under de

första 20 000 lastcyklerna och jämföra detta med kompakteringsgraden under byggskedet eller alternativt konditioneringsförloppet under triaxialförsöken.

För att få en uppfattning om huruvida det är lönsamt med en analytisk beräkning av obundna material bör en livscykelkostnadsanalys (LCC) göras för en väg där de obundna lagren analytiskt har dimensionerats. Denna LCC bör sedan jämföras mot en LCC för en väg som dimensionerats enligt de traditionella metoderna för att ge en uppfattning om lönsamheten.

## 13 Referenser

### Litteratur:

Werkmeister, S. (2003): *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions*. Doktorsavhandling. Avdelningen för Pavement Engineering, Dresdens Tekniska Högskola, Dresden, Tyskland, februari 2003.

Hornych, P. (2006): *Development and validation of a method of prediction of structural rutting of unbound pavement layers*. SAM-05-DE27, Utdragsnr. 3, Nantes, Frankrike, januari 2006.

Lekarp, F. (1999): *Resilient and permanent deformation behaviour of unbound aggregates under repeated loading*. Doktorsavhandling. Institutionen för infrastruktur och trafikplanering, Kungl. Tekniska Högskolan, Publikationsnr. 99-57, Stockholm, september 1999.

EN 13286-7 (2004): *Obundna och hydrauliskt bundna material – Del 7: Treaxialtest för obundna vägmateriäl*. SS-EN 13286-7, SIS, Stockholm, Mars 2004.

Ekdahl, P. (2003): *Provvägsrapport E6 – Projektbeskrivning och mätresultat*. 742419-00, Scandiaconsult Sverige AB, Malmö, december 2003

Fredriksson, R. (2000): *PMS/Rutinunderhåll – Geografiska områden*. Handbok. Vägverket Produktion, Göteborg, mars 2000.

Schwartz, C. (2002): *Common Issues – Traffic Characterization, Environmental Effects, Material Parameters*. PP-presentation. Göteborg, maj 2002.

Samuelsson, A. (1993): *Byggnadsmekanik – Hållfasthetslära*. 2:a upplagan, Studentlitteratur, Lund, 1993.

ATB Väg (2004): *Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion*. Handbok, publ. 2004:111, Teknikavdelningen, Vägverket, Borlänge, juni 2004.

### Muntliga källor:

Huvstig, A. (2006): *Personlig kontakt*.Handledning, Vägverket Region Väst, Göteborg, Sverige, september 2006 – januari 2007.

Nilsson, R. (2006): *Personlig kontakt*. Besök Skanskas försökslaboratorium, Malmö, september 2006.

Johansson, M. S. (2006): *Personlig kontakt*. Mailkontakt, Göteborg, september 2006.

## Internet

- Johansson, M. S. (2006): *VägFEM's Användarmanual*.  
[http://vagfem.volvo.com/vagfem/images/guide/VagFEM\\_Manual.htm](http://vagfem.volvo.com/vagfem/images/guide/VagFEM_Manual.htm), september 2006 – januari 2007.
- Wiman, L.G. (2001): “*Accelerated load testing of pavements – HVS-NORDIC tests in Sweden 1999*”, [http://www.vv.se/fud-resultat/Publikationer\\_000001\\_000100/Publikation\\_000034/HVS%20rapport%20f%C3%B6rsta%20perioden%20i%20svrige.pdf](http://www.vv.se/fud-resultat/Publikationer_000001_000100/Publikation_000034/HVS%20rapport%20f%C3%B6rsta%20perioden%20i%20svrige.pdf), januari 2007.

## 14 Bilagor

1. Materialegenskaper
2. Permanenta deformationer erhållna från triaxialförsök
3. Indata till VägFEM från HVS-försök för spänningsberäkning
4. Spänningar från VägFEM
5. Referensspänningar från PMS Objekt
6. Bestämning av Shakedowngränser för Dresdenmodellen
7. Bestämning av modellparametrar för Dresdenmodellen
8. Förenklad spårdjupsberäkning för Dresdenmodellen med PMS Objekt
9. Förenklad spårdjupsberäkning för Dresdenmodellen med VägFEM
10. Beräkning av resilientmodul med K- $\theta$ -modellen
11. Resilientmodul för materialtyper genom K- $\theta$ -modellen
12. Parameterbestämning för LCPC-modellen (Base type 1, wrel=60 %)
13. Permanent deformationsmodell (Base type 1, wrel=60 %)
14. Förenklad spårdjupsberäkning (Base type 1, wrel=60 %)
15. Parameterbestämning för LCPC-modellen (Base type 1, wrel=80 %)
16. Permanent deformationsmodell (Base type 1, wrel=80 %)
17. Förenklad spårdjupsberäkning (Base type 1, wrel=80 %)
18. Parameterbestämning för LCPC-modellen (Base type 1, wrel=100 %)
19. Permanent deformationsmodell (Base type 1, wrel=100 %)
20. Förenklad spårdjupsberäkning (Base type 1, wrel=100 %)
21. Resultat från spårdjupsberäkningen med LCPC-modellen
22. Jämförelse mellan spårdjupsberäkningar med LCPC-modellen för olika responsmodeller

# 1. Materialegenskaper

<b>Basetype 1</b>			
Testdatum	2002-03-05	PSD siktdiameter	300 (mm)
Total vikt	30924 (g)	PSD kurva 0,063	4
Största passerande sten	35 (mm)	PSD kurva 0,25	11
Grovkornsinnehåll	23,9 (vikt-%)	PSD kurva 1	22
Innehåll 0,063/total	3,7 (vikt-%)	PSD kurva 4	41
Passerar 1 mm	21,9 (vikt-%)	PSD kurva 16	76
Medel sikt 0,25+4	25,9 (vikt-%)	PSD kurva 31,5	99
Metylen blå	0,7 (g/kg)		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,5-1 mm	5		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,25-0,5 mm	9		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,125-0,25 mm	27		
Kondensitet	2,71 (g/cm <sup>3</sup> )		
Nordisk kulkvarn	16,3 (vikt-%)		
Flisighetstal	1,49 (mm)		
Sprödhetstal	61 (vikt-%)		
<b>Basetype 2</b>			
Testdatum	2002-03-07	PSD siktdiameter	300 (mm)
Total vikt	36018 (g)	PSD kurva 0,063	4
Största passerande sten	35 (mm)	PSD kurva 0,25	12
Grovkornsinnehåll	15,7 (vikt-%)	PSD kurva 1	25
Innehåll 0,063/total	3,6 (vikt-%)	PSD kurva 4	47
Passerar 1 mm	25 (vikt-%)	PSD kurva 16	84
Medel sikt 0,25+4	29,6 (vikt-%)	PSD kurva 31,5	99
Metylen blå	1,2 (g/kg)		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,5-1 mm	12		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,25-0,5 mm	23		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,125-0,25 mm	35		
Kondensitet	2,67 (g/cm <sup>3</sup> )		
Nordisk kulkvarn	17,4 (vikt-%)		
Flisighetstal	1,42 (mm)		
Sprödhetstal	52 (vikt-%)		



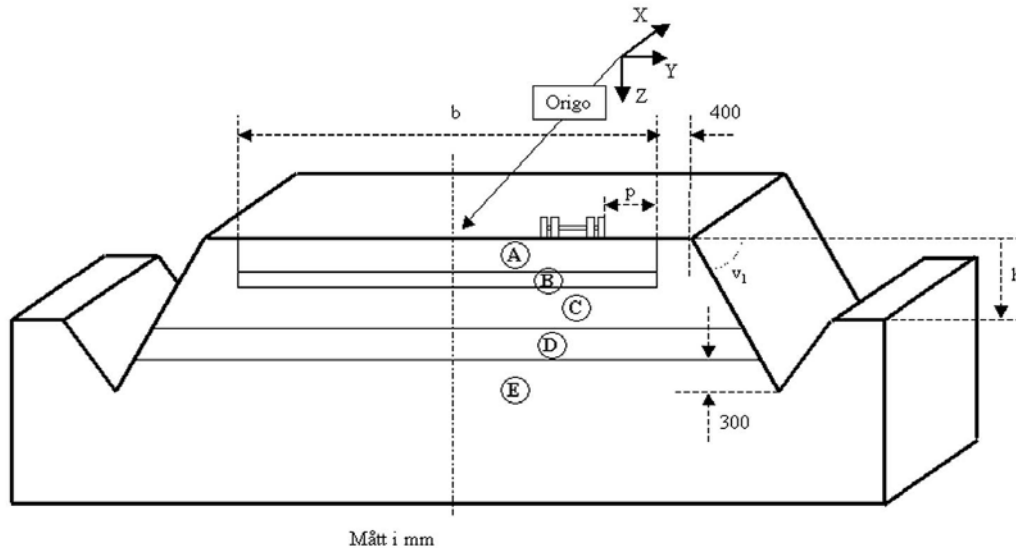
<b>Basetype 3</b>			
Testdatum	2002-03-05	PSD siktdiameter	300 (mm)
Total vikt	34381 (g)	PSD kurva 0,063	2
Största passerande sten	40 (mm)	PSD kurva 0,25	7
Grovkornsinnehåll	31,2 (vikt-%)	PSD kurva 1	18
Innehåll 0,063/total	2,1 (vikt-%)	PSD kurva 4	36
Passerar 1 mm	17,9 (vikt-%)	PSD kurva 16	69
Medel sikt 0,25+4	21,4 (vikt-%)	PSD kurva 31,5	99
Metylen blå	0,7 (g/kg)		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,5-1 mm	2		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,25-0,5 mm	4		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,125-0,25 mm	5		
Kondensitet	2,64 (g/cm <sup>3</sup> )		
Nordisk kulkvarn	22 (vikt-%)		
Flisighetstal	1,41 (mm)		
Sprödhetstal	64 (vikt-%)		
<b>Basetype 4</b>			
Testdatum	2002-04-02	PSD siktdiameter	300 (mm)
Total vikt	38483 (g)	PSD kurva 0,063	4
Största passerande sten	45 (mm)	PSD kurva 0,25	9
Grovkornsinnehåll	37,8 (vikt-%)	PSD kurva 1	14
Innehåll 0,063/total	3,7 (vikt-%)	PSD kurva 4	25
Passerar 1 mm	14,4 (vikt-%)	PSD kurva 16	62
Medel sikt 0,25+4	16,9 (vikt-%)	PSD kurva 31,5	95
Metylen blå	0,8 (g/kg)		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,5-1 mm	6		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,25-0,5 mm	13		
VVMB613 glimmerinnehåll 0,125-0,25 mm	28		
Kondensitet	2,73 (g/cm <sup>3</sup> )		
Nordisk kulkvarn	19,2 (vikt-%)		
Flisighetstal	1,54 (mm)		
Sprödhetstal	57 (vikt-%)		

## 2. Permanenta deformationer erhållna från triaxialförsök

Test	Period no	Acc. per. no	tojningar BT1[10-3]	tojningar BT2[10-3]	tojningar BT3[10-3]	tojningar BT4[10-3]	tojningar BT1[10-3] 80%	tojningar BT2[10-3] 80%	tojningar BT3 [10-3] 80%	tojningar BT4[10-3] 80%	tojningar BT1[10-3] 100 %	tojningar BT2[10-3] 100%	tojningar BT3[10-3] 100%	tojningar BT4[10-3] 100%	
Test 1	1000	1000	0,4	0,4	0,6	0,2	0,6	0,8	0,6	0,6	0,6	1,1	1,0	1,2	1,5
Test 2	1000	2000	1,7	1,5	2,4	2,1	2,7	3,2	2,2	2,7	5,0	4,9	4,1	5,6	
Test 3	1000	3000	6,6	6,8	13,4	10,0	11,7	12,5	8,1	12,7	18,4	19,2	13,4	18,1	
Test 4	1000	4000	7,3	7,3	14,6	10,7	12,6	13,3	8,8	13,5	19,4	20,2	14,3	19,0	
Test 5	100	4100	8,1	8,1	15,8	11,6	13,6	14,2	9,6	14,5	20,6	21,4	15,2	20,1	
Test 5	500	4500	9,6	9,6	18,2	13,1	15,5	15,7	10,9	16,3	22,6	23,6	16,9	22,3	
Test 5	1000	5000	10,6	10,5	20,0	14,2	16,8	16,7	12,0	17,5	23,8	24,9	18,1	24,1	
Test 5	2000	6000	11,9	11,6	22,5	15,5	18,4	17,8	13,3	19,0	25,2	26,3	19,6	26,0	
Test 5	5000	9000	13,7	13,1	26,2	17,4	20,7	19,3	15,4	21,2	27,1	28,0	21,9	29,3	
Test 5	10000	14000	15,3	14,2	28,9	19,2	22,6	20,4	17,2	23,0	28,6	29,4	23,8	31,8	
Test 5	20000	24000	16,9	15,4	31,4	21,0	24,5	21,7	19,1	24,9	30,2	30,9	26,0	34,1	
Test 5	30000	34000	18,0	16,2	32,8	22,1	25,8	22,6	20,2	26,1	31,1	31,9	27,4	35,2	
Test 5	40000	44000	18,8	16,8	33,8	23,0	26,8	23,3	21,1	27,0	31,9	32,5	28,7	35,7	
Test 5	50000	54000	19,5	17,3	34,6	23,8	27,6	23,9	21,8	27,7	32,6	33,1	29,8	36,1	
Test 5	60000	64000	20,1	17,8	35,3	24,4	28,4	24,5	22,4	28,3	33,2	33,5	30,6	36,4	
Test 5	70000	74000	20,7	18,2	35,9	25,0	29,1	25,0	22,9	28,8	33,7	34,0	31,4	36,6	
Test 5	80000	84000	21,2	18,7	36,4	25,5	29,7	25,5	23,3	29,3	34,2	34,4	32,1	36,9	
Test 5	90000	94000	21,7	19,0	36,8	26,0	30,3	25,9	23,7	29,7	34,6	34,8	32,7	37,1	
Test 5	100000	104000	22,2	19,4	37,3	26,5	30,8	26,3	24,1	30,2	35,0	35,2	33,2	37,4	
Test 6	100	104100	22,7	20,0	37,6	27,1	31,4	27,1	24,4	30,8	35,5	35,8	33,6	37,8	
Test 6	500	104500	24,1	21,4	38,5	28,6	32,9	28,7	25,1	32,5	37,6	37,8	34,8	39,2	
Test 6	1000	105000	25,2	22,5	39,3	29,5	34,0	29,8	25,8	33,6	39,1	39,1	36,0	40,3	
Test 6	2000	106000	26,5	23,7	40,6	30,6	35,3	30,9	26,7	34,8	40,7	40,5	37,4	41,6	
Test 6	5000	109000	28,7	25,5	43,0	32,4	37,2	32,5	28,4	37,0	42,8	42,2	39,8	43,7	
Test 6	10000	114000	30,7	26,9	45,4	34,1	38,9	33,8	30,0	38,8	44,2	43,5	42,3	45,0	
Test 6	20000	124000	33,2	28,8	48,4	36,2	41,1	35,5	32,1	40,9	45,8	45,0	46,0	46,2	
Test 6	30000	134000	35,2	30,2	50,4	38,0	42,9	36,8	33,6	42,4	47,1	46,0	49,0	47,0	
Test 6	40000	144000	36,8	31,4	52,0	39,4	44,6	37,9	34,8	43,6	48,4	46,9	51,2	47,7	
Test 6	50000	154000	38,2	32,5	53,3	40,7	46,1	38,8	35,7	44,7	49,6	47,7	53,0	48,2	
Test 6	60000	164000	39,6	33,5	54,5	41,9	47,4	39,7	36,6	45,6	50,7	48,5	54,7	48,8	
Test 6	70000	174000	40,7	34,4	55,5	43,0	48,6	40,5	37,4	46,7	51,7	49,2	56,4	49,3	
Test 6	80000	184000	41,8	35,2	56,4	44,1	49,9	41,3	38,1	47,7	52,7	50,0	58,0	49,8	
Test 6	90000	194000	42,8	35,9	57,2	45,1	51,0	42,1	38,7	48,5	53,5	50,6	59,3	50,2	
Test 6	100000	204000	43,8	36,6	57,9	45,9	52,1	42,9	39,3	49,4	54,3	51,3	60,5	50,7	
Test 7	100	204100	44,2	37,0	58,2	46,3	52,5	43,3	39,6	49,8	54,7	51,7	60,8	50,9	
Test 7	500	204500	45,3	38,1	58,9	47,4	53,7	44,7	40,1	51,1	56,4	53,2	62,0	52,0	
Test 7	1000	205000	46,3	39,1	59,7	48,4	54,9	46,0	40,7	52,3	58,0	54,4	63,2	53,3	
Test 7	2000	206000	47,6	40,4	61,1	49,6	56,4	47,7	41,7	54,0	59,9	56,0	65,0	55,3	
Test 7	5000	209000	50,0	42,8	65,0	52,1	59,0	50,6	43,8	57,0	62,7	58,5	68,9	58,5	
Test 7	10000	214000	52,4	45,0	70,2	55,0	61,9	53,3	46,4	59,3	65,3	60,7	69,0	60,5	
Test 7	20000	224000	53,0	45,7	69,7	55,3	62,5	54,2	46,4	60,3	66,5	61,6		61,8	
Test 7	30000	234000	53,8	46,6	70,9	56,2	63,4	55,2	47,1	61,4	67,6	62,6		62,9	
Test 7	40000	244000	54,4	47,2	71,8	56,8	64,1	56,0	47,6	62,1	68,4	63,2		63,7	
Test 7	50000	254000	54,9	47,7	72,5	57,3	64,7	56,6	48,0	62,7	69,0	63,8		64,3	
Test 7	60000	264000	55,3	48,1	73,0	57,7	65,1	57,1	48,3	63,1	69,5	64,2		64,8	
Test 7	70000	274000	55,6	48,4	73,5	58,1	65,5	57,5	48,6	63,5	69,9	64,6		65,2	
Test 7	80000	284000	55,9	48,7	73,9	58,4	65,8	57,9	48,8	63,9	70,3	64,9		65,5	
Test 7	90000	294000	56,2	49,0	74,3	58,6	66,1	58,2	49,0	64,2	70,7	65,2		65,9	
Test 7	100000	304000	56,4	49,2	74,6	58,9	66,4	58,5	49,2	64,5	71,0	65,4		66,2	
Test 8	100	304100	59,8	52,8				63,0	51,5						
Test 8	500	304500	62,0	55,6				66,2	53,6						
Test 8	1000	305000	64,6	58,9				69,9	56,2						
Test 8	2000	306000	68,9	64,4				73,5	61,7						
Test 8	3000	217000	72,7	68,7				74,8	67,6						
Test 8	4000	218000	75,9	72,0				75,9	73,0						
Test 8	5000	309000	78,6	74,6				77,0	73,6						
Test 8	10000	314000	85,0	81,9				81,2	75,6						
Test 8	20000	324000	86,9	86,4				83,7	80,9						
Test 8	30000	334000	89,9	90,3				85,6	84,2						
Test 8	40000	344000	92,0	93,1				87,1	86,6						
Test 8	50000	354000	93,7	95,4				88,2	88,5						
Test 8	60000	364000	95,2	97,3				89,1	90,1						
Test 8	70000	374000	96,4	98,9				89,9	91,4						
Test 8	80000	384000	97,5	100,4				90,6	92,6						
Test 8	90000	394000	98,4	101,6				91,2	93,7						
Test 8	100000	404000	99,3	102,8				91,7	94,7						

### 3. Indata till VägFEM från HVS-försök för spänningsberäkning

Väggeometri:



Beräkningsgeometri, mått i mm. x-riktningen i längdled. OBS,

lasten är ej symmetrisk. Följande parametervärden har använts för beräkningen:

Bredd (b): 6000 mm

Höjd över omgivande mark (h): 500 mm

Inre släntlutning ( $v_1$ ): 1:2

Yttre släntlutning ( $v_2$ ): 1:2

**Data för skikten:**

Skikt A:

Tjocklek:	40 mm
Materialtyp:	Bundet
Materialmodell:	Linjärelastisk

Materialparametrar:

Densitet ( $\rho$ ):	2400 kg/m <sup>3</sup>
Poissons tal ( $\nu$ ):	0.35
E-modul (E):	5484.0 MPa

Skikt B:

"*inget*"

Skikt C

Tjocklek: 300 mm

Materialtyp: Obundet

Materialmodell: Olinjärelastisk enligt  $a \cdot \theta^b$  (där  $a = k_I \cdot p_0$ )

Materialparametrar:

Densitet ( $\rho$ ): 2400 kg/m<sup>3</sup>

Poissons tal ( $\nu$ ): 0.35

Parameter  $a$ : 10611

Parameter  $b$ : 0.533

Skikt D

Tjocklek: 830 mm

Materialtyp: Obundet

Materialmodell: Linjärelastisk

Materialparametrar:

Densitet ( $\rho$ ): 2000 kg/m<sup>3</sup>

Poissons tal ( $\nu$ ): 0.35

E-modul ( $E$ ): 450.0 MPa

Skikt E

Tjocklek: 1830 mm

Materialtyp: Obundet

Materialmodell: Linjärelastisk

Materialparametrar:

Densitet ( $\rho$ ): 2000 kg/m<sup>3</sup>

Poissons tal ( $\nu$ ): 0.35

E-modul ( $E$ ): 80.0 MPa

**Lastförutsättningar:**

Axeltyp: Standardaxel

Axelbredd (yttermått): 2500 mm

Axellast: 8 ton

Däckstryck: 1000 kPa

Placering ( $p$ ): 450 mm

# 4. Spänningar från VägFEM

resfil	no	company	Vägverket	bername	k1=10610	projekt	exjobb	user	Björn Locke	bertyp	
Geometry	edgh	1	edgw	2	b	6	h	0,4			
Layers											
layer A	lin el	t[m]	0,04 E[Pa]	5484000000 rho[kg/m^3]	2400 nu[-]					0,35	
layer C	Uzan	t[m]	0,3 pa[Pa]	10610000000 pb[-]	0,533 rho[kg/m^3]					2400 nu[-]	
layer D	lin el	t[m]	0,83 E[Pa]	450000000 rho[kg/m^3]	2000 nu[-]					0,35	
layer E	lin el	t[m]	1,83 E[Pa]	80000000 rho[kg/m^3]	2000 nu[-]					0,35	
Load											
axt	0	axh	0,032733333 axf	78560 axpos	0,45 axp					1000000	
Results, extrapolated to nodes within layers.											
Centre values	y	0,2									
node	z-coord[m]	S11[Pa]	S22[Pa]	S33[Pa]	S12[Pa]	S13[Pa]	S23[Pa]	S1[Pa]	S2[Pa]	S3[Pa]	
layer A											
	642	5,51E-16	-2197100	-1357300	-1085200	417	2761	-1177	-1085188,062	-1357304,872	-2197107,066
	15985	0,01	-1163900	-866890	-909190	178,5	-9323	186	-866889,118	-908849,9783	-1164240,904
	2841	0,02	-415790	-506760	-834150	3,228	-3399	1871	-415762,3848	-506749,3107	-834188,3045
	16017	0,03	278670	-144300	-677640	-249,2	-22052	3858	279178,5071	-144272,4881	-678176,019
	237	0,04	1053600	240570	-529580	-385,5	-27208	5332	1054067,729	240606,5088	-530084,2381
layer C											
	237	0,04	-63033	-180540	-473090	-57,68	-5299	7947	-62964,31565	-180324,6278	-473374,0566
	11031	0,09	-50345	-131120	-401730	-15,68	7233	11612	-50195,55856	-130623,7109	-402375,7306
	1882	0,14	-2196	-32403	-191040	6,783	-5237	15328	-2044,884465	-30243,91862	-192650,1969
	10994	0,19	-4230	-29193	-173550	29,63	-1715	17953	-4211,627425	-26995,18245	-175766,1901
	1879	0,24	31779	6983	-95812	-13,92	1256	19249	31792,76942	10467,18837	-99309,95779
	10953	0,29	54804	28192	-83965	-10,76	522,5	15646	54806,06061	30333,58446	-86108,64507
	229	0,34	120570	83583	-42267	21,19	-713,7	10830	120573,1471	84508,12892	-43195,27598
layer D											
	229	0,34	4032	-2536	-53718	4					23
	35542	0,4783	-1124	-3940	-44378	-2					07
	5740	0,6167	-264,3	-1082	-32413						99
	35533	0,755	-1939	-1847	-32079	-0,2					72
	5737	0,8933	-727,8	-115,2	-28855	0,7					82
	35513	1,032	-296,8	307,1	-30414	-0,6025	1,956	2443	500,1590052	-296,8001186	-30607,05889
	321	1,17	3223	3336	-30011	0,9487	-3,398	1179	3377,636599	3222,995918	-30052,63252
layer E											
	321	1,17	-13292	-13272	-31086	0,1687	-0,6041	1019	-13213,90022	-13292,00021	-31144,09957
	11970	1,301	-14756	-14544	-33230	0,0181	0,1736	891,4	-14501,57284	-14756	-33272,42716
	2060	1,431	-16138	-15768	-35341	-0,0041218	-0,2258	783,1	-15736,71879	-16138	-35372,28121
	11933	1,562	-17575	-17083	-37637	-0,018979	0,071318	692,7	-17059,68145	-17575	-37660,31855
	2057	1,693	-18986	-18402	-39920	0,018196	-0,104	612,8	-18384,56252	-18986	-39937,43748
	11896	1,824	-20420	-19776	-42266	-0,0015231	0,040918	543,5	-19762,87328	-20420	-42279,12672
	2054	1,954	-21866	-21191	-44627	0,0028928	-0,057472	480,8	-21181,14032	-21866	-44636,85968
	11859	2,085	-23321	-22644	-46990	-0,0028013	0,021272	428,4	-22636,46407	-23321	-46997,53593
	2051	2,216	-24808	-24158	-49385	0,0018296	-0,034365	381	-24152,24712	-24808	-49390,75288
	11822	2,346	-26296	-25701	-51748	2,59E-05	0,015611	346,7	-25696,38569	-26296	-51750,61431
	2048	2,477	-27833	-27316	-54149	-0,00084528	-0,022709	316,8	-27312,26027	-27833	-54152,73973
	11785	2,608	-29367	-28953	-56494	0,00018025	0,008466	304,9	-28949,62494	-29367	-56497,37506
	2045	2,739	-30965	-30673	-58891	-0,0072478	-0,029664	297,6	-30669,86172	-30965	-58894,13828
	11744	2,869	-32560	-32408	-61206	0,0067285	0,02188	315,5	-32404,54392	-32560	-61209,45608
	313	3	-34235	-34235	-63580	-4,37E-09	-4,95E-08	339,5	-34231,07276	-34235	-63583,92724

Önskade spänningar för  $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$  i obundet lager.

## 5. Referensspänningar från PMS Objekt

### Indata för beräkning i PMS Objekt:

Materialparametrar:

**PMS Objekt - Test Area 1**

Arkiv Redigera Eget Projektadministration Delmoment Avancerade funktioner Visa Dokument Hjälp

**Delmoment**

- Delmoment för nybyggnad
  - Trafikberäkning
  - Konstruktionens uppbyggnad
  - Bärighetsberäkning
  - Tjälberäkning

**Konstruktionens uppbyggnad**

Terrass och överbyggnadstyp: Tjocklek och styvhetmoduler Övriga egenskaper

Material	Tjocklek [mm]	Vinter [MPa]	Tjäl.vinter [MPa]	Tjällossning [MPa]	Servär [MPa]	Sommar [MPa]	Höst [MPa]
1 Bitumenbundet slitlager	40	5484	5484	5484	5484	5484	5484
2 Obundet bärlager	300	1000	150	300	450	450	450
3 Förstärkningslager korsstat mate	830	1000	150	300	450	450	450
T 4b - Lera	2000	80	80	80	80	80	80

Total tjocklek bunda lager: 40 mm      Total tjocklek ovan övre terrassyta: 1170 mm

Lägg till material...    Byt ut...    Flytta upp

Lägg till undergrund...    Ange terrassyta...    Ta bort    Flytta ner

Spar material    OK    Avbryt

Delmoment    OK    Anm

Trafikberäkning	JA
Konstruktionens uppbygg...	JA
Bärighetsberäkning	JA    ■ 1.2
Tjälberäkning	JA    ■ 3

Lastkonfiguration:

Lastkonfiguration

Dual wheel

Antal belastningspunkter: 2

Avstånd mellan belastningspunkterna [mm]: 265

Kontakttryck [MPa]: 0,7

Kraft [N]: 40000

Ta bort    Ändra    Ny

## Resultat från responsberäkningen i PMS Objekt:

**PMS Objekt - Test Area 1**  
 Arkiv Redigera Eget Projektadministration Delmoment Avancerade funktioner Visa Dokument Hjälp

**Delmoment**

- Delmoment för nybyggnad
  - Trafikberäkning
  - Konstruktionens uppbyggnad
  - Bärighetsberäkning
  - Tjälberäkning

**Avancerad Bärighetsberäkning på ny konstruktion**

Punkt- och lastkonfiguration Resultat Lager

Vinter Tjäl.vinter Tjällossning Senvärr Sommar Höst

Punkt	1	2	3	4	5	6
Lager	2	2	2	2	2	2
X-koordinat [mm]	0	0	0	0	0	0
Y-koordinat [mm]	0	0	0	0	0	0
Z-koordinat [mm]	65	115	165	215	265	315
Deformation X [mm]	0	0	0	0	0	0
Deformation Y [mm]	-0.009294	-0.015799	-0.018037	-0.017945	-0.016766	-0.015187
Deformation Z [mm]	0.540563	0.492469	0.452365	0.419887	0.393519	0.371879
Spänning X [MPa]	-0.138226	-0.051272	-0.016984	-0.003209	0.002539	0.005038
Spänning Y [MPa]	-0.184037	-0.103973	-0.063421	-0.040313	-0.025902	-0.016404
Spänning Z [MPa]	-0.573627	-0.452835	-0.352667	-0.277734	-0.222392	-0.180863
Skjuvspänning XY [MPa]	0	0	0	0	0	0
Skjuvspänning YZ [MPa]	0.041857	0.052950	0.054073	0.049693	0.043288	0.036712
Skjuvspänning XZ [MPa]	0	0	0	0	0	0
Töjning X [strain]	0.000282	0.000319	0.000286	0.000240	0.000199	0.000165
Töjning Y [strain]	0.000145	0.000161	0.000147	0.000129	0.000113	0.000100
Töjning Z [strain]	-0.001024	-0.000886	-0.000721	-0.000583	-0.000476	-0.000393
Skjuvning XY [strain]	0	0	0	0	0	0
Skjuvning YZ [strain]	0.000251	0.000318	0.000324	0.000298	0.000260	0.000220
Skjuvning XZ [strain]	0	0	0	0	0	0

Delmoment OK Anm

Trafikberäkning JA

Konstruktionens uppbygg... JA

Bärighetsberäkning JA ■ 1,2

Tjälberäkning JA ■ 3

Beräkna Spara till fil OK Avbryt

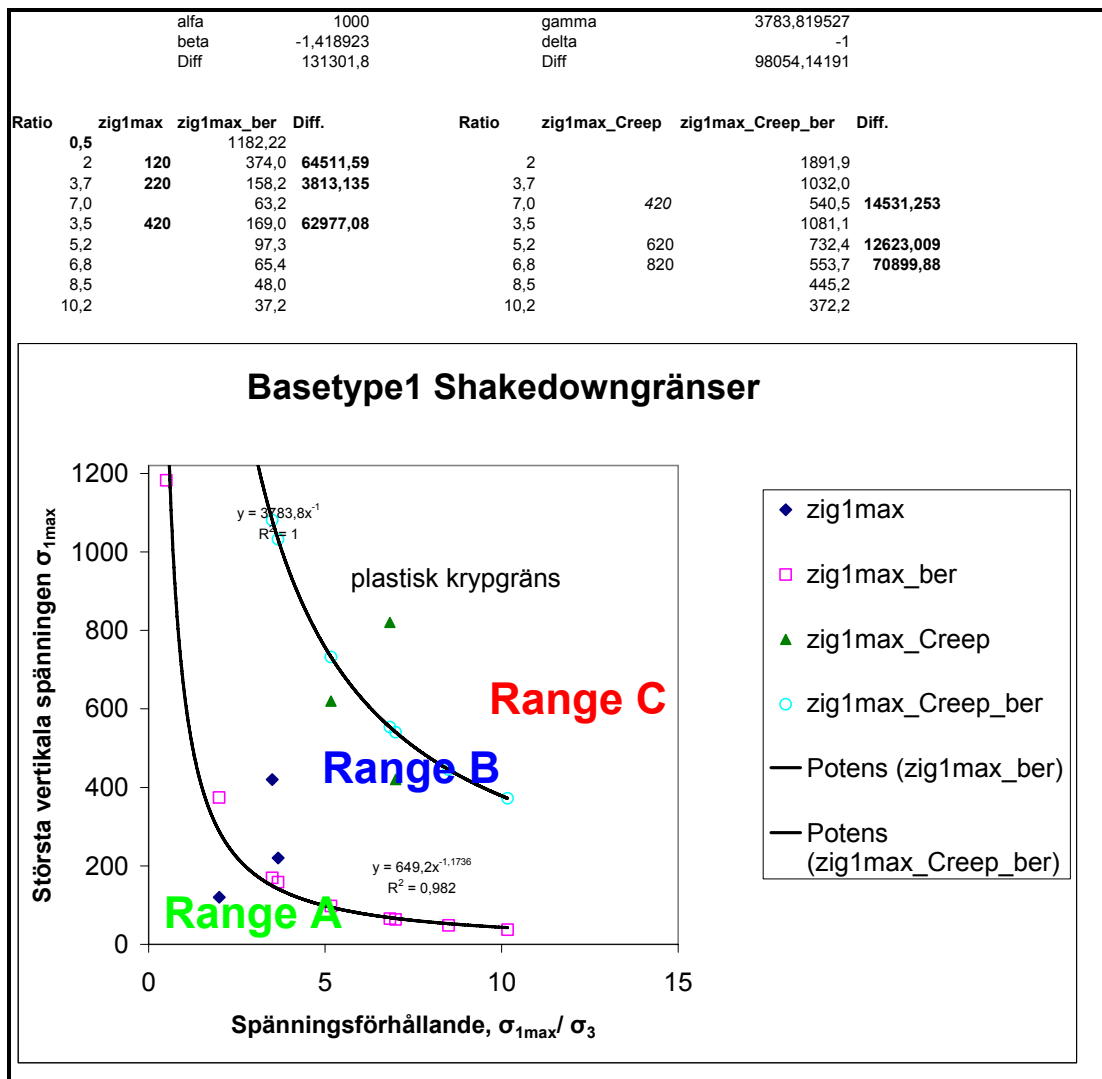


## 6. Bestämning av Shakedowngränser för Dresdenmodellen

Spänningar och töjningar från triaxialdatabas (Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$ ):

N	Celltryck		Deviatorspänning		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Vertikalspänning	Spänningsförhållande
	$\sigma_3$		$\sigma_d$		$\mu strain$						
	min	max	min	max	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$	Diff.				
1000	60	0	120	203	243	39	A	102,5	120	2,0	
1000	60	0	220	617	667	51	B	108,3	220	3,7	
1000	60	0	420	2569	2892	323	B	124,5	420	7,0	
1000	120	0	420	2215	2235	20	A	114,6	420	3,5	
100000	120	0	620	3848	4113	265	B		620	5,2	
100000	120	0	820	8196	8596	400	B		820	6,8	
10000	120	0	1020	14582	15097	424	C	122,8	1020	8,5	
10000	120	0	1220	19749	21526	1778	C	135,5	1220	10,2	

Bestämning av Shakedowngräns (Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$ ):



## 7. Bestämning av modellparametrar för Dresdenmodellen

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$ , Tillstånd A

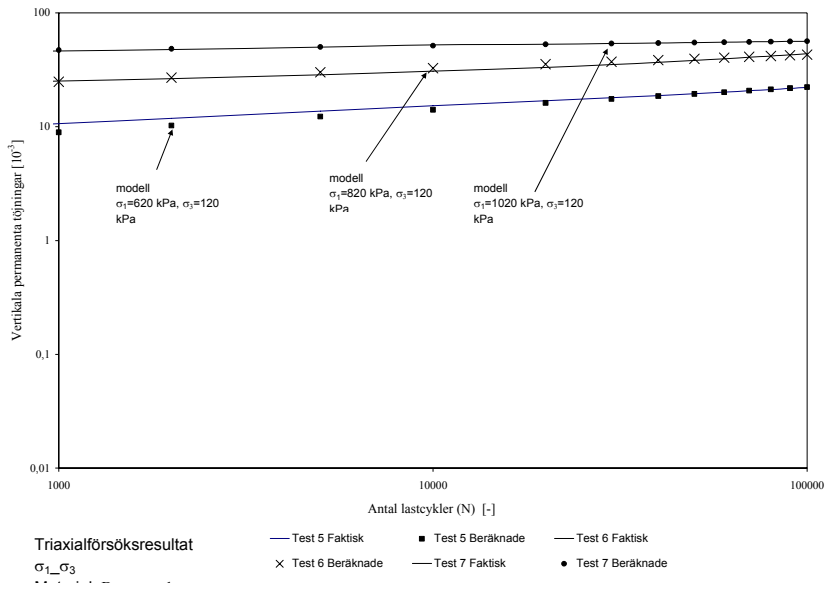
Indata: (Spänningar och töjningar)

Test 5 Basetype 1			Test 6 Basetype 1			Test 7 Basetype 1		
		A= 8,92449			A= 24,862587			A= 47,17104
		B= 0,19859			B= 0,1187218			B= 0,038854
N	Permanent Deformation	Modell	N	Permanent Deformation	Modell	N	Permanent Deformation	Modell
[-]	[10 <sup>-3</sup> ]		[-]	[10 <sup>-3</sup> ]		[-]	[10 <sup>-3</sup> ]	
0	7,264	0,000	0	22,2028	0,0000	0	43,8303	0
100	8,104	5,649	100	22,7427	18,9158	100	44,20387877	43,13413
500	9,598	7,777	500	24,1143	22,8985	500	45,28436059	45,91759
1000	10,634	8,924	1000	25,1578	24,8626	1000	46,2869912	47,17104
2000	11,870	10,242	2000	26,4694	26,9951	2000	47,64609544	48,45871
5000	13,711	12,285	5000	28,6518	30,0974	5000	50,02171059	50,21501
10000	15,270	14,098	10000	30,7271	32,6790	10000	52,43754847	51,58577
20000	16,914	16,179	20000	33,2396	35,4819	20000	52,97336887	52,99395
30000	17,958	17,536	30000	35,1519	37,2317	30000	53,82206673	53,83543
40000	18,778	18,567	40000	36,7680	38,5253	40000	54,43246085	54,44057
50000	19,500	19,408	50000	38,2465	39,5595	50000	54,91068246	54,91463
60000	20,128	20,124	60000	39,5524	40,4252	60000	55,30453514	55,30502
70000	20,697	20,749	70000	40,7339	41,1718	70000	55,63973596	55,63726
80000	21,224	21,307	80000	41,8169	41,8297	80000	55,93174187	55,92667
90000	21,715	21,811	90000	42,8380	42,4187	90000	56,19058112	56,1832
100000	22,203	22,272	100000	43,8303	42,9526	100000	56,42313556	56,41367

Parameterbestämning:

CALIBRATION OF PARAMETERS																
Material																
Cond																
I. Permanent Deformation																
Error		a1	a2	a3	a4	b1		b2	b3	b4						
2		0,03282093	-0,050178647	-0,031635	0,02097	-0,00249		-0,0152532	0,02169	0,631575525						
A	8,924	3,28E-02	-5,02E-02	-3,16E-02	2E-02	s1	s3	B		0,1986	-2,49E-03	-1,53E-02	2,17E-02	6,32E-01	620	120
	24,863	3,28E-02	-5,02E-02	-3,16E-02	2E-02	820	120			0,1187	-2,49E-03	-1,53E-02	2,17E-02	6,32E-01	820	120
	47,171	3,28E-02	-5,02E-02	-3,16E-02	2E-02	1020	120			0,0389	-2,49E-03	-1,53E-02	2,17E-02	6,32E-01	1020	120
Collected							Predicted									
100	1 000	10 000	40 000	70 000	#####	100	1 000	10 000	40 000	70 000	100 000	Error All	Error 20k-50k			
8,104	10,634	15,270	18,778	20,697	22,203	5,649	8,924	14,098	18,567	20,749	22,272	3,22	0,23			
22,743	25,158	30,727	36,768	40,734	43,830	18,916	24,863	32,679	38,525	41,172	42,953	4,75	2,01			
44,204	46,287	52,438	54,432	55,640	56,423	43,134	47,171	51,586	54,441	55,637	56,414	1,63	0,01			
Total												10	2			

# Kurvanpassning:



Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60 \%$ , Tillstånd B

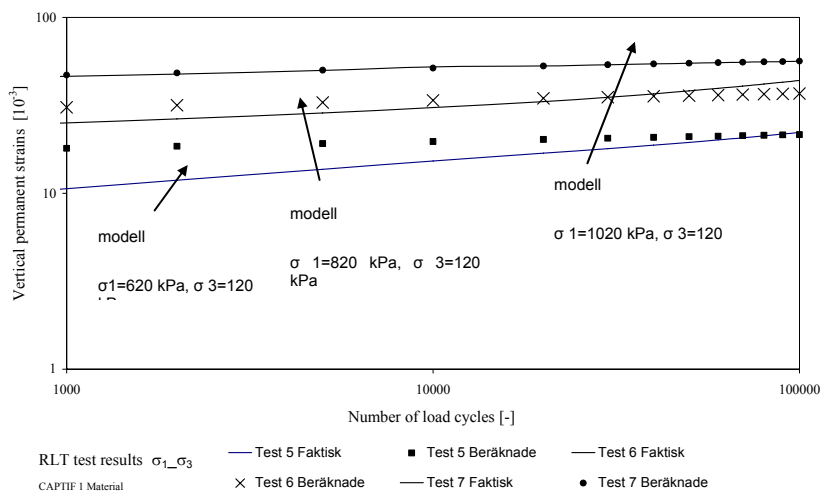
Indata: (Spänningar och töjningar)

Test 5 Basetype 1			Test 6 Basetype 1			Test 7 Basetype 1		
	A=	9,56013		A=	16,129412		A=	24,39887
	B=	0,18258		B=	0,1871207		B=	0,191663
N	Permanent Deformation [10 <sup>-3</sup> ]	Modell	N	Permanent Deformation [10 <sup>-3</sup> ]	Modell	N	Permanent Deformation [10 <sup>-3</sup> ]	Modell
0	7,264	0,000	0	22,2028	0,0000	0	43,8303	0
100	8,104	6,279	100	22,7427	10,4833	100	44,20387877	15,69302
500	9,598	8,424	500	24,1143	14,1674	500	45,28436059	21,36354
1000	10,634	9,560	1000	25,1578	16,1294	1000	46,2869912	24,39887
2000	11,870	10,850	2000	26,4694	18,3632	2000	47,64609544	27,86545
5000	13,711	12,826	5000	28,6518	21,7977	5000	50,02171059	33,21517
10000	15,270	14,556	10000	30,7271	24,8164	10000	52,43754847	37,93436
20000	16,914	16,520	20000	33,2396	28,2532	20000	52,97336887	43,32406
30000	17,958	17,789	30000	35,1519	30,4803	30000	53,82206673	46,82517
40000	18,778	18,748	40000	36,7680	32,1660	40000	54,43246085	49,47952
50000	19,500	19,528	50000	38,2465	33,5375	50000	54,91068246	51,64159
60000	20,128	20,189	60000	39,5524	34,7014	60000	55,30453514	53,47807
70000	20,697	20,765	70000	40,7339	35,7170	70000	55,63973596	55,08165
80000	21,224	21,278	80000	41,8169	36,6207	80000	55,93174187	56,50955
90000	21,715	21,740	90000	42,8380	37,4367	90000	56,19058112	57,79974
100000	22,203	22,163	100000	43,8303	38,1821	100000	56,42313556	58,9788

Parameterbestämning:

CALIBRATION OF PARAMETERS																																									
Material																																									
Cond																																									
I. Permanent Deformation																																									
Error				a1				a2				a3				a4				b1				b2				b3				b4									
10				0,00084969				1,375889983				0,0014042				1,12107				2,269E-05				0,09792708				0,00146				0,686201218									
A		a1		a2		a3		a4		s1		s3		B		b1		b2		b3		b4		s1		s3		Test		17											
18,013		8,50E-04		1,38E+00		1,40E-03		1E+00		620		120		0,0391		2,27E-05		9,79E-02		1,46E-03		6,9E-01		820		120		Confina		Vertical		Confina									
39,846		8,50E-04		1,38E+00		1,40E-03		1E+00		820		120		0,0391		2,27E-05		9,79E-02		1,46E-03		6,9E-01		820		120		A		820		120									
47,104		8,50E-04		1,38E+00		1,40E-03		1E+00		1020		120		0,0392		2,27E-05		9,79E-02		1,46E-03		6,9E-01		1020		120		B		820		120									
Collected														Predicted																											
100		1000		10000		40000		70000		100000		100		1000		10000		40000		70000		100000		Error All		Error 20k-50k															
8,104		10,634		15,270		18,778		20,697		22,203		16,463		18,013		19,709		20,806		21,266		21,565		12,20		2,20															
22,743		25,158		30,727		36,768		40,734		43,830		28,188		30,846		33,755		35,637		36,426		36,938		11,77		8,21															
44,204		46,287		52,438		54,432		55,640		56,423		43,039		47,104		51,554		54,433		55,640		56,423		1,68		0,00															
Total														26														10													

Kurvanpassning:



# 8. Förenklad spårdjupsberäkning för Dresdenmodellen med PMS Objekt

**Förenklad spårdjupsberäkning**  
Base Type 1, wrel = 60 %

$$\epsilon_p(N) = A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B \quad \text{Fas II}$$

**Kriterium för bestämning av gräns mellan A och B**

$$\sigma_{1,max} = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{1,max}}{\sigma_3}\right)^\beta$$

**RANGE A**

$$A = (a_1 \cdot e^{a_2 \cdot \sigma_1}) \cdot \sigma_1^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \sigma_1$$

$$B = (b_1 \cdot e^{b_2 \cdot \sigma_1}) \cdot \sigma_1 + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4})$$

**RANGE B**

$$A = (a_1 \cdot \sigma_3^{a_2}) \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

$$B = (b_1 \cdot \sigma_3^{b_2}) \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4})$$

Del 1	parametr del 1	Del 2	parametr del 2
a1=	0,047	b1=	0,000
a2=	-0,063	b2=	-0,003
a3=	0,002	b3=	0,001
a4=	0,100	b4=	0,781

Del 1	parametr del 1	Del 2	parametr del 2
a1=	0,00085	b1=	0,000
a2=	1,378	b2=	0,0979
a3=	0,001404	b3=	0,001
a4=	1,121	b4=	0,686

Z	A=	Z	B=
0,04	1,695	0,04	0,144
0,09	14,537	0,09	0,126
0,14	106,659	0,14	0,104
0,19	284,182	0,19	0,085
0,24	453,368	0,24	0,069
0,29	546,993	0,29	0,056

Z	A=	Z	B=
0,04	12,303	0,04	0,0523
0,09	10,718	0,09	0,0354
0,14	8,747	0,14	0,0253
0,19	7,135	0,19	0,0186
0,24	5,977	0,24	0,0138
0,29	5,206	0,29	0,0103

z	σ1	σ3	σ1/σ3	N = 20 000	N = 40 000	N = 60 000	N = 80 000	N = 100 000
-0,065	573,6	184,0	3,1	171,0	14,4	0,7	14,9	0,7
-0,115	452,8	104,0	4,4	115,5	11,9	0,6	12,2	0,6
-0,165	352,7	63,4	5,6	86,7	9,4	0,5	9,6	0,5
-0,215	277,7	40,3	6,9	67,4	7,5	0,4	7,6	0,4
-0,265	222,4	25,9	8,6	52,1	6,2	0,3	6,3	0,3
-0,315	180,9	16,4	11,0	38,8	5,4	0,3	5,4	0,3

z	ε1p [10-3]	d [mm]	ε1p [10-3]	d [mm]	ε1p [10-3]	d [mm]	ε1p [10-3]	d [mm]	ε1p [10-3]	d [mm]	N
2,7	2,395	4,86	2,8	5,46	2,8	5,46	2,9	6,16	2,9	6,51	20000
2,7	2,395	4,86	2,8	5,46	2,8	5,46	2,9	6,16	2,9	6,51	40000
2,7	2,395	4,86	2,8	5,46	2,8	5,46	2,9	6,16	2,9	6,51	60000
2,7	2,395	4,86	2,8	5,46	2,8	5,46	2,9	6,16	2,9	6,51	80000
2,7	2,395	4,86	2,8	5,46	2,8	5,46	2,9	6,16	2,9	6,51	100000

**Basetype 1 (w<sub>rel</sub> = 60%) Shakedowngränser**

**Permanenta deformationer vs. Antal lastcykler**

# 9. Förenklad spårdjupsberäkning för Dresdenmodellen med VägFEM

**Förenklad spårdjupsberäkning**  
Base Type 1, wrel = 60 %

$$\epsilon_p(N) = A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B \quad \text{Fas II}$$

**Kriterium för bestämning av gräns mellan A och B**

$$\sigma_{1,max} = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{1,max}}{\sigma_c}\right)^\beta$$

**RANGE A**

$$A = (a_1 \cdot \sigma_1^{a_2}) \cdot \sigma_1^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \sigma_1$$

$$B = (b_1 \cdot \sigma_1^{b_2}) \cdot \sigma_1 + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4})$$

**RANGE B**

$$A = (a_1 \cdot \sigma_1^{a_2}) \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^2 + (a_3 \cdot \sigma_3^{a_4}) \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

$$B = (b_1 \cdot \sigma_1^{b_2}) \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + (b_3 \cdot \sigma_3^{b_4})$$

Del 1	parametrar del 1	Del 2	parametrar del 2
a1=	0.047	b1=	0.000
a2=	-0.063	b2=	-0.003
a3=	0.002	b3=	0.001
a4=	0.100	b4=	0.781

Del 1	parametrar del 1	Del 2	parametrar del 2
a1=	0.00085	b1=	0.00002
a2=	1.376	b2=	0.0875
a3=	0.001494	b3=	0.001
a4=	1.121	b4=	0.888

Z	A=	Z	B=
0.04	252.606	0.04	0.123
0.09	800.010	0.09	0.088
0.14	1314.772	0.14	0.053
0.19	285.961	0.19	0.045
0.24	26.367	0.24	0.041
0.29	0.928	0.29	0.047

Z	A=	Z	B=
0.04	14.127	0.04	0.0235
0.09	10.436	0.09	0.0140
0.14	14.447	0.14	0.0047
0.19	2.920	0.19	0.0108
0.24	0.901	0.24	0.0194
0.29	0.374	0.29	0.0314

z	σ1	σ3	σ1/σ3	Shakedown	N = 20 000	N = 40 000	N = 60 000	N = 80 000	N = 100 000	N					
-0.065	437.9	56.6	7.7	58.8	15.2	0.8	15.4	0.8	15.6	0.8	15.7	0.8	15.7	0.8	20000
-0.115	297.5	26.1	11.4	37.4	10.9	0.5	11.0	0.5	11.1	0.6	11.1	0.6	11.1	0.6	40000
-0.165	184.2	3.1	58.9	5.4	14.7	0.7	14.7	0.7	14.7	0.7	14.7	0.7	14.8	0.7	60000
-0.215	137.5	18.0	7.6	59.7	3.0	0.2	3.0	0.2	3.1	0.2	3.1	0.2	3.1	0.2	80000
-0.265	92.7	43.3	2.1	265.7	29.8	1.5	30.7	1.5	31.2	1.6	31.6	1.6	31.9	1.6	100000
-0.315	64.7	87.7	0.7	928.4	1.1	0.1	1.1	0.1	1.1	0.1	1.1	0.1	1.2	0.1	

**Basetype 1 (wrel = 60%) Shakedowngränser**

Största vertikala spänningen  $\sigma_{max}$

Spänningsförhållande,  $\sigma_{max}/\sigma_3$

plastisk kryppgräns

Range C

Range B

Range A

Legend:

- zig1max
- zig1max\_ber
- zig1max\_Creep
- zig1max\_Creep\_ber
- Potens (zig1max\_Creep\_ber)
- Potens (zig1max\_ber)

**Permanenta deformationer vs. Antal lastcykler**

Permanenta deformationer (mm)

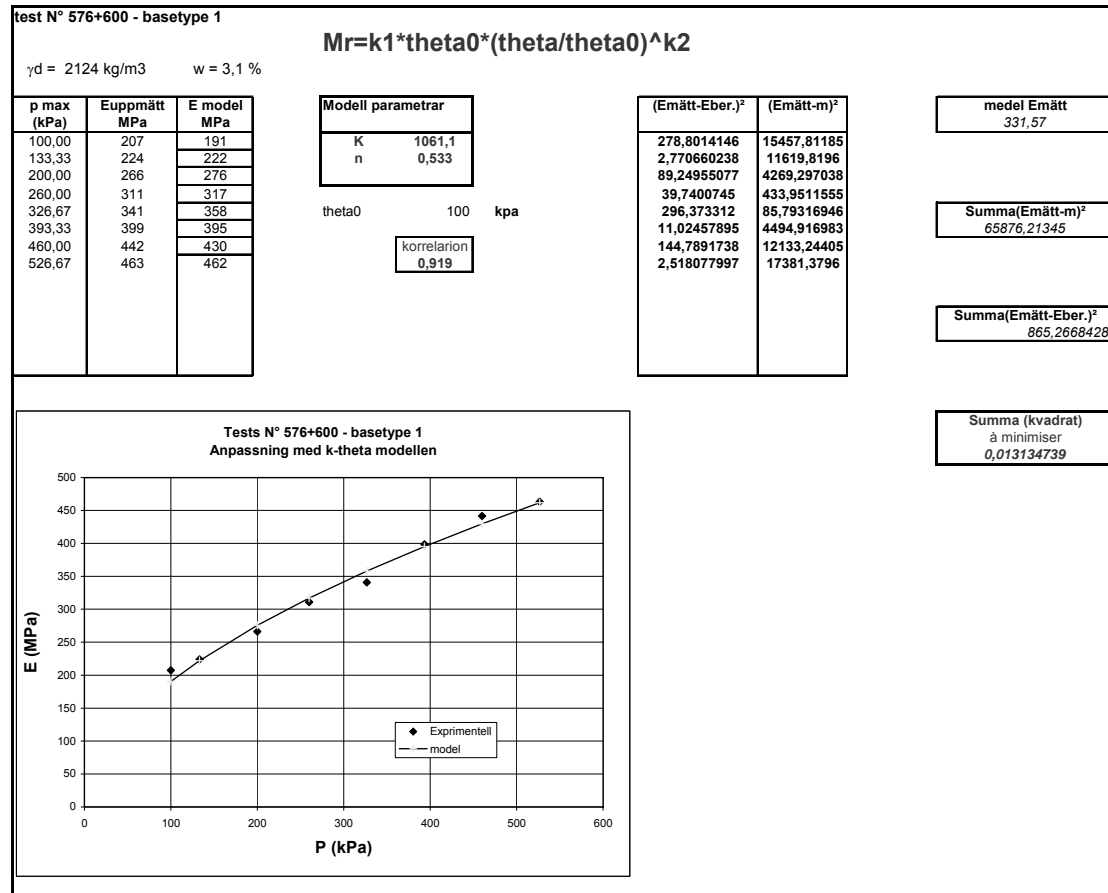
Antal lastcykler

Legend:

- Bärlagda deformationer med PMS Objekt
- Uppmätta deformationer
- Bärlagda deformationer med VägFEM

## 10. Beräkning av resilientmodul med K- $\theta$ -modellen

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$ :



Tabell över parametrarna  $k_1$  och  $k_2$ :

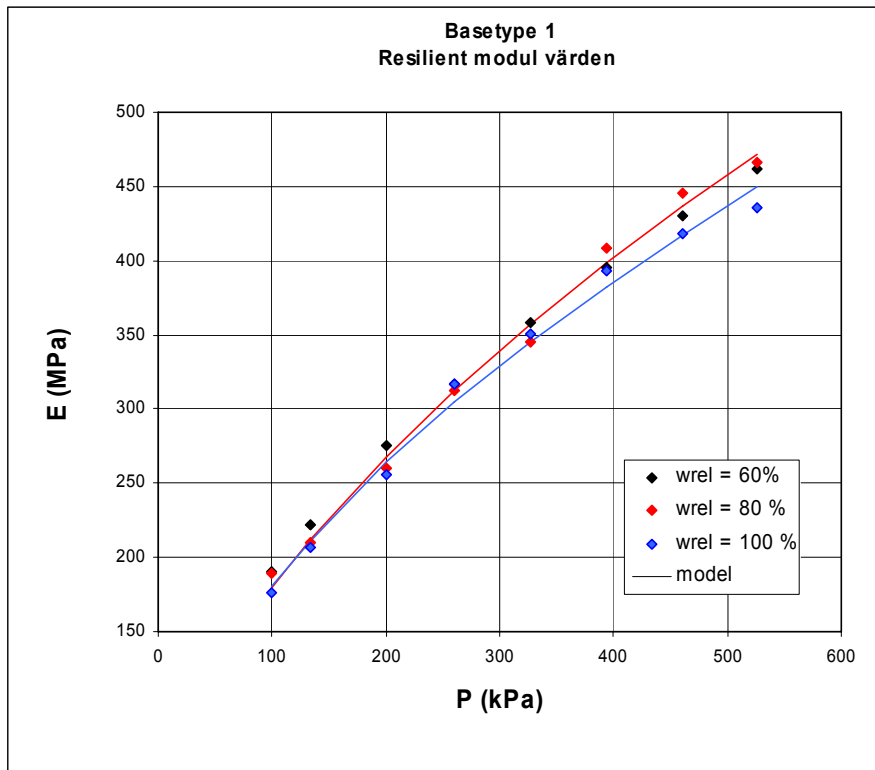
**Parametrar för beräkning av resilientmodul för betraktade material:**

BT = Base Type  
w = vattenhalt

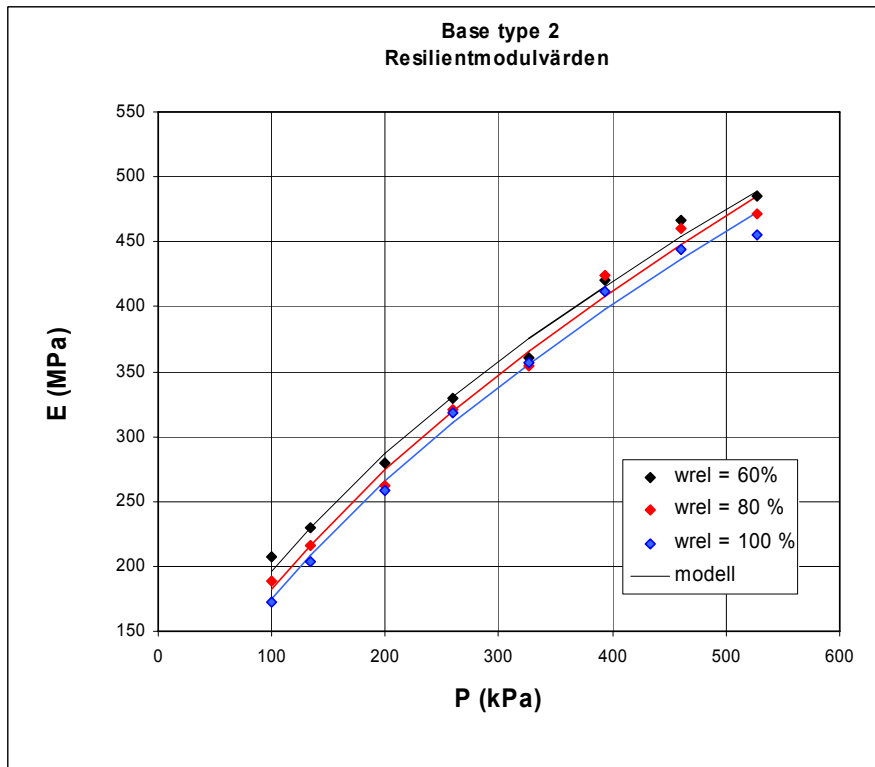
	k1	k2
BT1 w = 60 %	10611	0,533
BT1 w = 80 %	9424	0,584
BT1 w = 100 %	9869	0,549
BT2 w = 60 %	10696	0,550
BT2 w = 80 %	9532	0,589
BT2 w = 100 %	9097	0,597
BT3 w = 60 %	8890	0,616
BT3 w = 80 %	10014	0,581
BT3 w = 100 %	8835	0,623
BT4 w = 60 %	11418	0,556
BT4 w = 80 %	10256	0,553
BT4 w = 100 %	10542	0,590

# 11. Resilientmodul för materialtyper genom K- $\theta$ -modellen

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60, 80, 100 \%$ :

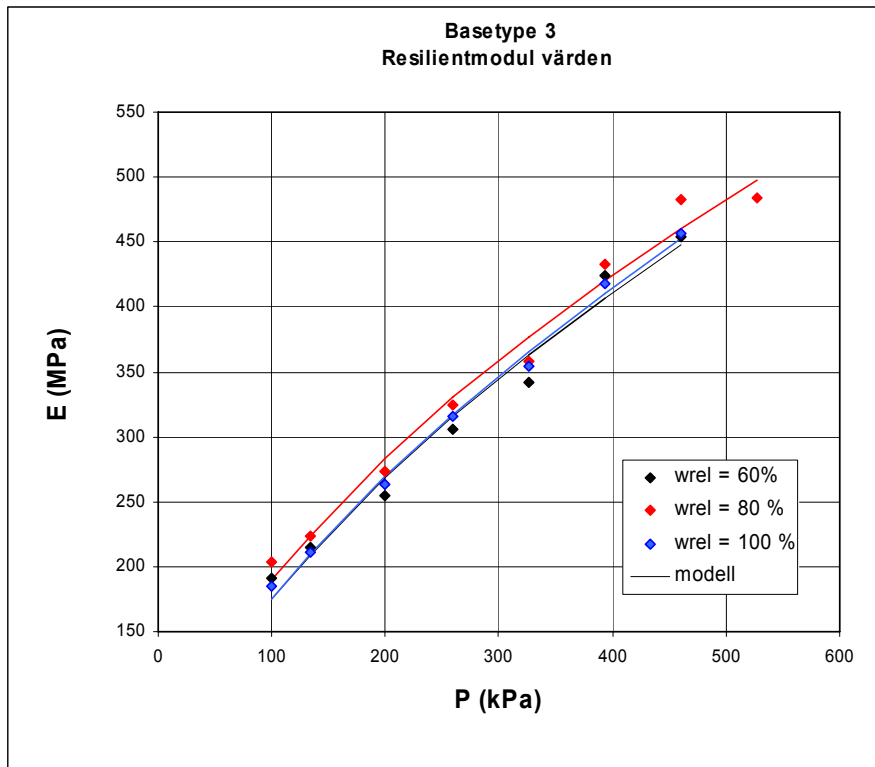


Material: Base Type 2,  $w_{rel} = 60, 80, 100 \%$ :

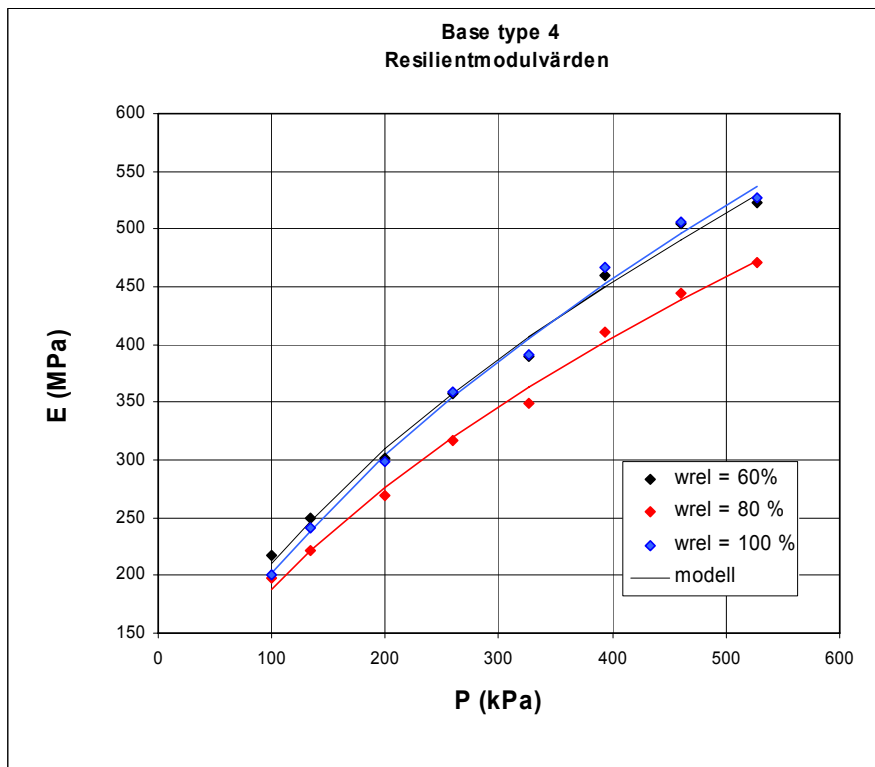




Material: Base Type 3,  $w_{rel} = 60, 80, 100 \%$ :

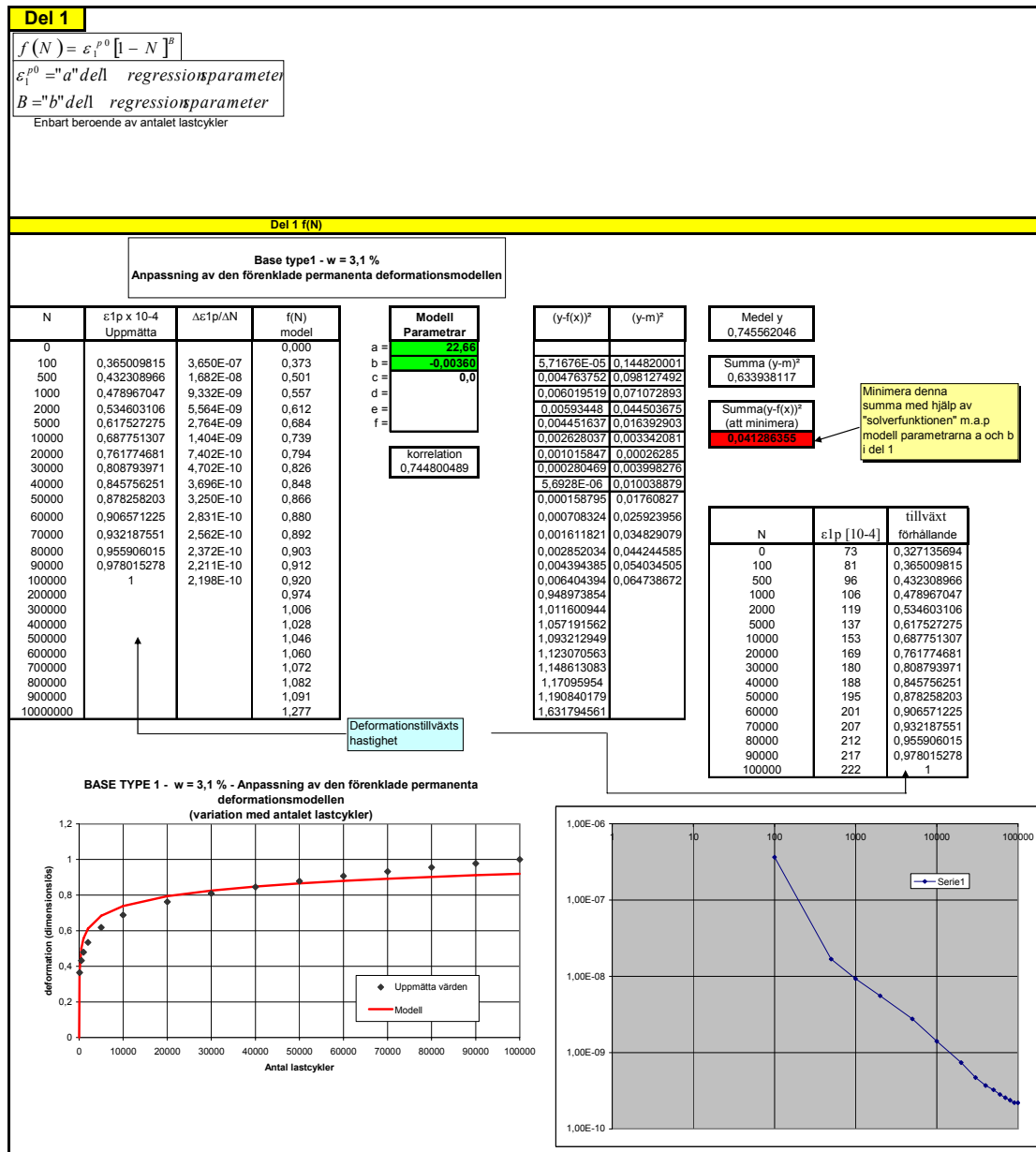


Material: Base Type 4,  $w_{rel} = 60, 80, 100 \%$ :



## 12. Parameterbestämning för LCPC-modellen

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60 \%$



**Del 2**

$$g(p_{\max}, q_{\max}) = \epsilon_1^{p^0} \left( \frac{L_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}}$$

$\epsilon_1^{p^0}$  = "a" del2 regressionsparameter  
 n = "b" del2 regressionsparameter  
 m = "c" del2 lutning på brottlinjen  
 s = "d" del2 kohession

Beroende av huvudspänningarna

**Del 2 g(p,q)**

Base type1 - w = 3,1 %  
 Anpassning av deformation vs. spänningsfunktion

p	q	e1p uppmätta	g(p,q) modell
327	620	222,00	252,77
393	820	438,30	427,40
460	1020	710,50	683,24
527	1220	1056,90	1071,38

röda värden är korrigerade

Modell parametrar
a = 41,80
b = 0,752
c = 2,55
d = 20,00
e =
f =

korrelation 0,92803994
---------------------------

(ep1-f(N))²	(e1p-m)²
946,844621	148167,2556
118,8719601	28434,39063
743,2581915	10727,78063
209,5430242	202477,5006
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	

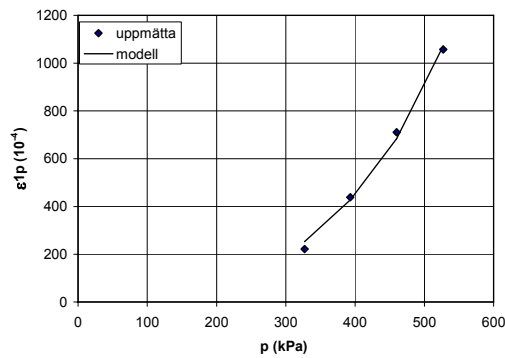
medel y 606,925
--------------------

summa (y-m)² 389806,9275
-----------------------------

summa (y-f(x))² (att minimera) 2018,517797
--

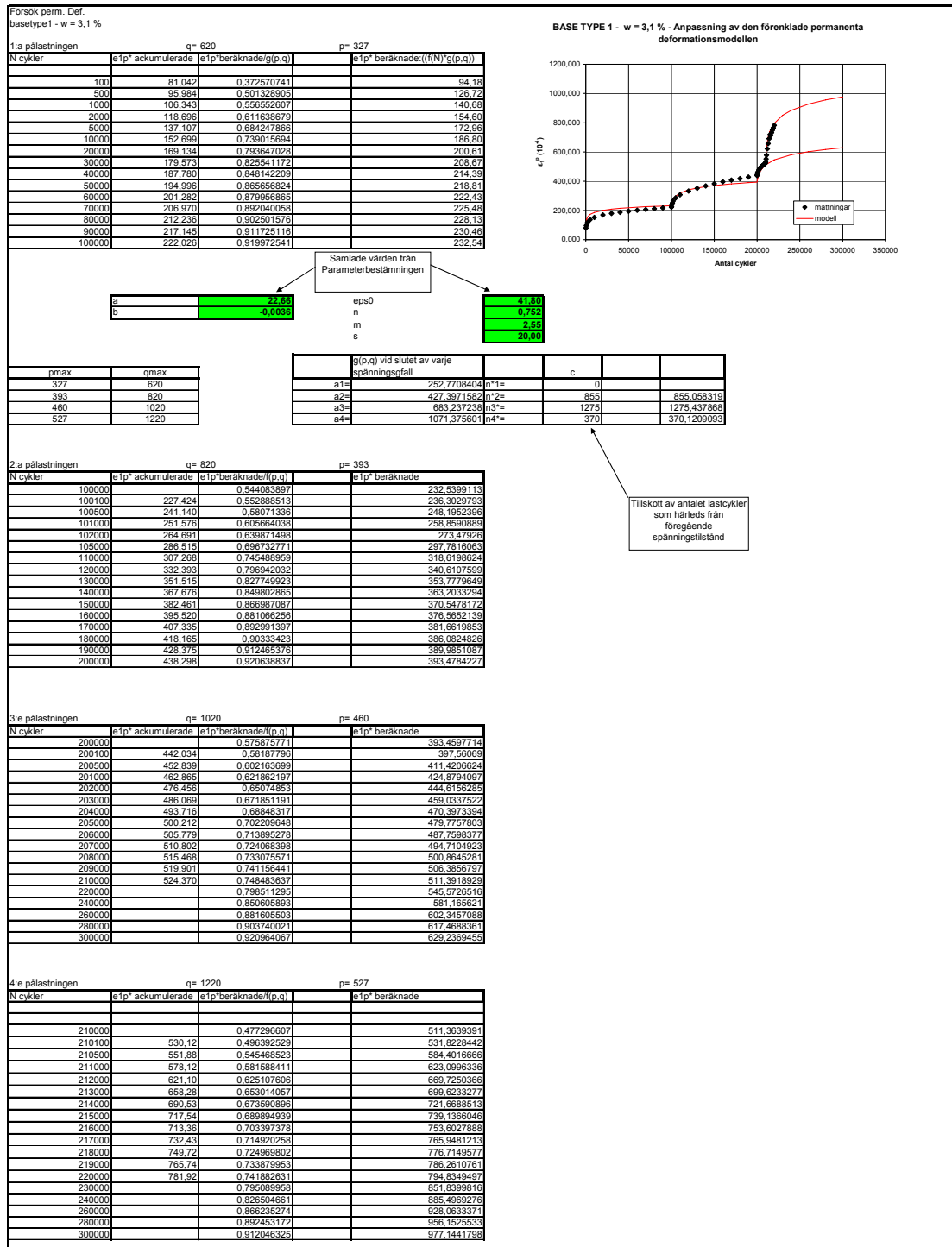
Minimera denna summa med hjälp av "solverfunktionen" m.a.p modell parametrarna a, b (c och d) i del 2

**BASE TYPE 1**  
 Anpassning av deformationen vs. Spänning modellen  
 $\epsilon_1 p = \epsilon_1 p^0 (l/p_a)^n (1/(m+s/p-q/p))$



# 13. Permanent deformationsmodell

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$



# 14. Förenklad Spårjupsberäkning

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$

**Del 1**

$$\epsilon_i^p(N) = \epsilon_i^{p0} [1 - N]^n \cdot \left( \frac{L_{max}}{p_s} \right)^m \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$$

**Del 2**

$$g(p_{max}, q_{max}) = \epsilon_i^{p0} \left( \frac{L_{max}}{p_s} \right)^m \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$$

$\epsilon_i^{p0} = a \cdot d^{del 2}$   
 $n = b \cdot d^{del 2}$   
 $m = c \cdot d^{del 2}$   
 $s = d \cdot d^{del 2}$

**parametrar del 1**

a=	21.54
b=	0.0036

**parametrar del 2**

a=	41.795
b=	0.752
c=	2.550
d=	10.000

**Medelspänning**

$$p_{max} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \quad om \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow p_{max} = \left( \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right)$$

**Deviatorspänning**

$$q_{max} = \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$$

$om \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow q_{max} = \sigma_1 - \sigma_3$

Huvudspänningarna får hämtas från någon responsmodell t.ex VägFEM, Alizee, CESAR, PMSobjekt

**Förhållande mellan p och q under hjulet**

Beräkning av spårjupet under centrum av hjulet  
förenklad jämförelse med de första resultaten från ORNI

z	pmax	qmax	g(N) <sup>(N)</sup>	e1p (10-4)	d (mm)	N = 20 000	N = 40 000	N = 60 000	N = 80 000	N = 100 000	N	(N)
-0.065	216.6	342.7	89.641	0.448	95.797	0.479	99.390	0.497	101.936	0.510	103.910	0.520
-0.115	134.8	248.6	84.873	0.424	90.701	0.454	94.104	0.471	96.515	0.483	98.383	0.492
-0.165	72.1	169.6	110.714	0.554	118.317	0.592	122.795	0.614	125.900	0.629	128.337	0.642
-0.215	56.1	119.2	48.660	0.243	52.001	0.260	53.951	0.270	55.334	0.277	56.405	0.282
-0.265	52.1	84.0	16.336	0.084	17.692	0.090	18.666	0.093	19.145	0.096	19.515	0.098
-0.315	69.9	27.4	10.941	0.055	11.692	0.058	12.130	0.061	12.441	0.062	12.682	0.063

**Djup av resulterande spårbildning**

1,81	1,93	2,00	2,06	2,10
------	------	------	------	------

**Spår djup**

0,38	0,41	0,42	0,43	0,44
------	------	------	------	------

N cycles	d (mm)
0	0
20000	1,81
40000	1,93
60000	2,00
80000	2,06
100000	2,10

PMS			alizee			cesar			VägFEM		
z	pmax	qmax	z	pmax	qmax	z	pmax	qmax	z	pmax	qmax
-0.065	296.6	414.4	-0.065	153.3	331.0	-0.065	158	307	-0.065	216.6	342.7
-0.115	202.7	378.0	-0.115	97.3	259.0	-0.115	105	263	-0.115	134.8	248.6
-0.165	144.4	315.0	-0.165	81.3	187.0	-0.165	84	239	-0.165	72.1	169.6
-0.215	107.1	265.0	-0.215	72.0	153.0	-0.215	72	189	-0.215	56.1	119.2
-0.265	81.9	212.1	-0.265	56.3	136.0	-0.265	66	167	-0.265	64.0	84.0
-0.315	64.1	176.2	-0.315	47.7	113.0	-0.315	57	134	-0.315	69.9	27.4

**Ladda data från PMS objekt**

z	Spänning X [kPa]	Spänning Y [kPa]	Spänning Z [kPa]
-0.065	138.2	184.0	573.6
-0.115	81.3	104.0	452.8
-0.165	17.0	63.4	352.7
-0.215	3.2	40.3	277.7
-0.265	-2.6	25.9	222.4
-0.315	-5.0	15.4	180.0

**Ladda data från VägFEM**

z	S1[kPa]	S2[kPa]	S3[kPa]
-0.065	56.56	155.47	437.9
-0.115	26.12	80.78	297.5
-0.165	3.13	28.97	184.2
-0.215	18.00	18.73	137.5
-0.265	43.33	23.40	92.7
-0.315	87.69	57.42	64.7

**Spårjupsberäkning**

# 15. Parameterbestämning för LCPC-modellen

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 80\%$

**Del 1**

$$f(N) = \varepsilon_1^{p_0} [1 - N^{-7}]^2$$

$\varepsilon_1^{p_0} = a$  dell regressionsparameter  
 $B = b$  dell regressionsparameter  
Enbart beroende av antalet lastcykler

**Del 1 f(N)**

**Base type1 - w = 3,1 %**  
 Anpassning av den förenklade permanenta deformationsmodellen

N	$\varepsilon_1 p \times 10^{-4}$ Uppmätta	$\Delta \varepsilon_1 p / \Delta N$	f(N) modell
0	0		0,000
100	0,442377035	4,424E-07	0,387
500	0,50300319	1,516E-08	0,520
1000	0,545144065	8,428E-09	0,577
2000	0,596787674	5,164E-09	0,634
5000	0,671797581	2,500E-09	0,709
10000	0,731643841	1,197E-09	0,766
20000	0,79521615	6,357E-10	0,822
30000	0,836259919	4,104E-10	0,855
40000	0,867424975	3,117E-10	0,878
50000	0,894229521	2,680E-10	0,896
60000	0,919906343	2,568E-10	0,911
70000	0,942002197	2,210E-10	0,924
80000	0,962480504	2,048E-10	0,934
90000	0,981688119	1,921E-10	0,944
100000	1	1,831E-10	0,952
200000			1,008
300000			1,041
400000			1,064
500000			1,082
600000			1,097
700000			1,109
800000			1,120
900000			1,129
1000000			1,321

**Modell  
Parametrar**  
 a = 20,00  
 b = -0,00424  
 c = 0,0  
 d =  
 e =  
 f =  
 korrelation  
 0,88304477

(y-f(x)) <sup>2</sup>	(y-m) <sup>2</sup>
0,0003114178	0,5338059339
0,000285637	0,083085488
0,001017814	0,051810582
0,001386463	0,034402276
0,001390292	0,017911779
0,001157951	0,003460379
0,000722465	1,043E-06
0,000352055	0,004172331
0,000119393	0,01115925
4,82974E-06	0,018714898
7,60919E-05	0,026767235
0,000336786	0,035828347
0,000786075	0,044681347
0,001423524	0,053758102
0,002259485	0,06303391
1,016750255	0,0725642
1,083574312	
1,132204169	
1,170617541	
1,202451696	
1,229680744	
1,253499438	
1,274687326	
1,744059191	

**Medel y**  
 0,73062257  
**Summa (y-m)<sup>2</sup>**  
 1,055160505  
**Summa(y-f(x))<sup>2</sup>  
(att minimera)**  
 0,01443304

Minimera denna summa med hjälp av "solverfunktionen" m.a.p modellparametrarna a och b i del 1

N	$\varepsilon_1 p$ [10-4]	tillväxt förhållande
0		0
100	136	0,442377035
500	155	0,50300319
1000	168	0,545144065
2000	184	0,596787674
5000	207	0,671797581
10000	226	0,731643841
20000	245	0,79521615
30000	258	0,836259919
40000	268	0,867424975
50000	276	0,894229521
60000	284	0,919906343
70000	291	0,942002197
80000	297	0,962480504
90000	303	0,981688119
100000	308	1

BASE TYPE 1 - w = 3,1 % - Anpassning av den förenklade permanenta deformationsmodellen (variation med antalet lastcykler)

## Del 2

$$g(p_{\max}, q_{\max}) = \varepsilon_1^{p_0} \left( \frac{L_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}}$$

$\varepsilon_1^{p_0}$  = "a" del2 regressionsparameter

$n$  = "b" del2 regressionsparameter

$m$  = "c" del2 lutning på brottlinjen

$s$  = "d" del2 kohession

Beroende av huvudspänningarna

### Del 2 g(p,q)

Base type1 - w = 3,1 %  
Anpassning av deformation vs. spänningsfunktion

p	q	e1p uppmätta	g(p,q) modell
327	620	308,40	320,02
393	820	520,97	481,88
460	1020	<b>664,00</b>	687,85
527	1220		

röda värden  
är  
korrigerade

Modell parametrar	
a =	<b>101,20</b>
b =	<b>0,486</b>
c =	<b>2,65</b>
d =	<b>20,00</b>
e =	
f =	

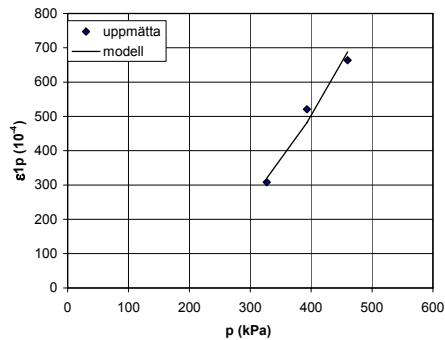
korrelation  
0,813301033

(ep1-f(N)) <sup>2</sup>	(e1p-m) <sup>2</sup>
135,15952	35868,90862
1527,889662	537,3042262
568,894041	27626,11804
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	

medel y 497,7889353
summa (y-m) <sup>2</sup> 64032,33089
summa (y-f(x)) <sup>2</sup> (att minimera) <b>2231,943223</b>

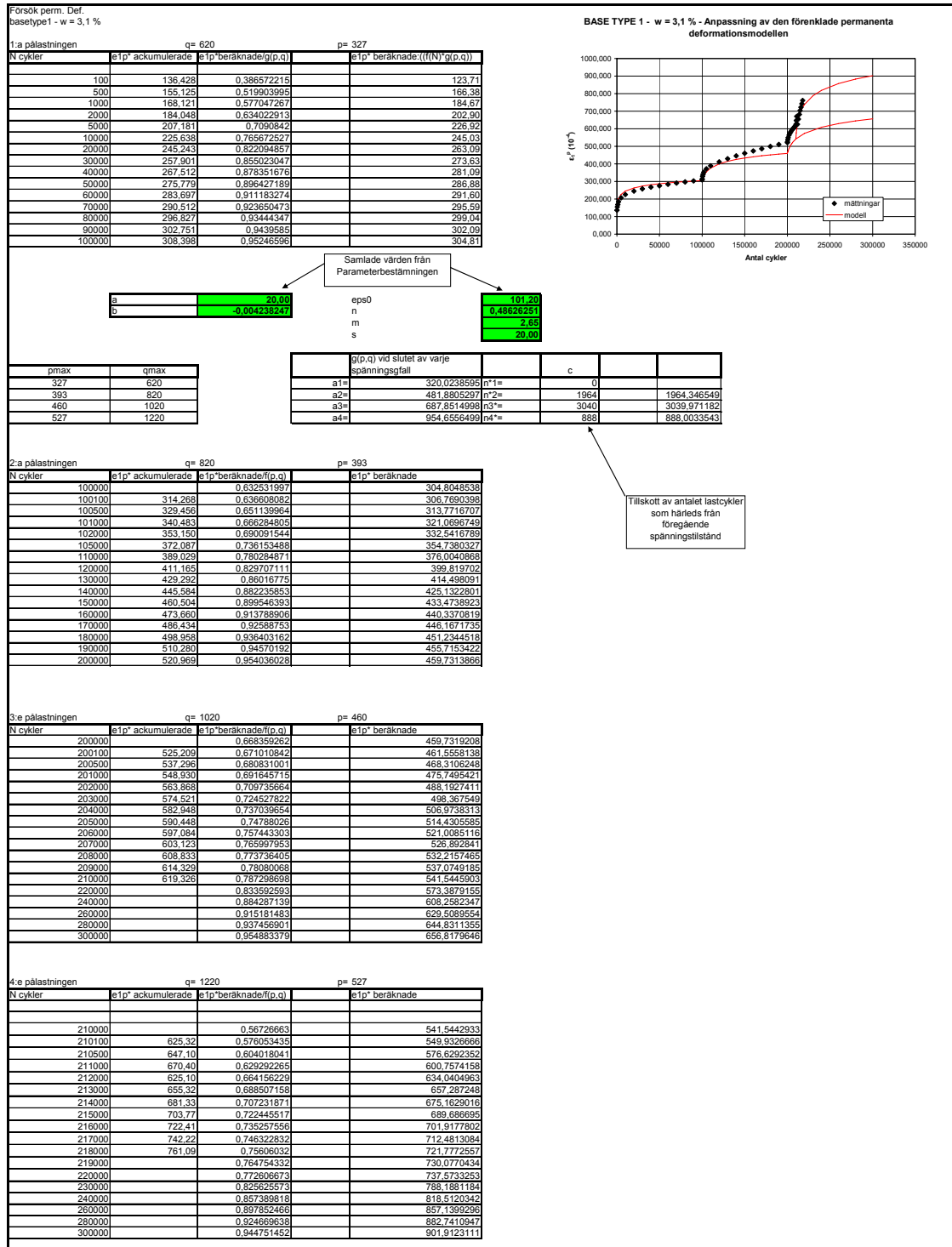
Minimera denna  
summa med hjälp av  
"solverfunktionen" m.a.p  
modell parametrarna a,b  
(c och d) i del 2

BASE TYPE 1  
Anpassning av deformationen vs. Spänning modellen  
 $\varepsilon_1 p = \varepsilon_1 p^2 / (p_a)^n (1 / (m + s/p - q/p))$



# 16. Permanent deformationsmodell

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 80\%$





# 17. Förenklad Spårdjupsberäkning

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 80\%$

**Förenklad beräkning av permanenta deformationer**

Del 1

$$f(N) = \epsilon_1 \cdot f^0 \cdot [1 - N]^m$$

Del 2

$$g(p_{max}, q_{max}) = \epsilon_2 \cdot p^a \cdot \left(\frac{L_{max}}{P_a}\right)^b \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$$

Parameter Del 1

a	09,00
b	0,004225247

Parameter Del 2

a	101,292
b	0,000000000
c	0,000
d	20,000

Medelspänning

$$p_{max} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}\right) \quad om \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow p_{max} = \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}\right)$$

Deviatorspänning

$$q_{max} = \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right) \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$om \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow q_{max} = \sigma_1 - \sigma_3$

Huvudspänningarna får hämtas från någon responsmodell t.ex. VägFEM, Alizée, CESAR-PMSobjekt

p	z	q	z	q/p	z
153.3	-0.04	331	-0.04	2.16	-0.04
97.3	-0.09	259	-0.09	2.66	-0.09
81.3	-0.14	187	-0.14	2.30	-0.14
72.0	-0.19	153	-0.19	2.13	-0.19
55.3	-0.24	136	-0.24	2.46	-0.24
47.7	-0.29	113	-0.29	2.37	-0.29
18.1	-0.34	47.2	-0.34	2.60	-0.34

**Beräkning av spårdjupet under centrum av hjulet**  
Förenklad jämförelse med de första resultaten från ORN

z	pmax	qmax	g(N)*N	etp (10-4)	d (mm)	N = 20 000	etp (10-4)	d (mm)	N = 40 000	etp (10-4)	d (mm)	N = 60 000	etp (10-4)	d (mm)	N = 80 000	etp (10-4)	d (mm)	N = 100 000	N	(N)	0.82
-0.065	288.6	414.4	133.703	0.650	140.72	0.304	148.971	0.730	143.711	0.749	152.333	0.763	158.873	0.784	159.899	0.799	162.043	1.010	20 000	0.82	
-0.115	202.7	378.0	174.389	0.872	186.32	0.936	194.125	0.971	199.080	0.995	202.920	1.015	205.220	1.024	206.463	1.030	207.483	1.035	40 000	0.88	
-0.165	144.4	315.0	320.859	1.604	242.85	1.714	255.662	1.778	264.711	1.824	271.773	1.859	277.113	1.889	281.113	1.909	283.113	1.919	60 000	0.91	
-0.215	107.1	258.0	471.429	2.406	298.89	2.566	315.662	2.640	324.711	2.684	329.773	2.719	333.113	2.739	335.113	2.759	336.113	2.769	80 000	0.93	
-0.265	81.9	212.1	621.999	3.208	354.92	3.428	375.662	3.512	384.711	3.556	389.773	3.591	393.113	3.611	394.113	3.621	395.113	3.631	100 000	0.95	
-0.315	64.1	176.2	772.569	4.010	410.95	4.230	435.662	4.314	444.711	4.358	449.773	4.393	453.113	4.413	454.113	4.423	455.113	4.433	1 000 000	1.14	

**Djup av resulterande spårbildning**

5.43	5.81	6.02	6.18	6.30
3.21	3.43	3.56	3.65	3.72

**Spårdjup**

N cycles	d (mm)
0	0
20000	5.43
40000	5.81
60000	6.02
80000	6.18
100000	6.30

z	Pmax	Qmax	z	pmax	qmax	z	pmax	qmax	z	pmax	qmax
-0.065	288.6	414.4	-0.065	153.3	331.0	-0.065	158	307	-0.065	204.4	315.8
-0.115	202.7	378.0	-0.115	97.3	259.0	-0.115	105	263	-0.115	130.7	236.2
-0.165	144.4	315.0	-0.165	81.3	197.0	-0.165	90	259	-0.165	72.3	166.2
-0.215	107.1	258.0	-0.215	72.0	153.0	-0.215	72	186	-0.215	53.4	131.3
-0.265	81.9	212.1	-0.265	55.3	136.0	-0.265	66	187	-0.265	32.6	97.8
-0.315	64.1	176.2	-0.315	47.7	113.0	-0.315	57	134	-0.315	23.7	71.2

Spårdjup		Spårdjup		Spårdjup		Spårdjup	
N cycles	d (mm)	N cycles	d (mm)	N cycles	d (mm)	N cycles	d (mm)
0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.00
20000	9.2	20000	8.0	20000	8.8	20000	5.43
40000	9.8	40000	8.5	40000	9.4	40000	5.81
60000	10.2	60000	8.8	60000	9.7	60000	6.02
80000	10.5	80000	9.1	80000	10.0	80000	6.18
100000	10.7	100000	9.2	100000	10.2	100000	6.30

**Spårdjupsberäkning**

Ladda data från PMS objekt			
z	Spänning X (kPa)	Spänning Y (kPa)	Spänning Z (kPa)
-0.065	136.2	184.0	572.8
-0.115	97.3	104.0	422.8
-0.165	17.0	63.4	352.7
-0.215	3.2	40.3	277.7
-0.265	-2.5	25.9	222.4
-0.315	-5.0	16.4	180.9

Ladda data från VägFEM			
z	S1(kPa)	S2(kPa)	S3(kPa)
-0.065	60.24	143.89	409.4
-0.115	27.88	77.11	286.9
-0.165	5.13	30.68	182.4
-0.215	4.20	15.27	140.7
-0.265	0.00	0.00	97.8
-0.315	0.00	0.00	71.2

# 18. Parameterbestämning för LCPC-modellen

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 100 \%$

**Del 1**

$$f(N) = \epsilon_1 \cdot N^a [1 - N]^{-b}$$

$\epsilon_1^{p0} = "a" \text{ dell regressionparameter}$   
 $B = "b" \text{ dell regressionparameter}$

Enbart beroende av antalet lastcykler

**Del 1 f(N)**

**Base type1 - w = 3,1 %**  
 Anpassning av den förenklade permanenta deformationsmodellen

N	$\epsilon_{1p} \times 10^{-4}$ Uppmätta	$\Delta \epsilon_{1p} / \Delta N$	f(N) modell
0	0		0,000
100	0,58796267	5,880E-07	0,511
500	0,646945631	1,475E-08	0,644
1000	0,681413177	6,894E-09	0,696
2000	0,719546636	3,813E-09	0,745
5000	0,773947099	1,813E-09	0,804
10000	0,81737543	8,686E-10	0,847
20000	0,862305943	4,493E-10	0,886
30000	0,889570065	2,726E-10	0,908
40000	0,911512943	2,194E-10	0,923
50000	0,93121619	1,970E-10	0,934
60000	0,948042811	1,683E-10	0,944
70000	0,962375236	1,433E-10	0,951
80000	0,976579968	1,420E-10	0,958
90000	0,989435239	1,286E-10	0,963
100000	1	1,056E-10	0,969
200000			1,001
300000			1,018
400000			1,031
500000			1,040
600000			1,047
700000			1,054
800000			1,059
900000			1,063
1000000			1,148

**Modell  
Parametrar**  
 a = 1,49  
 b = -0,03091  
 c = 0,0  
 d =  
 e =  
 f =  
 korrelation  
 0,887023363

(y-f(x)) <sup>2</sup>	(y-m) <sup>2</sup>
0,00598677	0,829863362
7,22524E-06	0,042302892
0,00021474	0,021519037
0,000633324	0,012594706
0,000932806	0,005489725
0,000848982	0,000387783
0,000559986	0,000563403
0,000336876	0,004715106
0,000336876	0,009202709
0,000132354	0,013894192
1,04952E-05	0,018927397
1,94648E-05	0,02384044
0,000123314	0,028471811
0,000352599	0,033467282
0,000672723	0,038336044
0,000989597	0,042584732
1,001093716	
1,037045387	
1,062129496	
1,081339093	
1,096872184	
1,109890354	
1,121081572	
1,130886606	
1,1317462632	

Medel y	
0,793639315	
Summa (y-m) <sup>2</sup>	
0,926160612	
Summa(y-f(x)) <sup>2</sup> (att minimera)	
0,011821255	

Minimera denna summa med hjälp av "solverfunktionen" m.a.p modell parametrarna a och b i del 1

N	$\epsilon_{1p} [10^{-4}]$	tillväxt förhållande
0		0
100	206	0,58796267
500	226	0,646945631
1000	238	0,681413177
2000	252	0,719546636
5000	271	0,773947099
10000	286	0,81737543
20000	302	0,862305943
30000	311	0,889570065
40000	319	0,911512943
50000	326	0,93121619
60000	332	0,948042811
70000	337	0,962375236
80000	342	0,976579968
90000	346	0,989435239
100000	350	1

Deformationsstillväxthastighet

BASE TYPE 1 - w = 3,1 % - Anpassning av den förenklade permanenta deformationsmodellen  
 (variation med antalet lastcykler)

**Del 2**

$$g(p_{\max}, q_{\max}) = \varepsilon_1^{p_0} \left( \frac{L_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{n} - \frac{q_{\max}}{n}}$$

$\varepsilon_1^{p_0}$  = "a" del2 regressionsparameter  
 n = "b" del2 regressionsparameter  
 m = "c" del2 lutning på brottlinjen  
 s = "d" del2 kohession

Beroende av huvudspänningarna

**Del 2 g(p,q)**

Base type1 - w = 3,1 %  
Anpassning av deformation vs. spänningsfunktion

röda värden  
är  
korrigerade

p	q	e1p uppmätta	g(p,q) modell
327	620	349,92	363,37
393	820	543,46	522,35
460	1020	710,00	718,54
527	1220		

Modell parametrar	
a =	162,61
b =	0,308
c =	2,65
d =	20,00
e =	
f =	

korrelation	
	0,896199191

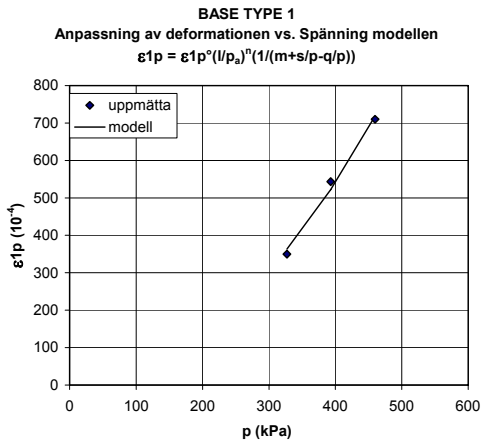
(ep1-f(N))²	(e1p-m)²
181,1392101	34056,0551
445,7427726	81,01920114
72,95018107	30814,90972
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	

medel y	
	534,4582394

summa (y-m)²	
	64951,98402

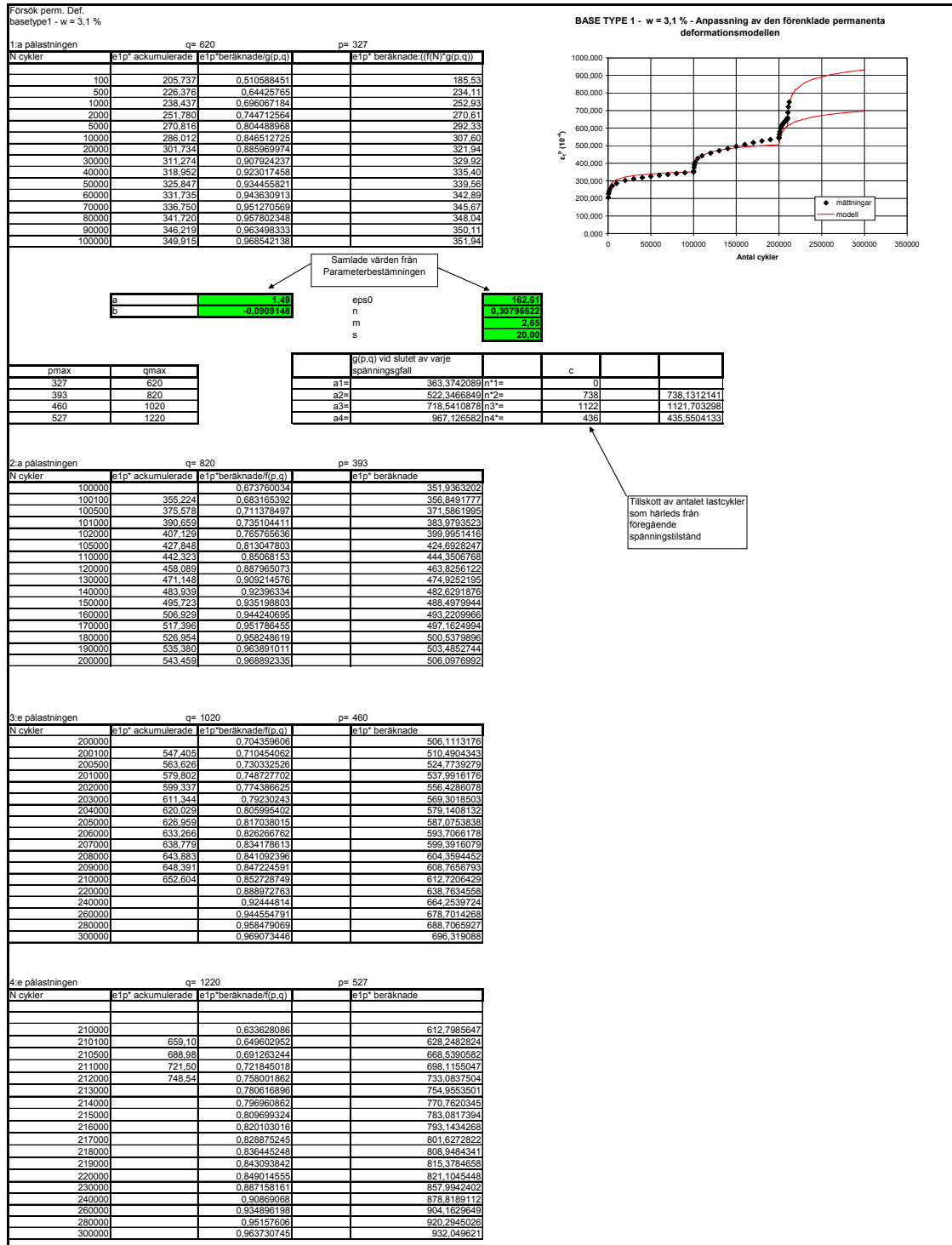
summa (y-f(x))² (att minimera)	
	699,8321838

Minimera denna summa med hjälp av "solverfunktionen" m.a.p modell parametrarna a,b (c och d) i del 2



# 19. Permanent deformationsmodell

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 100\%$



# 20. Förenklad Spårdjupsberäkning

Material: Base Type 1,  $w_{rel} = 100\%$

**Förenklad beräkning av permanenta deformationer**

**Del 1**

$$\epsilon_i^p(N) = \epsilon_i^{p0} [1 - N]^\beta \cdot \left( \frac{L_{max}}{p_s} \right)^m \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$$

**Del 2**

$$g(p_{max}, q_{max}) = \epsilon_i^{p0} \left( \frac{L_{max}}{p_s} \right)^m \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$$

$\epsilon_i^{p0} = a \cdot d^{del 2}$   
 $n = b \cdot d^{del 2}$   
 $m = c \cdot d^{del 2}$   
 $s = d \cdot d^{del 2}$

**Medelspänning**

$$p_{max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}; \quad om \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow p_{max} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$$

**Deviatorspänning**

$$q_{max} = \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$$

$om \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow q_{max} = \sigma_1 - \sigma_3$

Huvudspänningarna får hämtas från någon responsmodell t.ex VågFEM, Alizée, CESAR, PMS Objekt

a	7,81
b	0,0001462

a	167,636
b	0,376
c	2,650
d	20,000

p	z	q	z	e/p	z
153,3	-0,04	331	-0,04	2,16	-0,04
97,3	-0,09	259	-0,09	2,66	-0,09
81,3	-0,14	187	-0,14	2,30	-0,14
72,0	-0,19	153	-0,19	2,13	-0,19
55,3	-0,24	136	-0,24	2,46	-0,24
47,7	-0,29	113	-0,29	2,37	-0,29
18,1	-0,34	47,2	-0,34	2,60	-0,34

**Beräkning av spårdjupet under centrum av hjulet**  
förenklad jämförelse med de första resultaten från ORNI

z	pmax		qmax		e1p (10-4)		d (mm)		e1p (10-4)		d (mm)		e1p (10-4)		d (mm)		e1p (10-4)		d (mm)		N	(RN)
	N=20 000	N=40 000	N=60 000	N=80 000	N=100 000	N=20 000	N=40 000	N=60 000	N=80 000	N=100 000	N=20 000	N=40 000	N=60 000	N=80 000	N=100 000	N=20 000	N=40 000	N=60 000	N=80 000	N=100 000		
-0,065	211,0	331,4	186,996	0,935	194,82	0,974	199,166	0,996	202,157	1,011	204,424	1,022	20 000								0,89	
-0,115	132,8	244,4	205,696	1,028	214,30	1,071	219,083	1,095	222,373	1,112	224,867	1,126	40 000								0,92	
-0,165	72,2	163,4	292,169	1,461	304,39	1,522	311,194	1,556	315,859	1,571	319,400	1,587	60 000								0,94	
-0,215	52,0	130,7	306,347	1,532	319,16	1,590	326,285	1,631	331,185	1,650	334,898	1,674	80 000								0,96	
-0,265	31,7	95,0	511,460	2,557	532,85	2,664	544,747	2,724	552,928	2,765	559,127	2,796	100 000								0,97	
-0,315	22,5	67,5	240,855	1,234	250,94	1,255	256,541	1,263	260,394	1,300	263,314	1,310	1 000 000								1,07	

**Djup av resulterande spårbildning**

	8,72	9,08	9,29	9,42	9,53
Spårdjup	5,29	5,51	5,64	5,72	5,79

N cycles	d (mm)
0	0
20000	8,72
40000	9,08
60000	9,29
80000	9,42
100000	9,53

z	PMS		alizée		cesar		VågFEM				
	pmax	qmax	pmax	qmax	pmax	qmax	pmax	qmax			
-0,065	298,6	414,4	-0,065	153,3	331,0	-0,065	156	307	-0,065	211,0	331,4
-0,115	202,7	378,0	-0,115	97,3	259,0	-0,115	105	263	-0,115	132,8	244,4
-0,165	144,4	315,0	-0,165	81,3	187,0	-0,165	94	239	-0,165	72,2	166,4
-0,215	107,1	259,0	-0,215	72,0	153,0	-0,215	73	189	-0,215	52,0	130,7
-0,265	81,8	212,1	-0,265	55,3	136,0	-0,265	66	167	-0,265	31,7	95,0
-0,315	64,1	176,2	-0,315	47,7	113,0	-0,315	57	134	-0,315	22,5	67,5

**Ladda data från PMS objekt**

z	Spänning X (MPa)	Spänning Y (MPa)	Spänning Z (MPa)
-0,065	138,2	184,0	573,6
-0,115	81,3	104,0	452,8
-0,165	17,0	63,4	352,7
-0,215	3,2	40,3	277,7
-0,265	-2,9	26,9	222,4
-0,315	-5,0	16,4	180,9

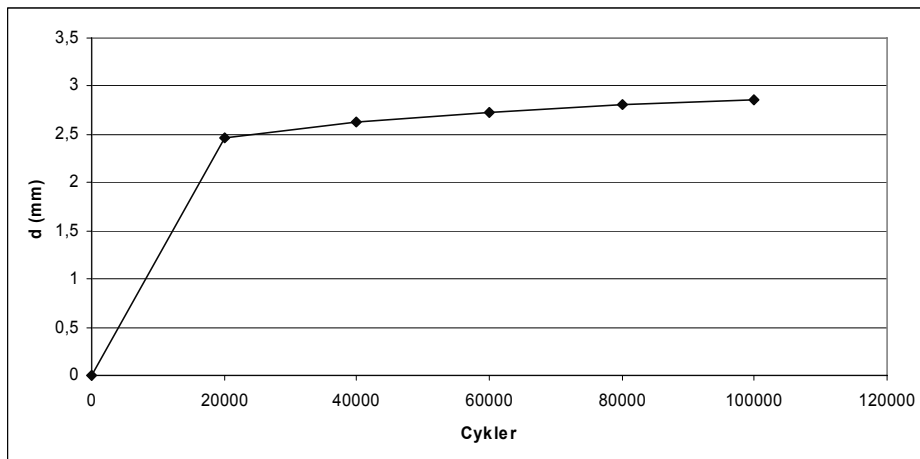
**Ladda data från VågFEM**

z	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)
-0,065	57,73	149,87	425,5
-0,115	28,59	79,88	292,8
-0,165	3,75	29,25	153,4
-0,215	2,86	14,21	138,9
-0,265	0,00	0,00	85,0
-0,315	0,00	0,00	67,5

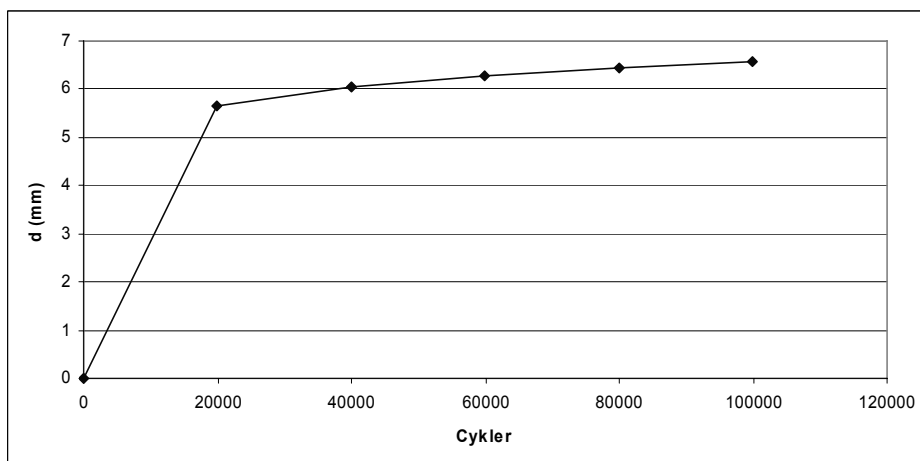
**Spårdjupsberäkning BT1 100%**

## 21. Resultat från spårdjupsberäkningen med LCPC-modellen

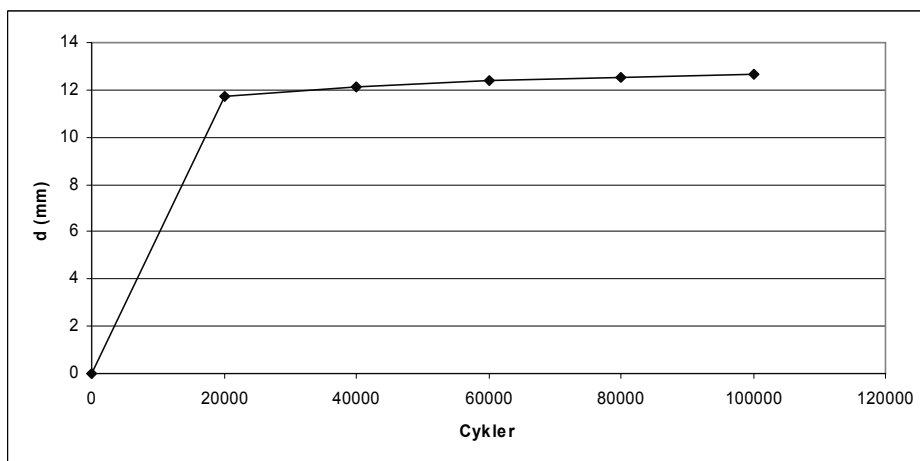
Material: Base Type 2,  $w_{rel} = 60\%$ :



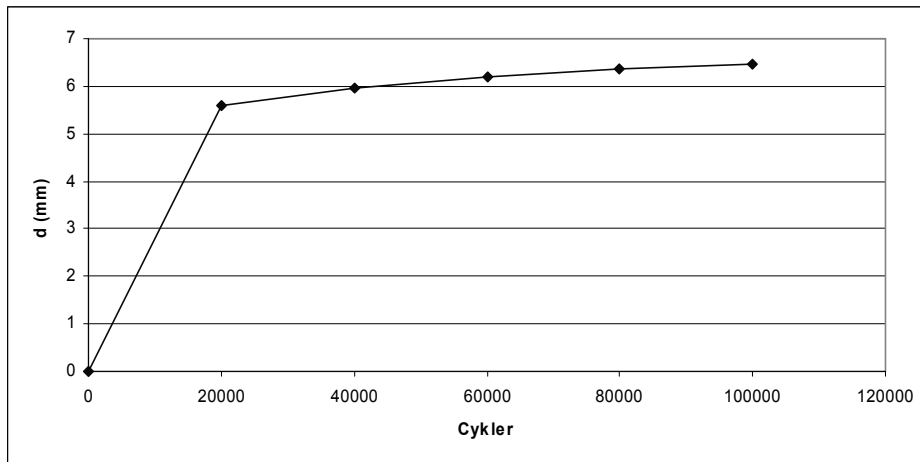
Material: Base Type 2,  $w_{rel} = 80\%$ :



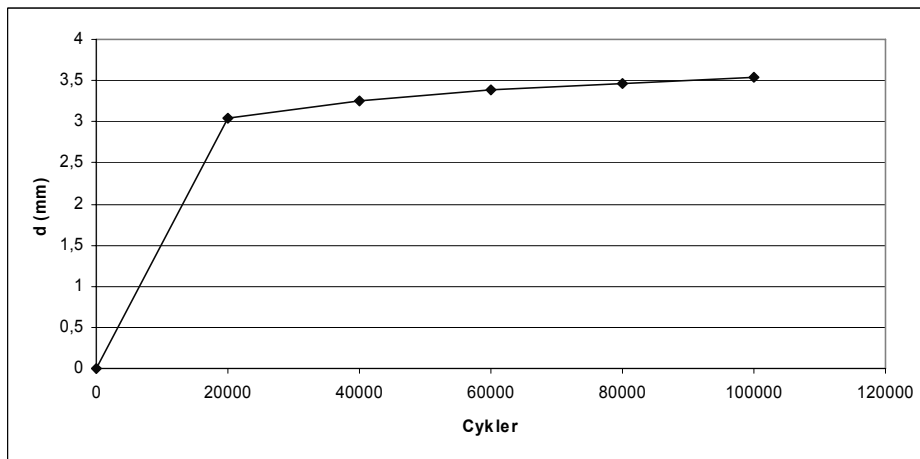
Material: Base Type 2,  $w_{rel} = 100\%$ :



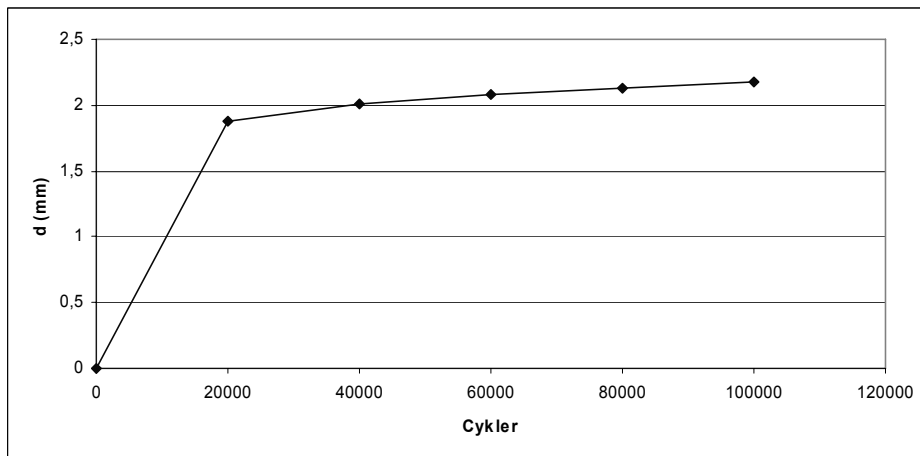
Material: Base Type 3,  $w_{rel} = 60\%$ :



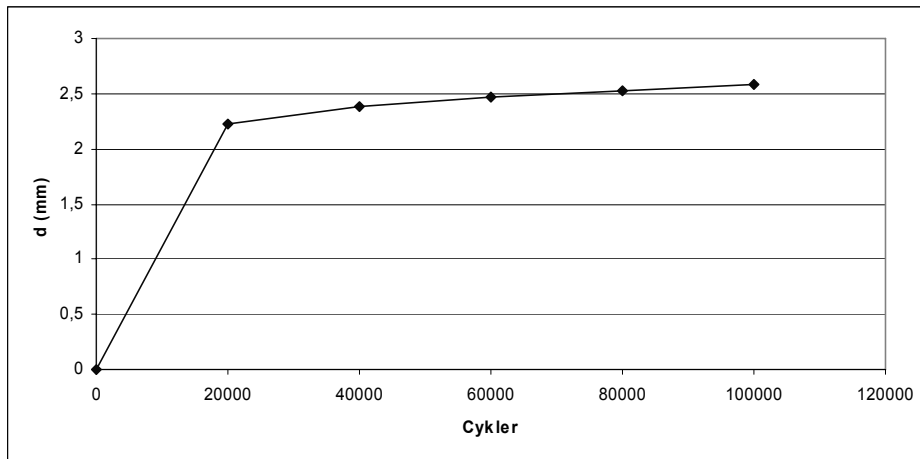
Material: Base Type 3,  $w_{rel} = 80\%$ :



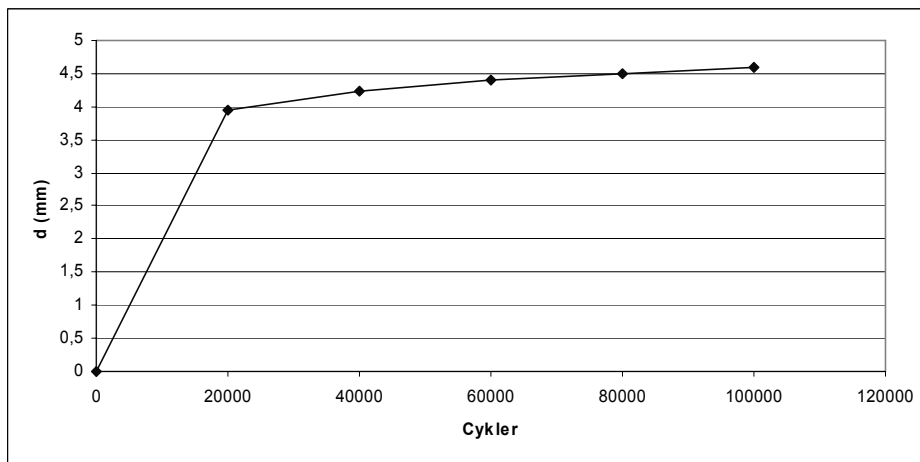
Material: Base Type 3,  $w_{rel} = 100\%$ :



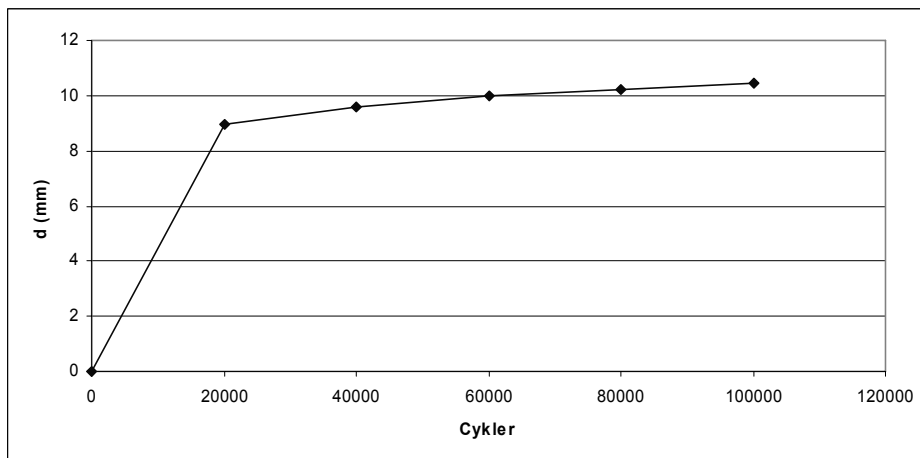
Material: Base Type 4,  $w_{rel} = 60\%$ :



Material: Base Type 4,  $w_{rel} = 80\%$ :



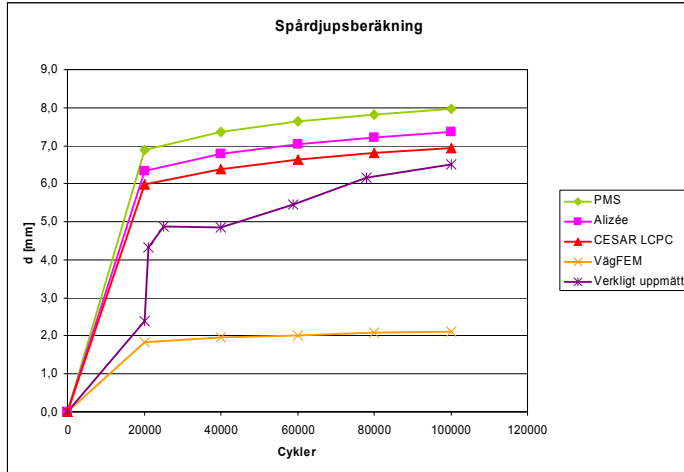
Material: Base Type 4,  $w_{rel} = 100\%$ :



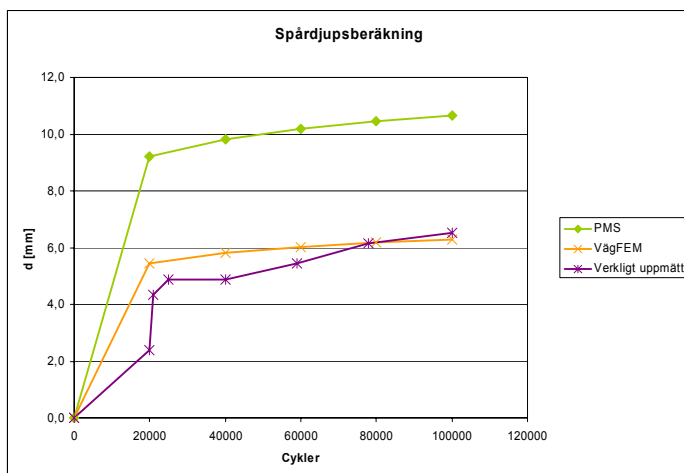


## 22. Jämförelse mellan spårdjupsberäkningar med LCPC-modellen för olika responsmodeller

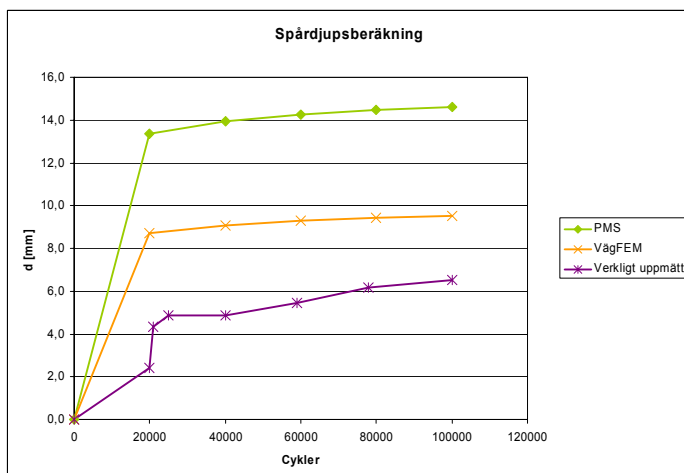
Base Type 1,  $w_{rel} = 60\%$ :



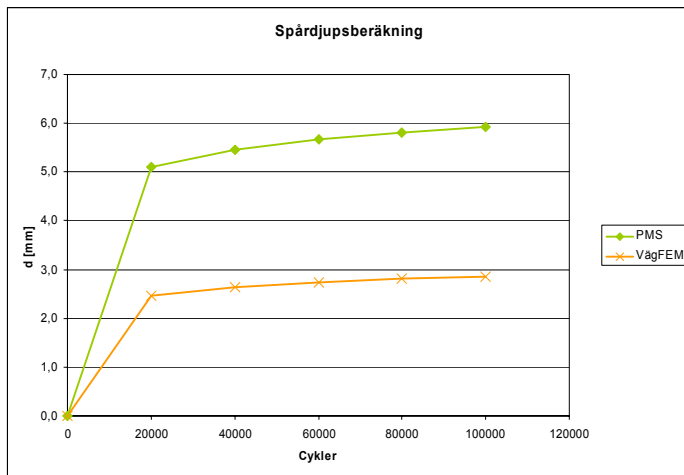
Base Type 1,  $w_{rel} = 80\%$ :



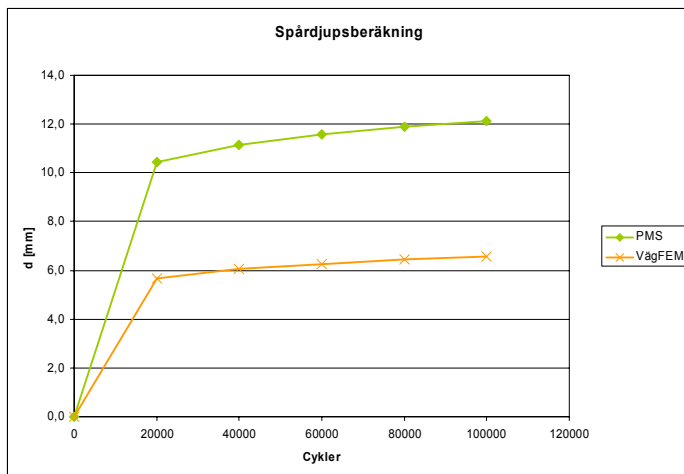
Base Type 1,  $w_{rel} = 100\%$ :



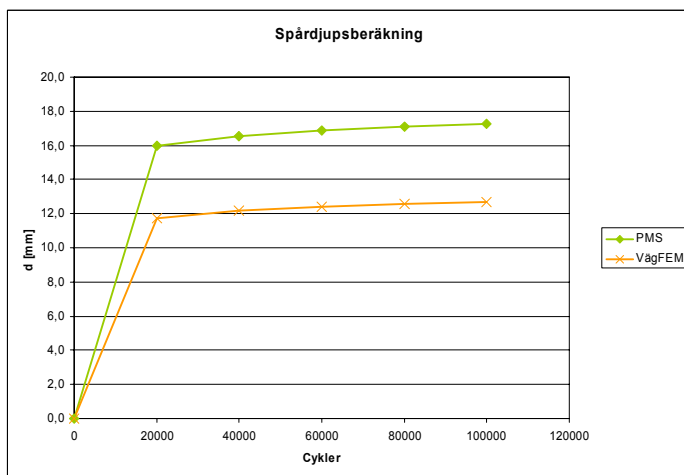
Base Type 2,  $w_{rel} = 60\%$ :



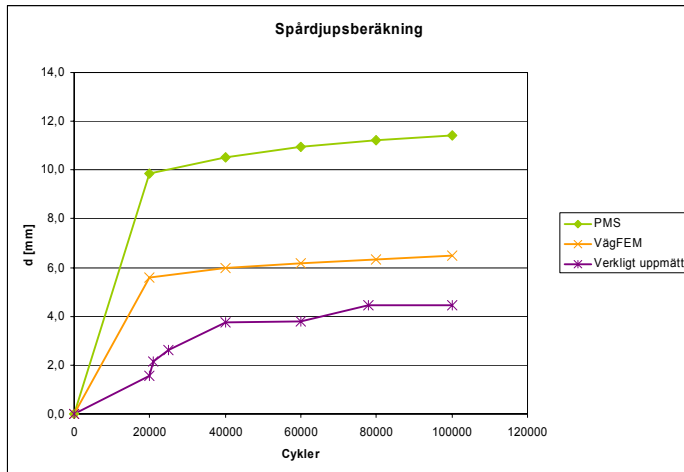
Base Type 2,  $w_{rel} = 80\%$ :



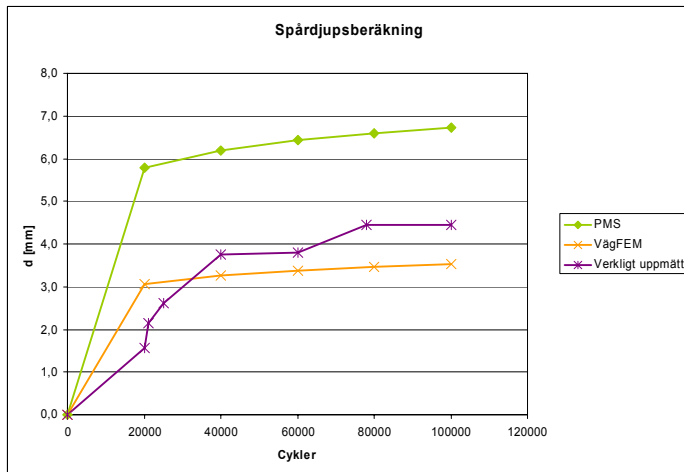
Base Type 2,  $w_{rel} = 100\%$ :



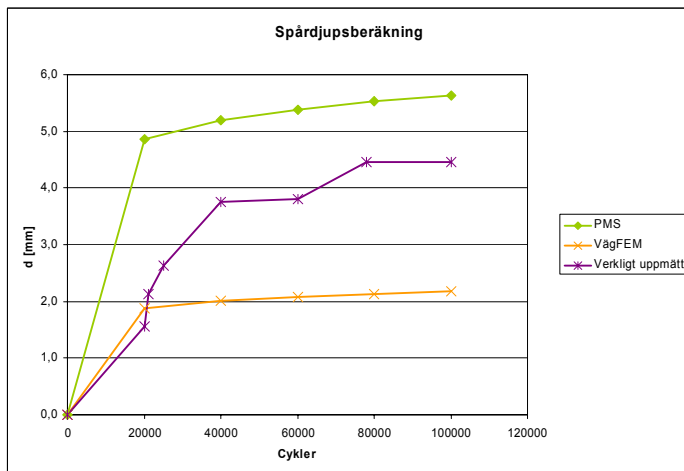
Base Type 3,  $w_{rel} = 60\%$ :



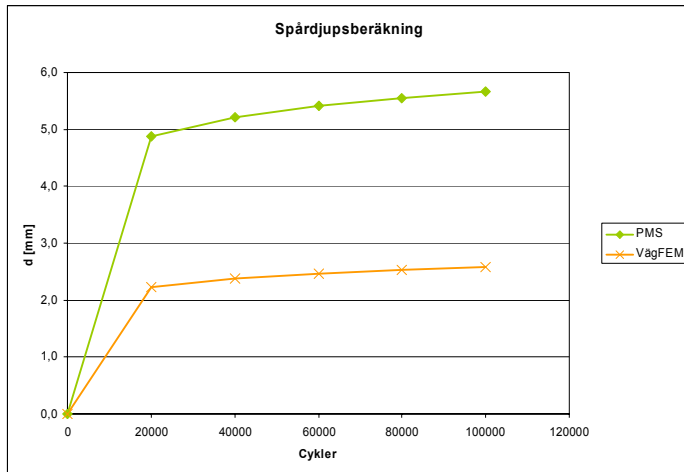
Base Type 3,  $w_{rel} = 80\%$ :



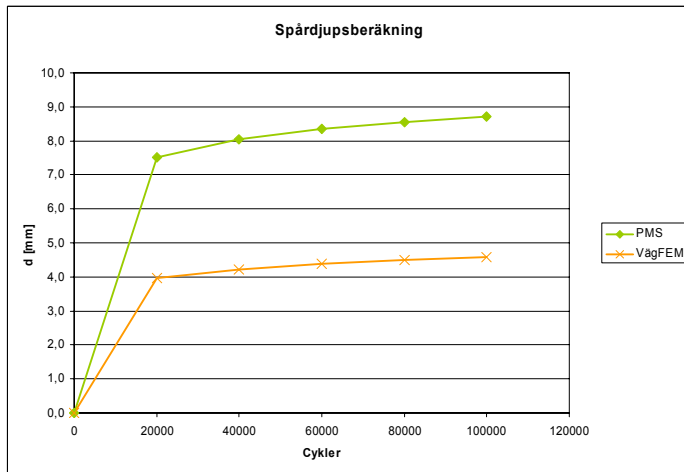
Base Type 3,  $w_{rel} = 100\%$ :



Base Type 4,  $w_{rel} = 60\%$ :



Base Type 4,  $w_{rel} = 80\%$ :



Base Type 4,  $w_{rel} = 100\%$ :

