

Sättningsuppföljning av väg 205 vid RV 50 i Askersund

LOVISA MORITZ

Linköping i augusti 1997



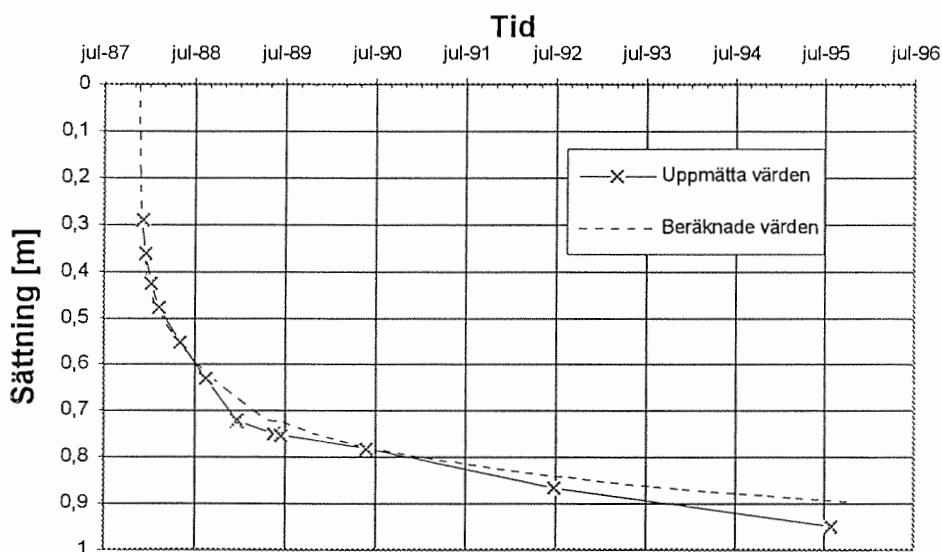
**Statens geotekniska institut
Swedish Geotechnical Institute**

S-581 93 Linköping, Sweden
Tel. 013-11 51 00, Int. +46 13 11 51 00
Fax. 013-13 16 96, Int +46 13 13 16 96

ISSN 1100-6692



SÄTTNINGSUPPFÖLJNING AV VÄG 205 VID RV 50 I ASKERSUND



SGI Dnr: 1-379/87
Datum: 1996-08-30
Kontaktperson: Lovisa Moritz

Statens geotekniska institut

581 93 LINKÖPING Telefon: 013-20 18 00 Telefax: 013-20 19 14



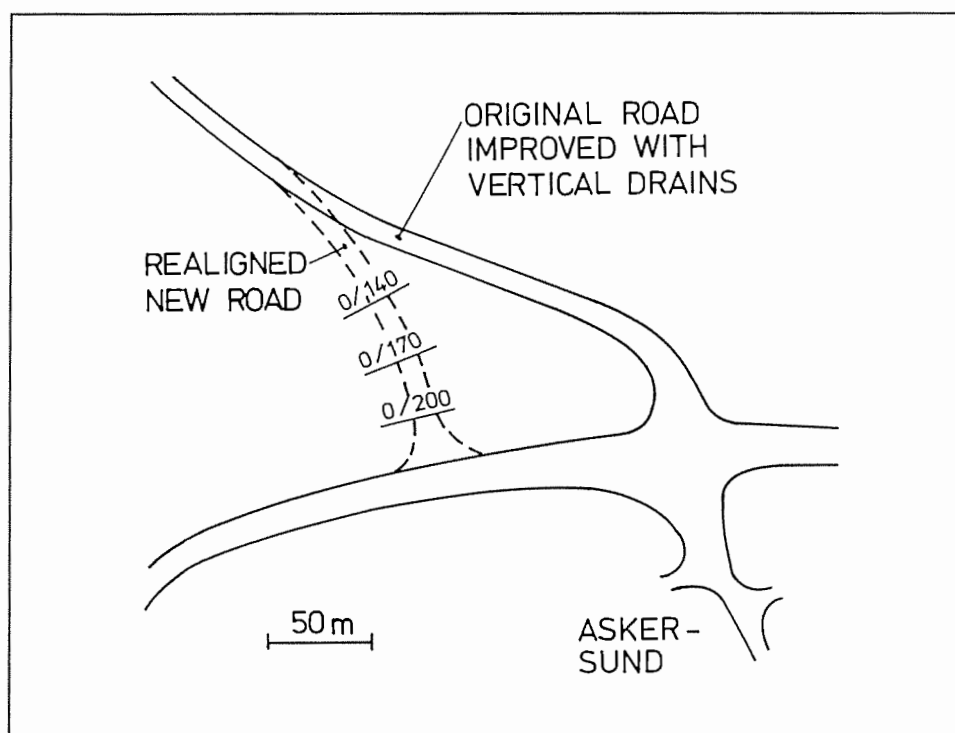
Innehållsförteckning

Text	Sida
1. Bakgrund	2
2. Utförda undersökningar	2
3. Geotekniska förhållanden.....	3
4. Val av metod	4
5. Utförd vägbank och instrumentering	5
6. Resultat.....	5
7. Diskussion och slutsatser	8
8. Referenser	10

1. Bakgrund

I ett vägskal mellan riksväg 50 och väg 205 strax intill Askersund har en fyrvägskorsning byggts om till två trevägskorsningar, se figur 1. Avsikten var att minska antalet trafikolyckor och incidenter som uppstått i fyrvägskorsningen. Ombyggnaden innebar att väg 205 flyttades ca 100 m väster ut och gjordes om på en sträcka av ca 130 m.

Den ombyggda vägbanken är ca 1 m hög, 8 m bred och går över ett kärrmarksoråde.



Figur 1. Situationsplan.

Den ursprungliga sträckan av väg 205 byggdes i början av 80-talet där man då valde vertikaldräner i kombination med överlast och tryckbankar för att snabbt kunna få ut sättningarna. Som vertikaldräner valdes geodrain och de sattes på ett c/c-avstånd på 1,4 m. Den ursprungliga vägbanken hade en bankhöjd som varierade mellan 1,4 och 2 m. Överlasten varierade mellan 1,6 och 2 m och låg 17-20 månader på vägen. Sättningarna blev relativt stora och ca 0,8 m av överlasten lastades av. Sättningsuppföljningar utfördes på sträckan under två års tid. Sättningarna hade dock inte avstannat helt efter avlastningen och de fortsatta sättningarna gjorde att vägens kvalitet försämrades något.

2. Utförda undersökningar

För den ursprungliga fyrvägskorsningen undersöktes jorden med traditionella fältmetoder såsom viktsondering, provtagning med skruv- och kolvprovtagare samt bestämning av jordens skjuvhållfasthet med vingsondering. Dessa undersökningar gjordes även för den nya delen av väg 205 som skulle byggas om. På upptagna prover utfördes rutinanalys och från 2, 5, 7 och 9 m djup utfördes CRS-försök.

Förutom de traditionella undersökningarna utfördes kombinerad spets- och portryckssondering (CPT) i fyra olika borrhål samt portrycksmätningar in situ för att få bättre uppfattning om jordens dräneringsegenskaper.

3. Geotekniska förhållanden

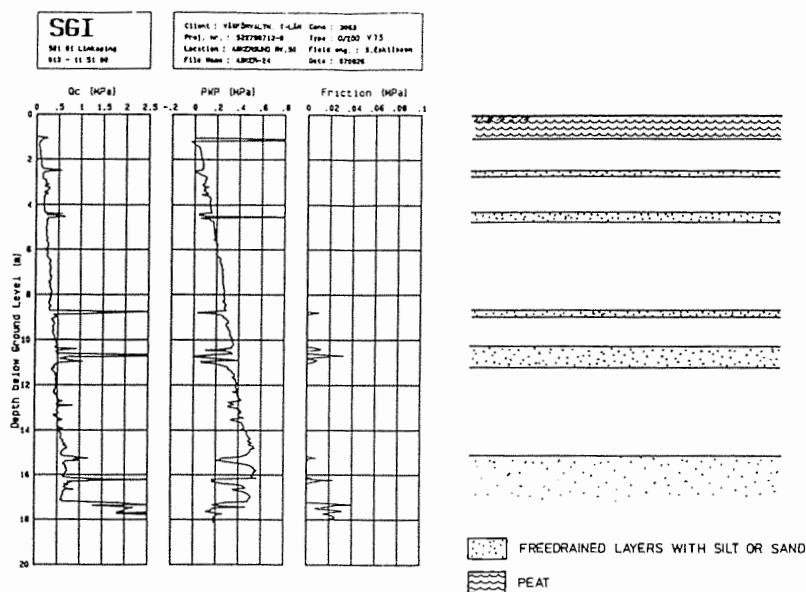
Enligt de utförda sonderingarna och provtagningarna utgörs jorden överst av knappt 1 m torv och därunder av ca 15 m lera med rikliga inslag av silt och siltskikt. Under leran som är lös till halvfast, finns friktionsjord. Jordprofilen och tillhörande geotekniska parametrar visas i tabell 1. Skjuvhållfastheten under torven är relativt låg vilket resulterat i att CRS-försöket på 2 m djup inte har givit representativa värden för den aktuella nivån.

Djup (m)	Jordart	densitet (t/m ³)	Vatten-kvot (%)	Flytgräns (%)	Effektivspänning (kPa)	σ'_c (kPa)	Skjuvhållfasthet (kPa)	Permeabilitet, CRS (m/s)	Permeabilitet, in situ (m/s)
1,0	Le <u>si</u> vx	1,69	57	44	2		12		
1,7									1,7·10 ⁻⁹
2,0	Le (<u>si</u>)	1,66	56	44	8	42	5		
2,4-2,6	D r ä n e r a n d e s k i k t								
3,0	v si Le	1,67	43	31	15		7		
3,7									1,4·10 ⁻⁹
4,0	v Le <u>si</u>	1,67	57	45	22		9		
4,4-4,6	D r ä n e r a n d e s k i k t								
5,0	v Le <u>si</u>	1,62	68	61	28	47	11	8·10 ⁻¹⁰	
6,8									7,3·10 ⁻¹⁰
7,0	v Le <u>si</u>	1,69	46	36	42	79	15	9·10 ⁻¹⁰	
8,5-8,8	D r ä n e r a n d e s k i k t								
9,0	v le Si	1,77	40	34	57	71	19	2·10 ⁻⁹	
9,5									7,8·10 ⁻¹⁰
10,2-10,8	D r ä n e r a n d e s k i k t								
11,0	v le Si <u>sa</u>	1,86	36	27	74		23		
13,0	v si Le <u>si</u>	1,83	45	40	91		27		
15,0	v si Le <u>sa</u>	1,87	35	34	108		31		

Tabell 1. Jordens lagerföljd med tillhörande geotekniska parametrar samt resultat från utförda CRS-försök och permeabilitetsförsök in situ.

Resultaten från CPT-sonderingarna visade att jorden innehåller genomgående dränerande skikt av friktionsjord på flera olika nivåer, se figur 2. Dessa resultat initierade till att installera fyra stycken portrycksmätare typ I.F. med öppet system i lerlagren mellan de genomgående dränerande skikten. Dessa portrycksmätare användes även för att mäta permeabiliteten in situ. Permeabiliteten är utvärderad enligt en metod föreslagen av Tremblay, Eriksson 1987 och redovisas i tabell 1.

En fri vattenyta har observerats i markytan vid provtagningstillfällena.



Figur 2. Resultat från CPT-sondering samt antagna fridrainerande lager.

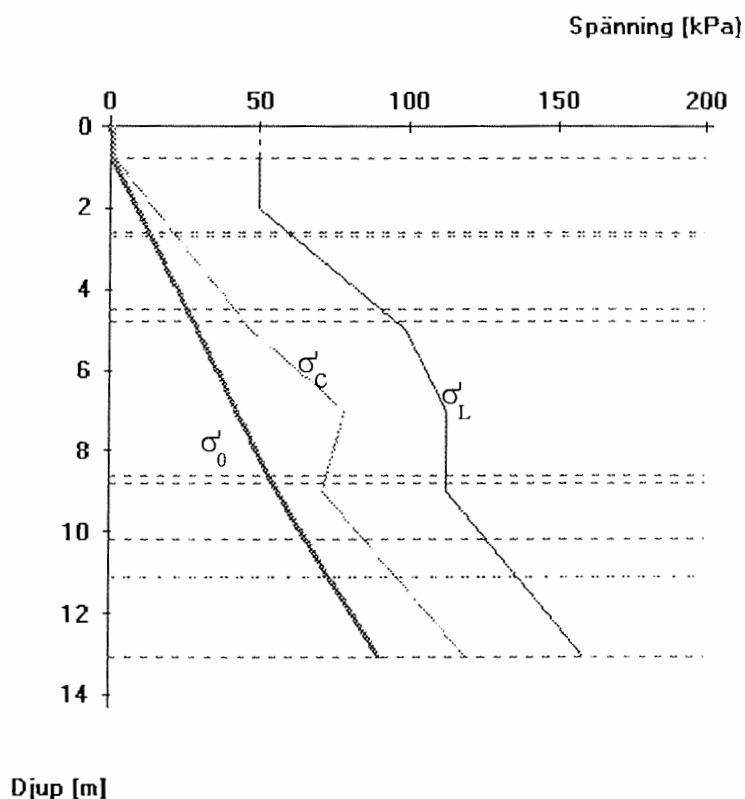
4. Val av metod

Eftersom de geotekniska förhållanden var i det närmaste identiska som för den gamla vägsträckan skulle det enklaste vara att välja samma förstärkningsåtgärd för den nya sträckningen. Men då det visade sig att jordprofilen innehåller genomgående skikt av silt och sand gjordes sättningsberäkningar där man tog hänsyn till att vattnet kunde dräneras bort i dessa skikt. De första sättningsberäkningarna utfördes med föregångaren till SGI:s nuvarande program EMBANKCO, där man mycket bra kan ta hänsyn till varierande egenskaper genom jordprofilen. Programmet bygger på Terzaghis konsolideringsteori i kombination med Darcys lag. Ekvationerna löses med hjälp av finita differensmetoden. I beräkningarna ingår även att man tar hänsyn till jordens krypegenskaper enligt Larsson, 1986. För att ta hänsyn till att vissa lager dränerar bort porvattnet direkt läggs dessa lager in i programmet som "fridrainerande", vilket innebär att inget portryck byggs upp.

Beräkningarna visade att tid- sättningsförloppet skulle gå relativt snabbt och sedan avta med tiden. Detta innebär att man skulle kunna utföra endast en förbelastning utan vertikala dräner och ändå få ut huvuddelen av sättningarna under byggnadstiden som skulle vara 18 månader.

De första beräkningarna som utfördes med föregångaren till EMBANKCO gav en totalsättning av 0,75 m efter två år när överlasten skulle lastas av och därefter skulle sättningen fortsätta med ca 0,1 m/10 år. Efterhand som programmet har förbättrats och datorernas kapacitet har ökat har nya beräkningar utförts och det visar sig då att sättningen efter avlastningen på 10 år beräkningsmässigt blir 0,2 m.

De senaste beräkningarna är baserade på spänningssituationen i jordprofilen enligt figur 3. Spänningssituationen är upprättad utifrån utförda CRS-försök förutom det från 2 meters djup vilket inte ansågs tillräckligt representativt.



Figur 3. Spänningssituationen i den aktuella jordprofilen.

5. Utförd vägbank och instrumentering

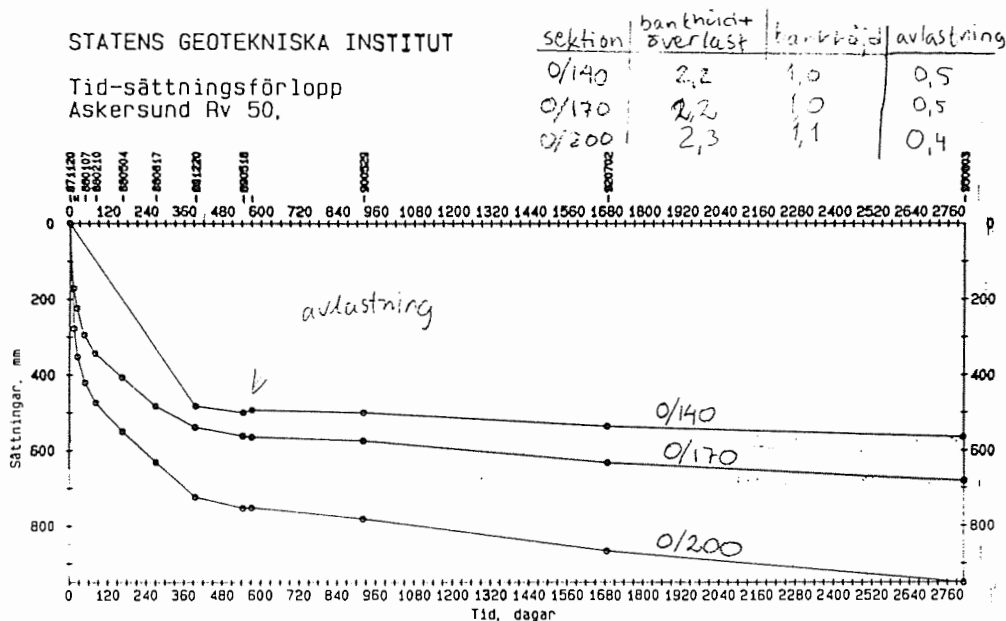
Vägbanken började byggas under hösten 1987. Bankhöjden varierar mellan 0,8 och 1,2 m och därtill kom en överlast som gav en total bankhöjd mellan 2,0 och 2,3 m. Banken lades ut i 1-1,5 m tjocka lager. För att klara stabiliteten under förbelastningen lades knappt 1 m höga tryckbankar ut på båda sidor om vägbanken. Efter 18 månader gjordes en avlastning av kvarvarande överlast och därefter lades en toppbeläggning på och vägen togs i bruk.

För att kontrollera sättningshastigheten samt antagandet om att vissa skikt i jordprofilen var fridränerande gjordes en rad olika instrumenteringar i samband med utförandet av vägbanken.

Tre stycken horisontalslangar lades ut i olika sektioner 0/140, 0/170 och 0/200. Därutöver installerades två stycken bälgslangar i sektionerna 0/170 och 0/200. Dessutom installerades portrycksmätare av typ Geotech på de tre översta genomgående dränerande skikten för att kontrollera om dessa kunde betraktas som fridränerande.

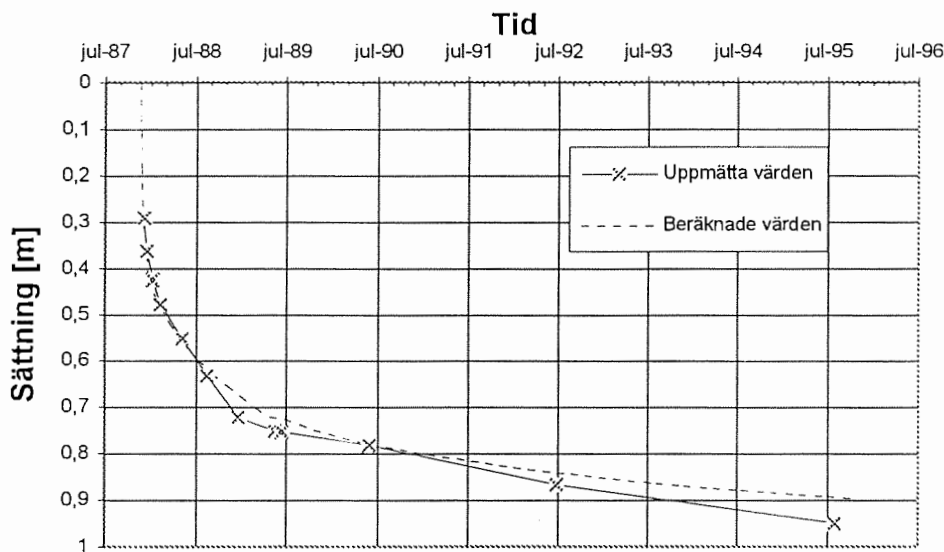
6. Resultat

I figur 4 redovisas uppmätt totalsättning från horisontalslangarna. I alla tre sektionerna följs exakt samma sättningutveckling förutom att beloppet är något mindre i sektion 0/140 och 0/170. Detta beror sannolikt på att vägbanken vid dessa sektioner var till en viss del redan uppfylld vid nollmätningstillfället men den totala bankhöjden var i stort sett densamma.



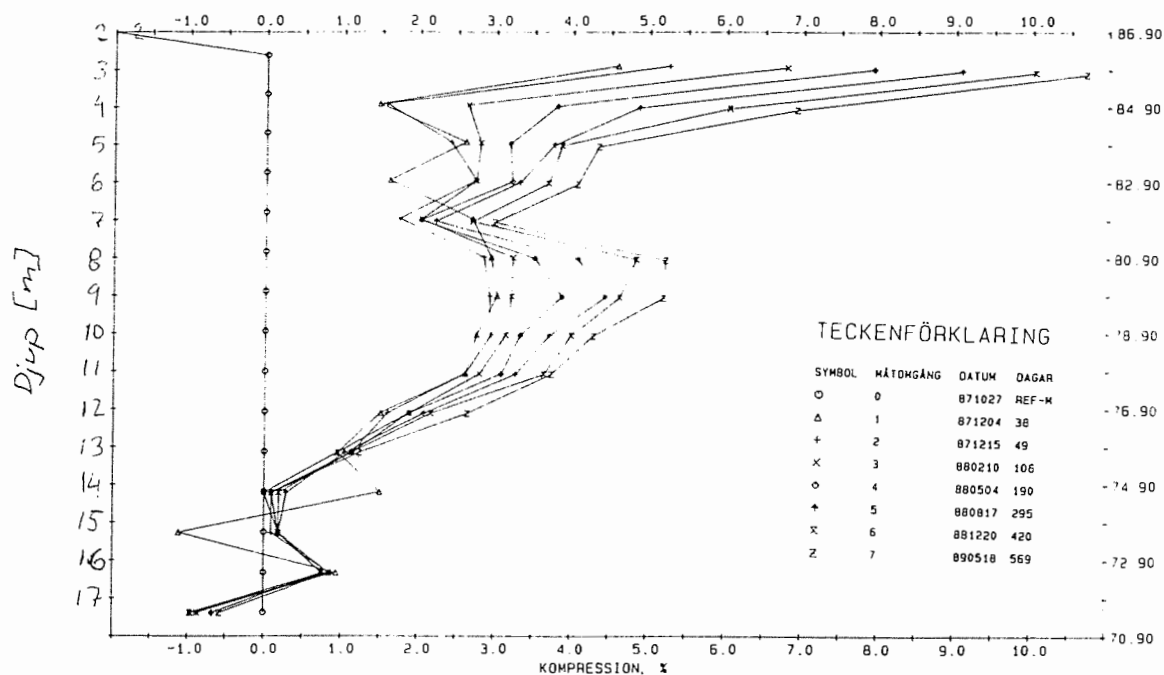
Figur 4. Uppmätt sättning från horisontalslang i sektionerna 0/140, 0/170 och 0/200.

I figur 5 nedan redovisas den beräknade sättningen och den uppmätta i sektion 0/200. Den beräknade sättningen är utförd i EMBANKCO. Den från horisontalslangar uppmätta totalsättningen visar att den bedömda sättningshastigheten stämmer väl överens till en början med den beräknade. När den sekundära sättningen tar vid är sättningshastigheten något större i verkligheten än enligt de beräknade värdena.



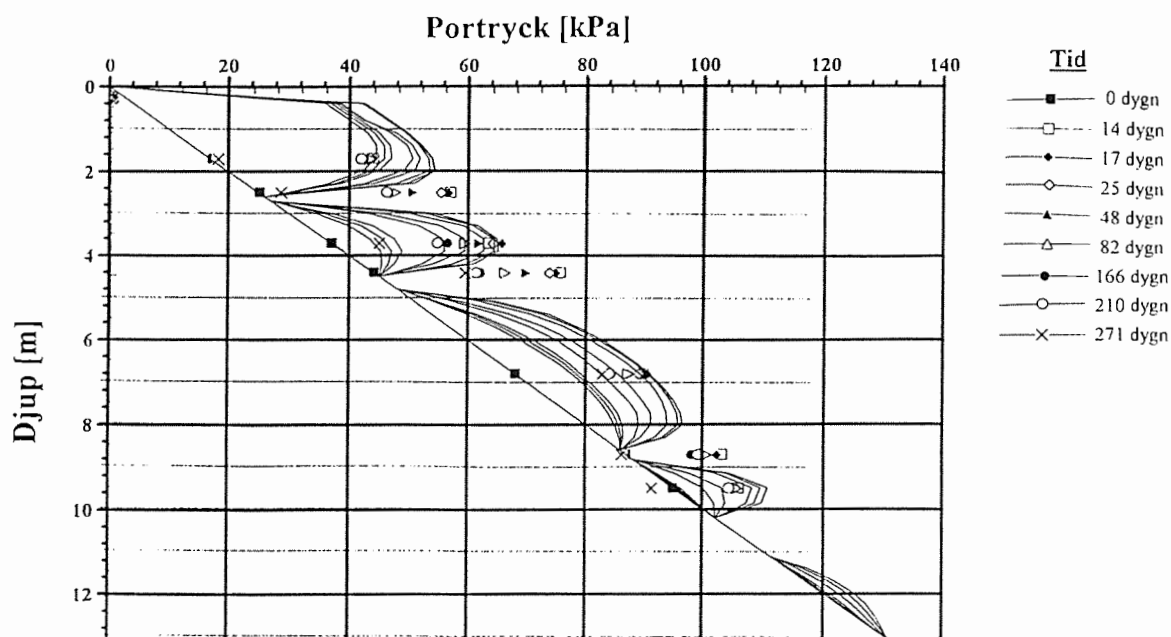
Figur 5. Jämförelse mellan uppmätta och beräknade resultat i sektion 0/200.

Mätningarna från bälgslang visar att jorden påverkas ner till 12-13 meters djup under ursprunglig markyta under de första 1½ åren, se figur 6. I dessa mätningar är dock inga värden från de översta 2 metrarna medtaget eftersom bälgslangen inte skulle klara de stora sättningarna som uppstod i torven.



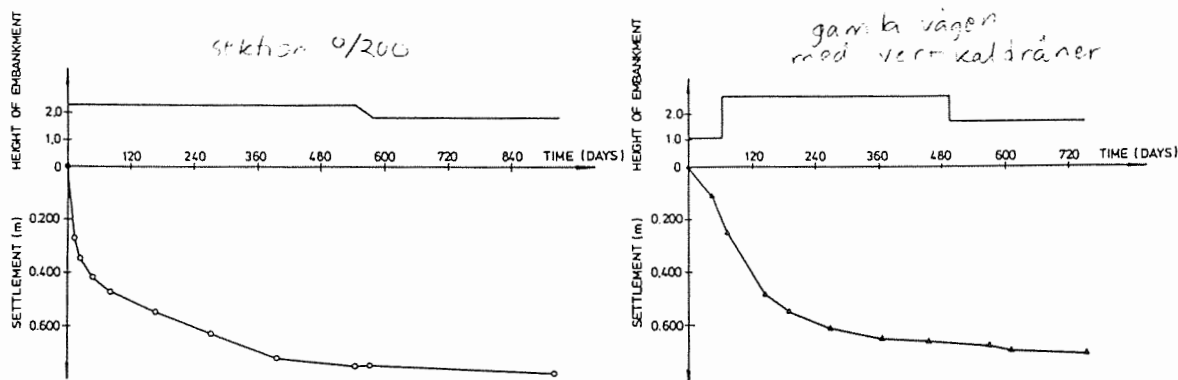
Figur 6. Uppmätta värden utifrån bälgslang.

Portrycksmätningar kunde genomföras i nio månader därefter blev deformationerna för stora så att slangarna vek sig. I figur 7 visas resultat från de beräknade samt de uppmätta portrycken under de första nio månaderna. De uppmätta värdena är markerade som enstaka punkter. Figuren visar att de uppmätta värdena på portrycksutvecklingen i lerlagren stämmer tämligen väl med de beräknade sånär som översta lagret, däremot svarar de uppmätta portrycken i de dränerande skikten ej de beräknade.



Figur 7. Beräknad samt uppmätt portrycksfördelning i sektion 0/200.

En jämförelse mellan totalsättningarna i sektion 0/200 samt på den gamla vägdelen där man förstärkt med vertikaldränering ses i figur 8. Sättningarna för den gamla vägen följdes upp i ungefär två år och under den tiden tycks kurvorna följa varandra tämligen väl.



Figur 8. Uppmätt sättning och last från sektion 0/200 samt från den gamla vägdelen som är förstärkt med vertikaldräner.

7. Diskussion och slutsatser

Utifrån gjorda uppföljningar var det riktigt att utesluta vertikaldränerna och enbart använda förbelastning och tryckbankar i detta fall. Vertikaldräner i dessa typer av jordar, med genomgående skikt på ungefär varannan meter påskyndar inte sättningen nämnvärt.

Överensstämmelsen mellan den beräknade och den uppmätta totalsättningen i sektion 0/200 var god. Den gjorda förenklingen om att de dränerade skikten kunde betraktas som "fridränande" visade sig vara ett bra val. Förmodligen fungerar den teorin bra bara skillnaden i permeabilitet mellan leran och det dränerande lagret är tillräckligt stor beräkningsmässigt. Permeabiliteten mättes dock aldrig i de skikt som betraktades som fridränande. Däremot gjordes portrycksmätningar i dessa skikt vilket dock bevisade att de ej var "fridränande" men de höga värdena på portrycken visar dock att kompressionsmodulerna var avsevärt högre än i lerlagren och att portrycken skönk snabbare.

Efter avlastningen är sättningshastigheten något högre än önskvärt vilket inte kunde förutsägas i den ursprungliga beräkningen. Storleken på avlastningen borde ha varit något större men då hade man fått en större överlast och därmed en större sättning, detta är en svår balansgång. Extra beräkningar utfördes för att utröna om en större överlast hade varit ett bättre alternativ. Det visade sig då att en ca 0,5 m större överlast endast gav någon centimeter mindre sättning efter avlastningen jämfört med den aktuella förbelastningen. Detta beror på att något eller några skikt är så mäktiga att konsolideringssättningarna i dessa skikten tar mycket lång tid. Beräkningsprogrammet EMBANKCO är ett bra hjälpmedel vid dimensionering av förbelastning i denna typ av jordar. Man ska dock vara noga vid valet av värden för de olika ingående parametrarna.

Enligt beräkningarna kommer sättningen framöver om ytterligare 10 år att öka med ca 0,1 m. Det är då lämpligt att lägga på ett nytt beläggningsslager för att kompensera för sättningar men även för ett normalt underhåll av vägen.

8. Referenser

Larsson, R. 1986. Consolidation of soft soils. Rapport nr 29, Linköping. Statens Geotekniska Institut.

Sättningsprognoser för bankar på lös finkornig jord. Information nr 13, Linköping. Statens Geotekniska Institut.

Tremblay, M, Eriksson, L, 1987. Use of piezometers for in situ measurement of permeability, ECSMFE Vol. 1, Dublin.