

CHALMERS



Uppföljning av bärighet och deformations- utveckling av terminalytor vid inventering och nybyggnad i Göteborgs Hamn

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

MARIA RIMSTEDT

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Väg och trafik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2006
Examensarbete 2006:31

EXAMENSARBETE 2006:31

Uppföljning av bärighet och deformationsutveckling av terminalytor vid inventering och nybyggnad i Göteborgs Hamn

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

MARIA RIMSTEDT

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Väg och trafik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2006

Uppföljning av bärighet och deformationsutveckling av terminalytor vid inventering
och nybyggnad i Göteborgs Hamn

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

MARIA RIMSTEDT

© MARIA RIMSTEDT, 2006

Examensarbete 2006:31

Institutionen för bygg och miljöteknik

Avdelningen för geologi och geoteknik

Väg och trafik

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

412 96 Göteborg

Telefon: 031-772 10 00

Framsida:

Den stora bilden visar typen av grensletruck som trafikerar etapperna. De små bilderna visar urlastning av material vid uppbyggnad av ny konstruktion [5] respektive organiskt material som påträffades vid urgrävning av befintligt material.

Chalmers Reproservice

Göteborg, 2006

A follow-up on bearing capacity and development of terminal surfaces at inventory and new construction in the Port of Gothenburg
Master's Thesis in Civil and Environmental Engineering
MARIA RIMSTEDT
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Road and Traffic
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

Large areas at the Container Terminal at Skandia Harbour, Port of Gothenburg, have, due to insufficient bearing capacity, pavements with tracking and deformation that cause difficulties in the everyday truck traffic. The pavements in some areas are exceptionally poor and they shall therefore undergo an extensive renovation.

During the renovation of four stages in the district an inventory was carried out with several different methods. The purpose of the inventory was to investigate the possibility of determine the need of reinforcement without excavate the old construction. The methods that were used were: falling weight deflectometer (FWD), static plate loading, Continuous Compaction Control (CCC), ground penetrating radar (GPR) and an ocular inspection with PCI.

After excavation and replacement of the constructions the bearing capacity was controlled with two different methods, static plate loading and Continuous Compaction Control. The new construction will also be followed during a longer period with the Primal and the Emu system.

The purpose of this study is to compare the results from the inventory with the results from the excavation, and it is also to do a follow-up on the measurements made on new constructions. As the majority of the measurements are not well positioned the comparisons are less exactly.

Measurements made with the Continuous Compaction Control and static plate loading have been carried out at roughly the same points but yet the correlations between this two methods have been low. Usually it is possible, through a regression analysis, to calibrate the values from the Continuous Compaction Control to deformation modulus (E_{v2}) received from static plate loading. But the measurements made on the stages indicate a bad linear relation between the methods, and this is due to the large variation in values received from the Continuous Compaction Control, combined with a bad accuracy of the Continuous Compaction Control positioning system (dGPS).

Key words: Heavy duty pavement, measurements of load bearing capacity, ground penetrating radar, Continuous Compaction Control, fines.

Uppföljning av bärighet och deformationsutveckling av terminalytor vid inventering och nybyggnad i Göteborgs Hamn
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad
MARIA RIMSTEDT
Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Väg och trafik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2006

SAMMANFATTNING

I Skandiahamnen i Göteborg finns ett stort behov av att på ett effektivt och ekonomiskt sätt kunna bestämma bärigheten hos ytor trafikerade av tung trafik. Flera av ytorna i området har idag en bristande bärighet och den ojämna beläggningen med spårbildning och sättningar utgör ett problem för grensletruckstrafiken.

I samband med renoveringen av fyra etapper utfördes en inventering med ett flertal olika mätmetoder. Syftet med mätningarna var att undersöka om man, utan att gräva ur befintligt material, kan göra en korrekt bedömning av förstärkningsbehovet. Metoderna som användes var: tung fallvikt, statisk plattbelastning (SPB), yttäckande packningskontroll (YPK), georadar och okulärbesiktning med PCI.

Efter återuppbyggnad utfördes kontrollmätningar på ny bärlageryta med YPK och SPB. Dessutom kommer ytans deformationsutveckling att följas under en längre tidsperiod med hjälp av EMU-spolar och profilmätaren Primal.

Rapporten syftar till att jämföra resultaten från inventeringen med verkligt utfall vid urgrävning, samt att göra en uppföljning av kontroll- och initiala deformationsmätningar. Då flertalet mätningar inte varit noggrant positionsbestämda är jämförelsen inte exakt, utan av en mera översiktlig art.

Mätningar med YPK och SPB har utförts i ungefär samma punkter men ett tydligt samband mellan metoderna har inte kunnat påvisas. YPK kan vanligtvis kalibreras mot SPB och vid en regressionsanalys av mätvärdena ska då ett linjärt samband mellan metoderna kunna påvisas för att kalibreringen ska vara godkänd. På etapperna har sambandet dock varit dåligt och orsaken är att värdena från YPK kraftigt varierar på korta sträckor och att vältens positioneringssystemet (dGPS) inte har en hög noggrannhet.

Nyckelord: Tungt belastade ytor, bärighetsmätningar, georadar, YPK, finkornigt material.

Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	V
BETECKNINGAR	VI
BENÄMNINGAR OCH FÖRKORTNINGAR	VII
1 INLEDNING	1
1.1 Syfte	1
1.2 Avgränsning	1
1.3 Metod	2
2 MÄTFÖRFARANDE	3
2.1 Utförda mätningar	3
2.2 Sektionering och mätlinjer	4
2.3 Beskrivning av mätningarna	4
3 BESKRIVNING AV ANVÄNDA MÄTMETODER	7
3.1 Georadar	7
3.2 Okulärbesiktning med PCI	8
3.3 Tung fallvikt [FWD]	9
3.4 Yttäckande packningskontroll [YPK]	10
3.5 Statisk plattbelastning [SPB]	11
3.6 EMU-spolar	13
3.7 Profilmätare Primal	13
4 RESULTAT AV INVENTERING	14
4.1 Etapp 1	15
4.2 Etapp 2	18
4.3 Etapp 3a	20
4.4 Etapp 3b	22
5 RESULTAT AV URGRÄVNING	23
5.1 Etapp 1	23
5.2 Etapp 2	25

5.3	Etapp 3a	26
5.4	Etapp 3b	27
6	NY KONSTRUKTION	28
6.1	Etapp 1	28
6.2	Etapp 2	28
6.3	Etapp 3a	29
6.4	Etapp 3b	29
7	RESULTAT FRÅN KONTROLLMÄTNINGAR SAMT UTVÄRDERING	30
7.1	Etapp 1	30
7.2	Etapp 2	33
7.3	Etapp 3a	34
7.4	Etapp 3b	35
8	JÄMFÖRELSE MELLAN RESULTAT FRÅN YPK OCH SPB	37
8.1	Kalibreringsytan	38
8.2	Befintligt material	40
8.3	Nytt material	41
9	MÄTRESULTAT JÄMFÖRT MED VERKLIGT UTFALL	43
9.1	Mätningar på befintlig yta	43
9.2	Mätningar på ny konstruktion	45
10	SLUTSATSER	46
11	REFERENSER	47
11.1	Publicerad litteratur	47
11.2	Opublicerad litteratur	47
11.3	Internet	47
11.4	Muntliga källor	48
12	FÖRTECKNING ÖVER BILAGOR	49

Förord

Detta examensarbete har genomförts vid Institutionen för Bygg- och Miljöteknik, CTH. Projektet har finansierats av SBUF via ansökan från SVR:s Väggrupp och Skanska. Uppdragsgivare har varit Göteborgs Hamn AB och Ramböll Sverige AB.

Jag vill tacka alla de personer som tagit sig tid att svara på mina frågor. Särskilt vill jag rikta ett varmt tack till följande personer:

Gunnar Lannér (handledare och examinator) och Jan Hansson (biträdande handledare)

Chalmers Tekniska Högskola

Peter Johansson och Martin Jägar

Göteborgs Bygg & Bitumenbeläggningar AB

Lars Dahlin, Ingemar Moström och Stig Östfjord

Göteborgs Hamn AB

Adam Blom, Sture Persson och Peter Täreby

Ramböll Sverige AB

Kurt Fröberg, Jan Schälin och Ingemar Moström

SVR:s Väggrupp

Håkan Carlsson

VTI

Göteborg, april 2006

Maria Rimstedt

Beteckningar

a_0, a_1, a_2	Konstanter som utifrån mätvärden från SPB anpassas enligt minsta kvadratmetoden [-] (SPB)
d	Uppmätt djup [m] (georadar)
E_v	Deformationsmodul (SPB)
E_{v2}/E_{v1}	Packningskriterium (SPB)
s	Sättning [mm] i plattans centrum orsakad av σ_0 (SPB)
tw	Förfluten tid (eng two-way-time) [s] (georadar)
v	Radarsignalens hastighet [m/s] (georadarmätning)
σ_0	Medelnormalspänningen mitt under plattan [MPa] (SPB)

Benämningar och förkortningar

Acceptanskontroll	Metod som anges i VÄG 94 för att utvärdera packningsresultatet för en yta.
Bärighet	Högsta last, enstaka eller ackumulerad, som kan accepteras med hänsyn till uppkomst av sprickor och deformationer.
Deflektion	Vägytans momentana nedböjning under dynamisk last (FWD).
Egenkontroll	Metod som föraren använder för att bedöma och styra packningsarbetet.
Elastisk deformation	Materialet trycks ihop vid belastning och fjädrar tillbaka vid avlastning.
FWD	Tung fallvikt. Eng: Falling Weight Deflectometer.
HMV	Hamm Meter Value. Mätvärden registrerade med en YPK av märket Hamm.
Plastisk deformation	Materialet trycks ihop vid belastning och efter avlastning kvarstår deformationen.
PCI	Eng: Pavement Condition Index. Tal mellan 0 och 100 som beskriver belägningens kondition.
SPB	Statisk plattbelastning.
Styvhet	Förhållandet mellan spänning och deformation, beskrivs vanligtvis i form av E-modul.
Terrassyta	Terrassytan bildar gräns mellan överbyggnad och underbyggnad/undergrund. Se bilaga 2.
Tungt fordon	Fordon med bruttovikt över 3,5 ton.
Underbyggnad	I underbyggnad ingår i huvudsak tillförda jord- och bergmassor. Se bilaga 2.
Undergrund	Del av mark till vilken last överförs från vägkonstruktionen, se bilaga 2.
VMV	Välmätarvärde [-]. Mätvärden registrerade med YPK.
YPK	Yttäckande packningskontroll.
Överbyggnad	Del av vägkonstruktion som ligger ovan terrassytan, se bilaga 2.

1 Inledning

För att klara framtida lastökningar på terminalytor pågår ett omfattande förstärkningsarbete i Skandiahamnen i Göteborg. Ytor i Skandiahamnen utsätts för stora belastningar då de trafikeras av grensletruckar med en totalvikt på ca 100 ton, fördelade på 4 axlar à 25 ton. Ett regelverk för tungt belastade ytor existerar inte och dimensioneringen sker därför efter de regelverk som används vid nybyggnation av statliga vägar (ATB Väg, Bro 2002 och Anläggnings AMA). Då axellasten från grensletruckarna är betydligt högre ställs högre bärighetskrav på ytor trafikerade av grensletruckar jämfört med vanliga vägar med normal trafik.

Omfattningen av förstärkningsåtgärderna kommer att behöva varieras beroende på olika undergrund och tidigare konstruktionsuppbyggnad. För att kontrollera statusen på de ytor som ska förstärkas inventeras ytorna med olika mätmetoder, till exempel tung fallvikt, statisk plattbelastning, yttäckande packningskontroll, georadar och okulärbesiktning med PCI.

För att avgöra om metoderna på ett effektivt och ekonomiskt sätt kan kartlägga ytornas förstärkningsbehov utfördes en serie mätningar på två etapper i Västra Stråket och två etapper i Skanddiagatan.

1.1 Syfte

Syftet med rapporten är att:

- studera resultaten mellan de olika använda inventeringsmetoderna och jämföra med verkligt utfall i samband med urgrävning
- följa upp förstärkningsåtgärder genom funktionskontroll och jämföra olika förstärkningsåtgärder
- göra en uppföljning av permanent deformationstillväxt på olika nivåer i konstruktionen

1.2 Avgränsning

- Rapporten omfattar fyra etapper; två i Västra Stråket och två i Skanddiagatan.
- Mätningar efter 2006-02-22 har inte tagits med i rapporten på grund av tidsbegränsning.
- Endast ytmodulen från tung fallvikt har tagits med i rapporten.

1.3 Metod

Denna rapport bygger dels på muntliga och dels på skriftliga källor. Mätresultaten är hämtade från rapporter samt från kontrollplaner. Material för beskrivning av mätmetoderna har hämtats från Internetsidor, broschyrer samt från diverse böcker och rapporter. Mätresultaten har diskuterats med personerna som utfört mätningarna.

Bearbetning av mätresultat har skett med olika programvaror. Plottning och bearbetning av mätresultaten har skett i Grapher - Version 3.03, medan jämförelsen H_{MV} från YPK och E_{v2} från SPB har skett genom en regressionsanalys i Microsoft Office Excel 2003.

2 Mätförfarande

Mätningarna är utförda på fyra etapper; Etapp 1, Etapp 2, Etapp 3a och Etapp 3b. Etapperna 1 och 2 är belägna i Västra Stråket och Etapp 3a och 3b i respektive norr om Skandiegatan, se bilaga 1. Skandiegatan är det stråk i Skandiahamnen som har den livligaste grensletruckstrafiken medan Västra Stråket har en något mindre intensiv trafik. Ytorna är asfalterade och är av varierande storlek enligt nedan:

- Etapp 1 16 x 50 m
- Etapp 2 16 x 70 m
- Etapp 3a 12 x 80 m
- Etapp 3b 8 x 56 m

2.1 Utförda mätningar

Tabell 2.1 nedan redovisar vilka mätmetoder som användes och på vilken etapp. Metoderna står i den ordning de användes.

METOD	ETAPP 1	ETAPP 2	ETAPP 3a	ETAPP 3b
Inventering av befintlig konstruktion				
GEORADAR	x	x	x	
PCI	x	x		
FWD	x	x	x	
YPK	x	x	x	x
SPB	x			x
Kontroll av ny konstruktion				
YPK	x	x	x	x
SPB	x	x	x	x
EMU	x			
PRIMAL	x	x		

Tabell 2.1 Använda mätmetoder

Mätningarna med EMU och Primalen är inte på något sätt fullständiga och endast några mätningar, de första i en serie, behandlas i denna rapport. Mätningar med EMU och Primalen skiljer sig från de övriga eftersom de sker under flera år för att få ytans utveckling på lång sikt.

2.2 Sektionering och mätlinjer

För enklare positionsbestämning användes linjer längs med ytorna och en sektionering tvärs linjerna.

Sektionering för etapperna är följande:

- Etapp 1 med sektioner 0 - 50, räknat från södra kanten.
- Etapp 2 med sektioner 54 - 122, räknat från södra kanten.
- Etapp 3a med sektioner 0 - 80, räknat från östra kanten.
- Etapp 3b med sektioner 0 - 60, räknat från södra kanten.

Mätlinjer längs ytorna är:

- 3 stycken (linje I, II och III) för Etapp 1 och 2. Linje I går parallellt och 2.6 m ifrån västra kanten. Linje II och III ligger 5 respektive 10 m ifrån linje I.
- 2 stycken (linje 0 och I) för Etapp 3a. Linje 0 är södra kanten och linje I den norra kanten.
- 2 stycken (linje 0 och I) för Etapp 3a. Linje 0 är längs med västra kanten och linje I längs med östra kanten.

2.3 Beskrivning av mätningarna

Nedan beskrivs mätningarna i den ordning som de utfördes. Se kapitel 3 för en beskrivning av mätmetoderna.

GEORADAR Lars Bjulemar på Ramböll RST utförde georadarmätningarna. Syftet med dessa var att undersöka om man kan fastställa djup till finkornigt material i vägkonstruktionen. Mätningarna skedde i två spår över tre av etapperna (Etapp 1, 2 och 3a). Spårbredden var 2m. Mätningarna utfördes med en 1200 MHz och en 350 MHz HBD antenn från Radarteam. Borrning och analys av jordmaterialet för verifiering av indikationerna av finkornigt material utfördes inte.

Resultatet från mätningarna har presenterats i form av radargram där svag och stark indikation på finkornigt material har markerats med gul respektive röd linje i radargrammet. [7]

OKULÄRBESIKTNING MED PCI PCI-besiktningen av Etapp 1 och 2 utfördes den 6 juni 2005 av besiktningsmän från Luftfartsverket, LFV Teknik. Besiktningen gjordes i 5 respektive 8 sektioner, där varje sektion var 8-10 m bred och 10 m lång. Konditionsbesiktning genomfördes men inte bärighetsmätningar eller jämnhets- och tvärfallsmätningar. Vid besiktning rådde klart och soligt väder. [4]

FWD Fallviktsmätningar av Dynatest/RST utfördes den 8 juli 2005. Mätningarna skedde i tre mätlinjer (Etapp 1 och 2) respektive i en linje (Etapp 3a) och med ett avstånd på ungefär 10 meter. Parametrar som mättes var ytmodul, asfalttjöjning, SCI (Surface Curvature Index), krökningsradie och undergrundsmodul. [6]

YPK Mätningarna utfördes av Martin Jägard på GBB AB. Välten som användes vid YPK-mätningarna var en Hamm 3516 HT, se figur 2.1. Hög amplitud, frekvens 25 Hz och hastighet 2.0 km/h användes vid mätning. [5]



Figur 2.1 Välten som användes för packning och YPK.

YPK användes på samtliga ytor som yttäckande bärighetskontroll på befintligt bärlager. På Etapp 1 och 2 gjordes dessutom mätningar i linjerna I, II och III. Syftet med YPK-mätningarna på befintligt material var att jämföra konstruktionens styvhet före och efter återuppbyggnaden. Resultaten användes också som underlag för beslut av erforderlig tjocklek på nytt förstärkningslager.

YPK användes även kontinuerligt i samband med packning av obundna lager vid uppbyggnad av nytt material. Liksom på befintligt material skedde kontrollen yttäckande men i Etapp 1 och 2 även i linjerna I, II och III. [5]

SPB Provbekastning med statisk plattbekastning utfördes enligt VV Metodbeskrivning 606 och av Per Ljungqvist på Geomiljö Väst. Se figur 2.2 nedan.



Figur 2.2 Plattbekastning med välten som mothåll.[5]

Provbelastningar utfördes dels på befintligt material och dels på nytt bärlager. Tre till nio punkter som visade låga och höga H_{MV}-värden provbelastades, se tabell 2.2 nedan. [5]

Tabell 2.2 Utförda plattbelastningar. *N* = antalet belastningspunkter.

ETAPP	MATERIAL	N	VAR PÅ YTAN
1	Befintligt	9	Tre punkter i varje linje I,II och III
	Nytt	6	Två punkter i varje linje I,II och III
2	Befintligt	-	-
	Nytt	6	Två punkter i varje linje I,II och III
3a	Befintligt	-	-
	Nytt	5	Samtliga punkter 2-4 m ifrån södra kanten
3b	Befintligt	3	Samtliga punkter 2-2,5 m ifrån västra kanten
	Nytt	4	Fördelade över ytan

EMU-SPOLAR EMU-spolar installerades i två punkter i samband med uppbyggnaden av Etapp 1. Spolarna är installerade i hela överbyggnaden, inklusive en lös spole som placeras på ytan vid mättillfället. Avläsningarna skedde den 09/11/2005 och den 31/01/2006 av Håkan Carlsson på VTI. [8]

PRIMAL Profilmätning med Primal utfördes på nytt material på Etapp 1 och 2. En 0-mätning skedde den 3/12/2005 av VTI och den utfördes i tre längsgående mätlinjer från söder till norr samt i 11 tvärgående linjer från väster till öster. Ändpunkterna för samtliga profiler höjdbestämdes med en avvägning utförd av Mätprecision Göteborg AB innan profilmätningen med Primal. Profilerna mättes med ett mätpunktsavstånd på 4 cm.

Den utförda profilmätningen är en 0-mätning och kommande profilmätningar får visa om och var det eventuellt uppstår några deformationer. [8]

3 Beskrivning av använda mätmetoder

Metoderna som har använts vid inventering av ytornas bärighet är yttäckande packningskontroll (YPK), statisk plattbelastning (SPB) och tung fallvikt (FWD). För kontroll av ny konstruktion har YPK och SPB använts och FWD kommer att användas senare. Förutom bärighetsmätningar har även inventering med georadar och okulärbesiktning med PCI (en metod framtagen av Luftfartsverket) genomförts. Nya ytor har också mätts med Primal och EMU-spolar.

Metoderna beskrivs nedan i den ordning som de användes.

3.1 Georadar

Georadar utnyttjas för att lokalisera och avståndsbedömma olika objekt under markytan. Det sker genom elektromagnetiska pulser som sänds ner i vägen, reflekteras mot lagergränser och föremål i vägkonstruktionen och studsar tillbaka till utgångspunkten på ytan där förfluten tid registreras. Tiden som registreras är direkt proportionell mot avståndet till det reflekterande föremålet. Tekniken kan användas för mätning i jord, berg, sötvatten, is, vägöverbyggnad samt fyllnadsmaterial. [1]

Egenskaper som kan bestämmas är: jorddjup, skiktjocklek, uppbyggnad, bergnivå, grundvattennivå, sprickutbredning, hålrumutbredning, vattendjup, vissa sjösediments mäktigheter, vägöverbyggnadsegenskaper, ledningslokalisering mm. [1] Vid inventering av vägöverbyggnader används metoden för att skapa en bild av lagertjocklekar, konstruktionsmaterial och föremål i vägens överbyggnad och undergrund. Eftersom även kortare vägavsnitt med avvikande konstruktion kan lokaliseras är georadar ett effektivt instrument vid lokalisering av vägtrummor och problemsträckor. [11]

Mätningen registrerar tiden för den elektromagnetiska pulsen och utifrån kunskap om radarvågornas utbredningshastighet i de aktuella materialen beräknas djupet. Eftersom geomaterial är inhomogena varierar materialens elektromagnetiska vågutbredningshastighet och någon form av djupkalibrering är därför nödvändig. Djupkalibrering kan ske t ex genom borrhning i ett antal punkter. Utifrån det uppmätta djupet som erhålls från provborrningen kan ett medelvärde på radiovågshastigheten bestämmas, se ekv 3.1 nedan. När hastigheten i materialet är känd kan tiderna som registreras av mätaren omvandlas till djup. [1]

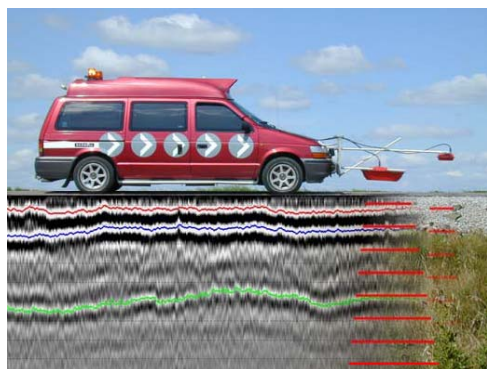
$$v = \frac{2 \times d}{tw} \quad (3.1)$$

v = radarsignalens hastighet [m/s]

d = uppmätt djup [m]

tw = förfluten tid (eng two-way-time) [s]

Efter mätning sker bearbetning och tolkning av data automatiskt av en programvara och resultatet presenteras som en kontinuerlig mätprofil, ett så kallat *radargram*, se figur 3.1. Radargrammet åskådliggör markens strukturella uppbyggnad i både vertikal- och horisontalled, samt möjliggör lokalisering av enskilda objekt eller extrempunkter. Ibland uppkommer hyperboliska reflektioner i radargrammet, vilka orsakas av punktformiga reflektioner från t ex ledningar. Även berg och strukturer i berg kan i vissa fall ge upphov till hyperboliska reflektioner beroende på geometriska förutsättningar.



Figur 3.1 Mätbil och radargram. [11]

Vid utvärdering av radargrammen ska georadarmätningarna kombineras med olika grundundersökningsmetoder [1]. Den geologiska uppbyggnaden i området bör generellt vara undersökt med andra metoder innan georadarmätningar sker eftersom befintlig information om undersökningsobjektet är till mycket stor hjälp vid tolkning av radargrammen. Resultaten ska även verifieras i utvalda punkter, vilka lämpligen väljs utifrån radarprofilen.

För att få en bild av vägars konstruktionslager och undergrund är georadar en kostnadseffektiv metod på grund av hög produktionskapacitet i fält i kombination med databearbetning. Mät hastigheten varierar kraftigt beroende på hur mätningarna genomförs men med fordonsmonterad utrustning sker mätningarna i hastigheter mellan 50-100 km/h. Radargrammen är en automatiserad tolkning av mätningarna vilket sparar tid samt ger en enhetlig tolkning. [11]

3.2 Okulärbesiktning med PCI

Okulärbesiktning av vägytan och vägens närmsta omgivning (diken, fauna etc.) används för att tillståndsbedöma vägar. Inventering av vägytan innebär identifiering av beläggningsens skador samt bedömning av skadornas svårighetsgrad och omfattning. Då vägytans avvattnings och vägkonstruktionens dränering är avgörande för uppkomsten av skador och defekter är iakttagelser även vid sidan av vägen viktiga. [3]

Skadornas svårighetsgrad och omfattning vägs samman till ett tal, det s.k. PCI-värdet, som är ett mått på beläggningsens kondition. PCI-värde 0 motsvarar en helt upplöst beläggning (d v s ett gruslager utan bindemedel) medan PCI-värde 100 motsvarar en nylagd beläggning utan anmärkningar. Allt eftersom nedbrytning av vägen fortgår

sjunker PCI-talet och förebyggande åtgärder för att minska nedbrytningen kan komma vara nödvändiga. För ett ekonomiskt underhåll är det vanligt att de första åtgärderna vidtas redan vid PCI=95, och sjunker värdet under 70 krävs i regel en ny beläggning. [4]

3.3 Tung fallvikt [FWD]

Tung fallvikt (FWD), se figur 3.2, är en dynamisk metod för bedömning av vägars och flygfälts styvhetsegenskaper. Det sker genom mätning av vägkonstruktionens nedsjunkning vid en belastning motsvarande överfart av ett tungt fordon. Överfarten simuleras av en vikt som får falla på ett fjädersystem monterat på en belastningsplatta, vilken överför kraften till vägen. Vanligtvis är belastningstiden 30 ms och kraften 50 kN. Deformationerna som belastningen orsakar registreras automatiskt av sensorer, dels i belastningsplattans centrum och dels i punkter på 200, 300, 450, 600, 900 och 1200 mm från centrum. Utifrån nedsjunkningens storlek och tjocklek hos de underliggande materiallagren kan styvhetsegenskaperna för vägen bestämmas. [3]



Figur 3.2 Bilderna visar principskiss över fallviktsapparat [10] samt fordonsmonterad tung fallvikt.

Avståndet till belastningscentrum avgör vilka lager i vägkonstruktionen som påverkar nedböjningen, *deflektionen*, och ju längre bort från belastningscentrum mätningen sker desto mindre påverkar vägkonstruktionen övre lager. Deflektionen definieras som vägytans momentana nedböjning under dynamisk last. I belastningscentrum påverkas deflektionen av alla lager, medan längst bort från centrum är det främst förhållandena i underbyggnad/undergrund som är avgörande. Skillnaden mellan centrumdeflektionen och deflektionen närmast vid sidan av belastningsplattan påverkas i huvudsak av de översta lagren. [15]

För en översiktlig och snabb uppskattning av en vägs bärighet finns mått som enkelt kan beräknas med hjälp av uppmätta deflektioner. Måtten beskriver olika delar av vägkonstruktionen. [16]

- *Ytmodul* beskriver hela ytans styvhet.
- *Undergrundmodul* ger ett mått på undergrundens styvheten.

- *Asfalttöjning* ger en bild över risken för utmattningsprickor i underkant av beläggningen.
- *SCI* ger ett mått på styvheten i den övre delen av konstruktionen och kan användas för en relativ jämförelse.
- *Krökningsradien* är ett bärighetsmått som kan användas för en relativ jämförelse.

Deflektionerna uppmätta i fält kan också tjäna som indata till ett dataprogram, som med passningsräkning beräknar deformationsmodulerna för vägkonstruktionens olika lager. Antaganden som görs vid beräkning är att materialen är linjärelastiska, homogena och isotropa. För att starta passningsräkningen antas E-moduler och därefter kan deflektionen, som skulle ha uppstått med antagna deformationsmoduler, beräknas. Deflektionen jämförs med uppmätta värden och nya E-moduler antas. Denna procedur fortgår fram till dess att den beräknade deflektionen stämmer väl överens med den uppmätta.

För att kunna jämföra bärighetsindex mellan olika vägar bör mätningar med tung fallvikt ske under samma period på året. Bärigheten hos vägar och flygfält varierar under året och den är i regel som lägst under våren i samband med att tjälen lämnar marken. Perioder med regn och höga temperaturer inverkar också på olika sätt på bärigheten. Vid mätning med tung fallvikt ska därför lufttemperaturen, beläggningens yttemperatur och inre temperatur registreras.

Mätkapaciteten för tung fallvikt motsvarar ungefär 3-3.5 km/h. [3]

3.4 Yttäckande packningskontroll [YPK]

Vältmonterad packningsmätare (YPK) möjliggör en heltäckande kartläggning och dokumentation av packningen hos obundna jord- och bergmaterial. Välten åstadkommer ett dynamiskt tryck på överbyggnaden och responsen från underlaget registreras kontinuerligt i form av vältmätarvärden (VMV). Desto mer packad jorden är ju kraftigare studs får välttrumman vid anslag och när materialet blir hårdare och mer stabilt ökar VMV.

Det finns flera mer eller mindre avancerade system för att åskådliggöra och dokumentera de registrerade värdena. En metod är datoriserad ytkartering där hela packningsytan, med VMV-värden representerade av olika färger, presenteras på en datorskärm som är placerad på så sätt att den lätt kan avläsas av föraren.

Vältmätarvärdena används som egenkontroll och gör det möjligt för vältföraren att styra packningsarbetet. Föraren kan under vältning följa och kontrollera packningsarbetet genom att observera ändrade VMV vid varje vältöverfart. Värdet har en god korrelation med såväl bärighet som densitet, men påverkas av flera faktorer; bland annat av vältstorlek, vältkonstruktion och vibrationsdata. För att relatera vältmätarvärdet till fysikaliska egenskaper hos materialet krävs därför en kalibrering mot en vedertagen och normerad mätmetod, t ex statisk plattbelastning.

Vid packning med vibrationsvält på mycket hårda underlag eller då man uppnått en mycket hård packning kan s.k. dubbelslag förekomma. Orsaken är att vibrationssvängningarna kommer i otakt och välten börjar vibrera med högre amplitud och lägre frekvens. Fenomenet resulterar i felaktiga vältmätarvärden och upptäcks genom att värdena oväntat sjunker jämfört med tidigare uppmätta värden. [14]

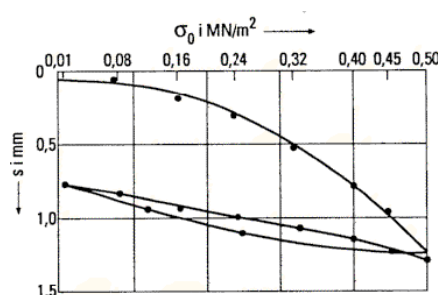
YPK är en mycket kostnadseffektiv metod som i många fall kan halvera kontrollkostnaderna jämfört med traditionella alternativ med punktvis utförda fältprov. Punktvis utförda kontrollprov orsakar ofta avbrott i packningsarbetet och väntetider för laboratoriearbete och utvärderingar. Beroende på att antalet punktvis utförda prov kan reduceras kan därför stora tids- och kostnadsbesparingar göras. Kostnaden för YPK i kombination med ett fåtal kontrollprov är i storleksordningen 0,5 kr/m². [2]

3.5 Statisk plattbelastning [SPB]

Packningskontroll gjord med statisk plattbelastning (SPB) har sedan länge använts bland annat i Tyskland, Schweiz och Österrike. I VÅG 94 infördes metoden även i de svenska packningsföreskrifterna för terrassytor och obundna överbyggnader.

Statiska plattbelastningsprov mäter jordmaterialets statiska deformationsmodul, E_v , samt ger en indikation på packningsgraden hos materialet. Deformationsmodulen är ett mått på jordens kompressabilitet och följaktligen dess bärighet. Från försöken fås två olika deformationsmoduler, E_{v1} och E_{v2} , och kvoten mellan dessa ger en fingervisning av packningsgraden. Kvoten E_{v2}/E_{v1} kallas även för *packningskriterium*, och ett högt värde på denna kvot indikerar att packningsgraden hos jordmaterialet varit relativt låg. [2]

Metoden utnyttjar sambandet mellan tryckspänning och deformation för att beräkna deformationsmodulen. En cirkulär lastplatta, vanligtvis med en diameter på 300 mm, på- och avlastar underlaget stegvis med en bestämd tryckspänning. Första pålastningen sker i sju steg, därefter avlastas underlaget i tre steg och slutligen sker en pålastning i sex steg. För varje lastförändring registreras deformationen och därefter plottas medelnormalspänningen σ_0 och den tillhörande sättningen s i ett trycksättningsdiagram, se figur 3.3 nedan. [13]



Figur 3.3 Exempel på trycksättningsdiagram. [13]

E_v beräknas utifrån en trycksättningslinje, som är en andragradskurva anpassad med minsta kvadratmetoden till de uppmätta sättningsvärdena. Trycksättningslinjen

beskrivs enligt ekv. 3.2 och med framräknade värden på a_1 och a_2 kan sedan E_v fås direkt ur ekvation 3.3. Tabell 3.1 visar ett exempel på framräknad E_v . [13]

$$s = a_0 + a_1 \sigma_0 + a_2 \sigma_0^2 \quad (3.2)$$

där s = nedböjningen i belastningsplattans centrum [mm]
 σ_0 = medelnormalspänningen under plattan [MPa]
 a_0, a_1, a_2 = konstanter som bestäms enligt minsta kvadratmetoden [-]

$$E_v = \frac{1,5 \times r}{a_1 + a_2 \times \sigma_{1 \max}} \quad (3.3)$$

där E_v = jordmateriallets deformationsmodul [?]
 r = belastningsplattans radie [mm]
 a_1, a_2 = konstanter som utifrån mätvärden anpassas enligt minsta kvadratmetoden [-]
 $\sigma_{1, \max}$ = maximal medelnormalspänning vid den första belastningen [MPa]

Tabell 3.1 Sammanställning av resultat från SPB. [13]

		Första belastning	Andra belastning
$\sigma_{1 \max}$	MN/m	0,50	0,50
a_1	mm/(MN/m ²)	- 0,268	+0,610
a_2	mm/(MN/m ²)	5,195	0,951
$E_v = \frac{1,50 \cdot r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{1 \max}}$		96,6	207,3
E_{v2}/E_{v1}		2,15	

Deformationsmodulerna E_{v1} och E_{v2} som bestäms med SPB används vid plastiska respektive elastiska deformationer. E_{v1} erhålls ur första pålastningscykeln och nyttjas vid plastiska deformationer (utan återfjädring), t ex vid beräkning av de sättningar som uppkommer vid grundläggning av byggnader. E_{v2} bestäms vid andra belastningscykeln och används vid elastiska deformationer (med återfjädring), bland annat vid dimensionering av vägöverbyggnader för trafiklast. [2]

3.6 EMU-spolar

EMU-spolar används för mätning av permanent deformationstillväxt i en vägkonstruktion. Spolarna är 100 mm i diameter och 8 mm tjocka och de installeras löpande i samband med uppbyggnad av konstruktionen. Det maximala avståndet mellan spolarna är 15-20 cm och normalt behövs cirka 10 spolor i varje mätpunkt för att täcka in en hel uppbyggnad.

Deformationsmätningen sker genom att avståndet mellan två spolor mäts vid olika tidpunkter. Vid mättillfället induceras ett magnetfält över spolarna och styrkan på det framkallade magnetfältet mäts. Då magnetfältet avtar med ökat avstånd mellan spolarna kan avståndet mellan två spolor bestämmas.

Efter att spolarna installerats i vägkroppen sker en initialmätning (0-mätning) och resultatet från mätningen används som utgångsläge för kommande mätningar. Spolarnas livslängd är, så länge de inte utsätts för en större mekanisk påverkan, i det närmaste obegränsad och deformationerna kan därför följas under en mycket lång tid.

3.7 Profilmätare Primal

Med hjälp av VTI:s profilmätare Primal är det möjligt att följa utvecklingen av tvär- och längdprofiler av vägar, flygfält eller andra ytor. Med profilmätaren registreras profilen med en noggrannhet på 1/10 mm och utifrån mätningarna kan mått som spår djup, spårvidd, tvärfall, sättningar och IRI (International Roughness Index) noggrant bestämmas.

Vid mätning används en mätvagn och en referenslinjesändare, se figur 3.4 nedan. Mätvagnen åker längs med profilen och samtidigt registreras kontinuerligt höjden hos vagnens mätjul relativt referenslinjen. Profilen registreras i ett stort antal punkter och intervallet mellan punkterna kan, beroende på önskad noggrannhet, väljas mellan 10-100 mm. Mätvärdena som erhålls sänds trådlöst till en dator och resultatet kan därefter presenteras grafiskt till exempel i MS Excel. [12]

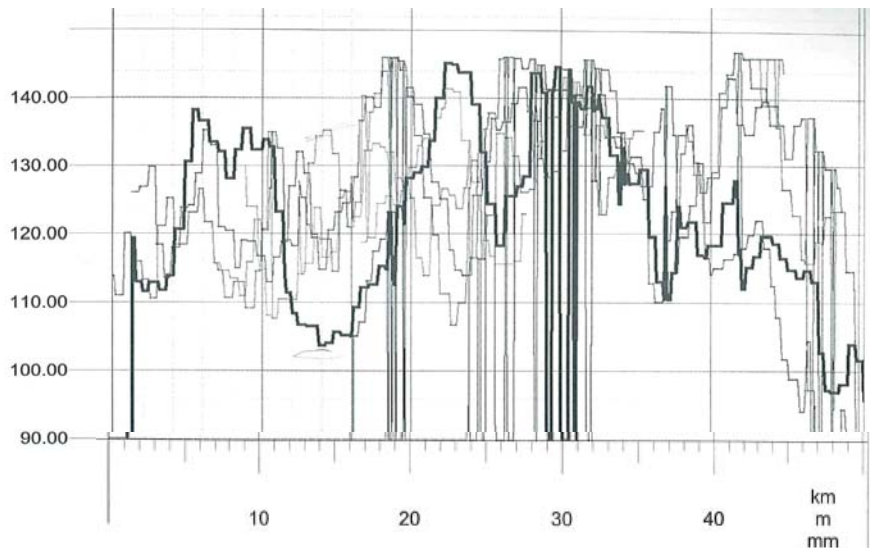


Figur 3.4 Mätvagn och referenslinjesändare [12]

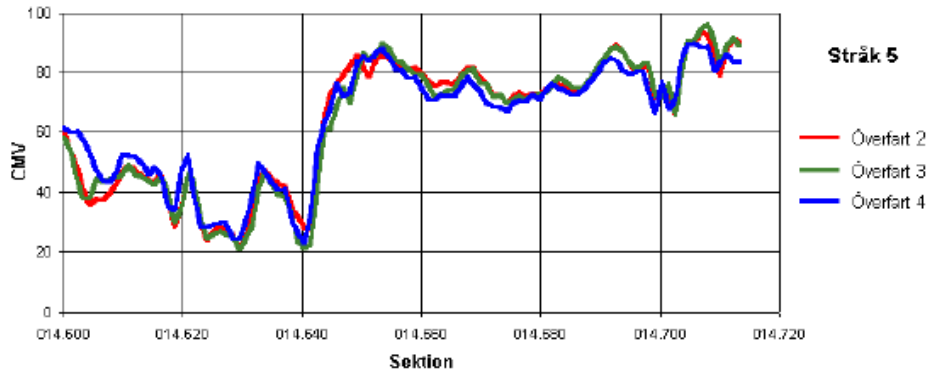
4 Resultat av inventering

Innan urgrävning gjordes en omfattande inventering av etapperna. Mätmetoderna som användes vid inventeringen var okulärbesiktning, georadar, FWD, SPB och YPK. Vid inventering och utvärdering av inventeringen var den befintliga ytans uppbyggnad okänd. Nedan beskrivs resultatet av inventeringen och i de fall där ingen kontinuerlig mätprofil erhållits redovisas resultatet i diagram samt med statistiska parametrar (medelvärde och standardavvikelse). I bilaga 2 beskrivs parametrarna och i bilaga 8 redovisas mätvärden.

På samtliga etappers befintliga material har packningsmätarvärdena en dålig reproducerbarhet (se figur 4.1 nedan) och orsaken kan vara att anliggning av valsen mot underlaget var dålig. För jämförelse visar figur 4.2 ett exempel på en HMV-mätning med god reproducerbarhet. Mätning med välten skedde på bärlager efter det att asfalten rivits och ytan var då ojämn, dels på grund av asfaltbitar som låg kvar på ytan och dels på grund av block i dagen. Materialsammansättningen på ytan var också inhomogen och kornstorleken varierande. Dålig anliggning av valsen mot underlaget resulterar i låga HMV eller $HMV=0$ och låga HMV kan alltså innebära dålig bärighet men även att anliggningen varit dålig. Samband mellan varierande HMV och dålig anliggning undersöktes inte vid mätning.



Figur 4.1. HMV-mätning i linje II, befintligt material Etapp 1 [5]. Flera överfarer ses i diagrammet och den senaste är fetmarkerad. Skillnaden i HMV är stor mellan överfarterna, ibland upp till 40 %.



Figur 4.2 Exempel på en YPK-mätning med god reproducerbarhet. Man kan tydligt se att varje överfart liknar den föregående/efterföljande överfarten.[10]

Välten har registrerat flera nollvärden (syns i figur 4.1 som vertikala streck) och orsaken kan vara att anläggningen varit dålig eller att välten börjat dubbelslå. Dubbelslag kan uppkomma vid packning med vibrationsvält på mycket hårda underlag och det ger värden som inte är jämförbara [14]. Någon förekomst av dubbelslag har dock inte registreras av vältföraren och orsaken till nollvärden är därför troligtvis dålig anläggning.

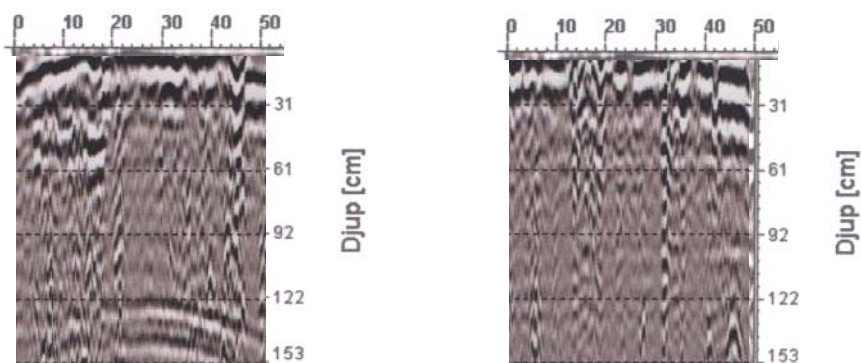
Andra maskinparametrar som påverkar VMV är frekvensen, amplituden, hastigheten, körriktningen. [14] Maskinparametrarna frekvens, amplitud och hastighet hölls konstant under mätningen. Dock skedde mätningarna även vid backning av välten, vilket resulterar i lägre VMV. Mätresultaten är därför osäkra men de ligger troligtvis på den säkra sidan eftersom dålig anläggning av valsen mot underlaget och backning med välten ger låga värden.

I samband med YPK-mätningar upptäcktes också att vältens positioneringssystem dGPS hade en låg noggrannhet. Noggrannheten var i normala fall inom några meter men även kraftigare störningar kunde registreras i samband med att till exempel en grensletruck passerade, se figur 7.5. [20]

4.1 Etapp 1

Samtliga mätningar på Etapp 1 visar på att bärigheten varierar kraftigt över ytan. Okulärbesiktningen och FWD visar att bärigheten i ett fåtal sektioner är tillräcklig för tung trafik men att för de flesta sektionerna är bärigheten undermålig. Ev_2 -värdet från statisk plattbelastning uppfyller i samtliga punkter gränsvärdet som sattes vid kalibrering för god bärighet. YPK ger otydliga resultat på grund av dåliga mätförutsättningar men resultaten tyder på att gränsvärdet för god bärighet uppnås i alla punkter. Mätningarna visar att den östra delen av etappen har en något lägre bärighet.

GEORADAR Radargrammen visar ingen indikation på finkornigt material i vägkonstruktionen, se figur 4.2.

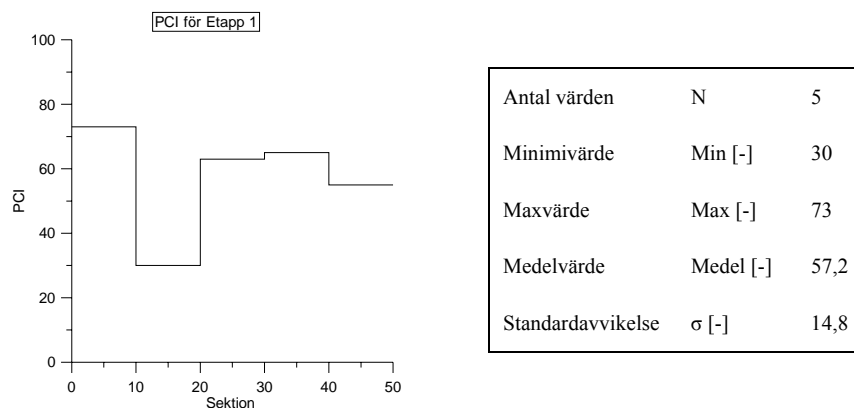


Figur 4.2 Radargram, Etapp 1. Vänstra bilden är i linje I och högra bilden i linje II och III. [7]

OKULÄRBESIKTNING

PCI-värdet längs Etapp 1 varierar mellan 30 och 73, se figur 4.3, och skadorna är främst bortnötning av bindemedel och alligatorcrackelering med tunna sprickor. Orsaken till dessa typer av skador beskrivs i bilaga 4. Omfattande alligatorcrackelering av medium allvarlighetsgrad uppträder mellan sektionerna 10 och 20, och PCI-värdet sjunker här till 30. Den dåliga beläggningsskonditionen förklaras med att sektionen är belägen i en korsning och att beläggningen därför utsätts för extra hård belastning när grensletruckarna svänger [4]. Förutom alligatorcrackelering och bortnötning av bindemedel förekommer även lokala sättningar på etappen.

Erhållna PCI-tal visar att ytan har en bristande bärighet och som åtgärd föreslås ny konstruktion för hela ytan.



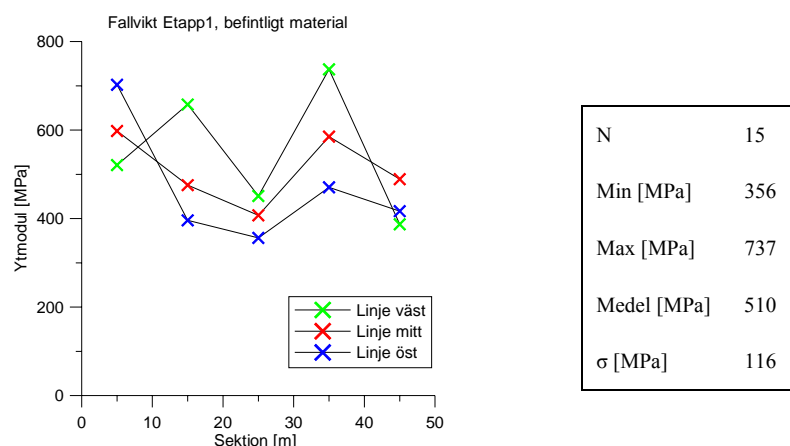
Figur 4.3 PCI-talet för Etapp 1. Eftersom PCI går under 70 rekommenderas ny konstruktion. I rutan till höger om figuren visas statistiska värden, se även bilaga 2.

FWD

I likhet med den okulära besiktningen visar fallviktsmätningarna att ytans bärighet varierar. Ytmodulen varierar kraftigt längs sträckorna öst, mitt och väst, men ett tydligt samband mellan sträckorna finns mellan sektionerna 15-35, se figur 4.4 nedan.

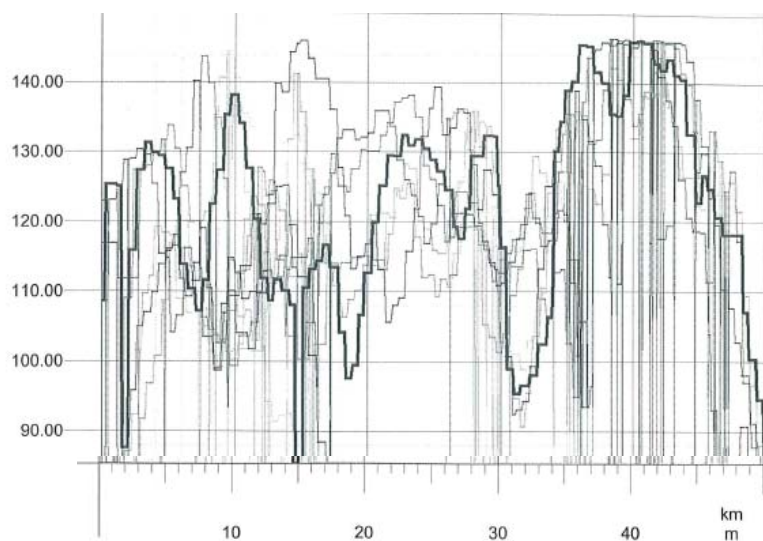
Mätningarna visar att Etapp 1 har en bärighet i nivå med medelstora vägar. Sträcka väst har generellt de bästa värdena och här klarar två av fem punkter (i sektion 15 och

35) alla gränsvärdena för tung belastning. Sträcka mitt och öst är sämre och har en bärighet som ligger i nivå med (eller strax över) medelstora vägar. För samtliga sträckor är sektion 25 är den svagaste delen.



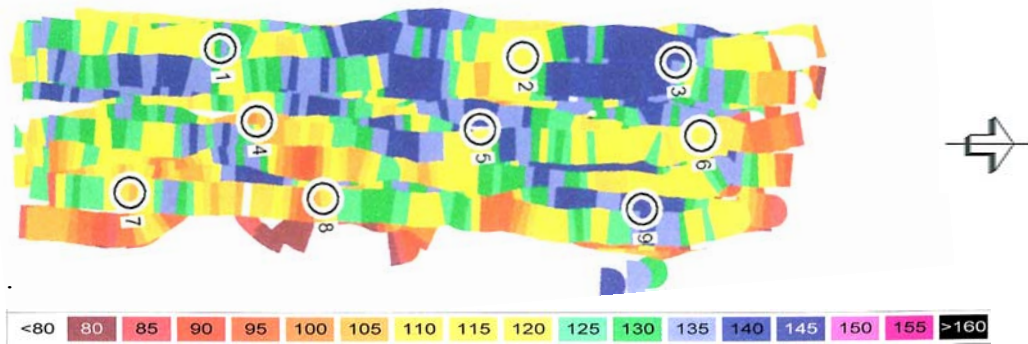
Figur 4.4 Ytmodulen för Etapp 1. Moduler som ligger runt 400 MPa är något i underkant för att betraktas som tillräckligt starka. För att klara riktigt tung trafik bör modulen förmodligen vara större än 625 MPa.

YPK HMV varierar mycket kraftigt mellan närliggande HMV-ytor och inga tydliga samband finns mellan linje I, II och III. Stora variationer finns mellan sista överfarten och tidigare överfarter och på flera ställen sjunker HMV för sista överfarten med upp till 30 %. På andra ställen är HMV något högre vid sista överfarten jämfört med tidigare överfarter. Se figur 4.5 nedan.



Figur 4.5 Linje III, Etapp 1, Befintligt material. [5]

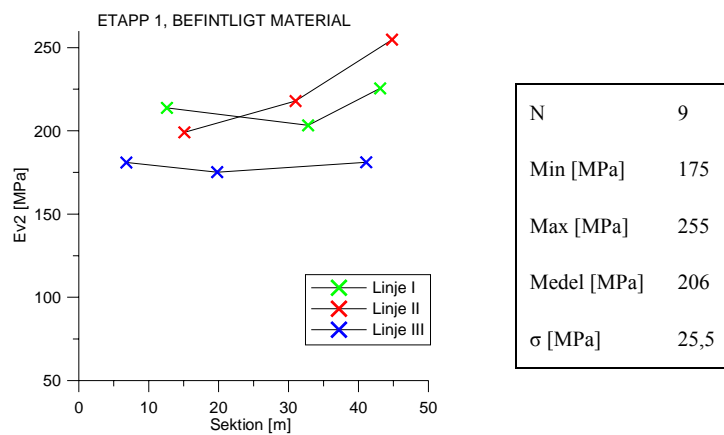
Enligt gränsvärdet har i alla fall stora delar av den befintliga ytan en god bärighet. 79 % av HMV-ytorna är över gränsvärdet för god bärighet (HMV= 110). Linje I och II har en något högre genomsnittligt HMV. Se figur 4.6 nedan.



Figur 4.6 HMV-tyr för Etapp1, befintligt material. Sektionering börjar i vänstra kanten.[5]

SPB Värdena från plattbelastningen på befintligt material visar på variationer i linje I och II, medan värdena i linje III har en liten spridning. Se figur 4.7. E_{v2} -värdet varierar mellan 199 och 255 MPa i linje I och II medan i linje III ligger de mellan 175 och 181 MPa. Packningsgraden E_{v2} / E_{v1} varierar mellan 1.54 och 2.50.

Plattbelastningen visar att materialet var väl packat ($E_{v2} / E_{v1} < 2.5$) och att bärigheten är bra. Bra bärighet sattes vid kalibreringen till 165 MPa, vilket uppnås i samtliga mätpunkter. Som tidigare nämnts är dock gränsvärdet 165 MPa lågt satt.

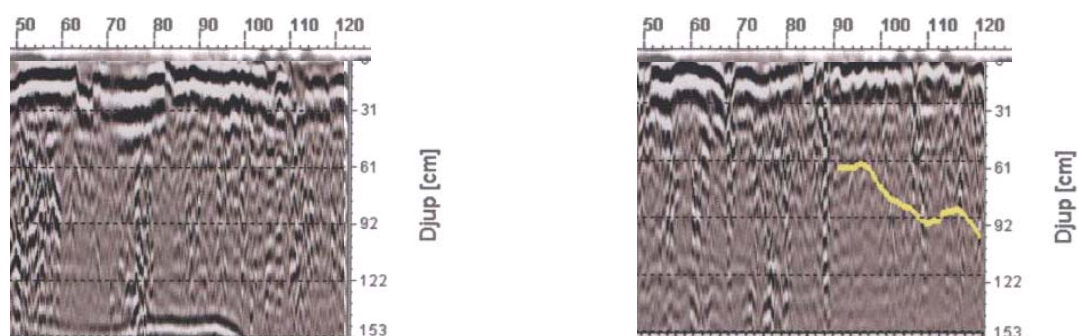


Figur 4.7 E_{v2} -värden för Etapp 1, befintligt material. Tre punkter i varje linje provbelastades. $E_{v2} > 165$ MPa innebär bra bärighet.

4.2 Etapp 2

Även på Etapp 2 visar samtliga mätningar att bärigheten varierar. Okulärbesiktningen visar att beläggningsskonditionen för sektionerna 90-120 är tillfredsställande även för tung trafik, men att däremot sektionerna 50-90 behöver förstärkas. FWD visar att bärigheten är något låg för tung trafik och att det finns punkter där bärigheten är mycket dålig. Resultaten från YPK visar att bärigheten på flera ställen är under gränsvärdet för godkänd bärighet. SPB gjordes inte på denna yta.

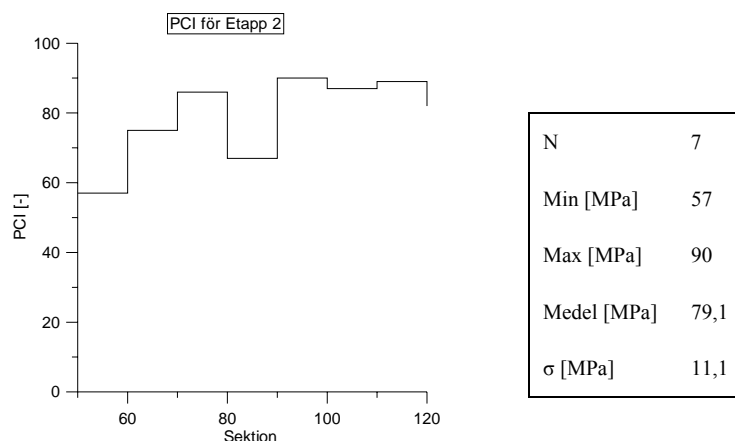
GEORADAR Radargrammen över Etapp 2 visar en svag indikation på finmaterial mellan sektionerna 100 och 130 i linje II och III men inte i linje I. Se figur 4.8 nedan.



Figur 4.8 Radargram Etapp 2. Bilden till vänster är över linje I och bilden till höger över linje II och III. Gul linje i högra bilden innebär en svag indikation på finkornigt material.[7]

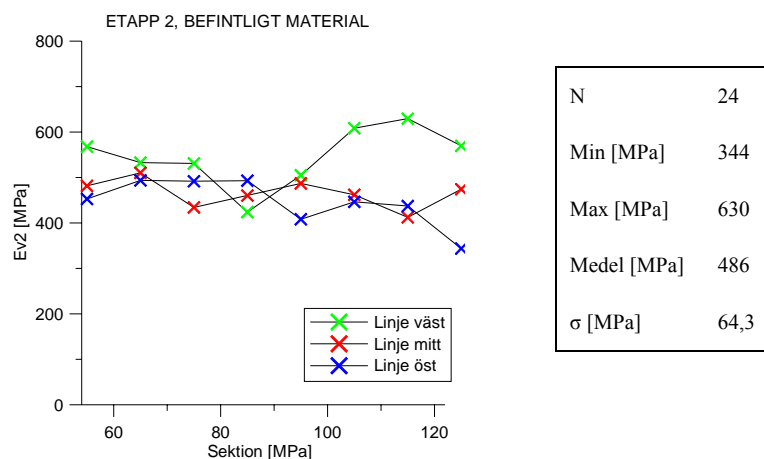
OKULÄRBESIKTNING MED PCI Okulärbesiktningen visar att även på Etapp 2 förekommer alligatorkrackelering men att ytan ändå har en relativt tillfredsställande kondition. PCI-värdet varierar mellan 57 och 90, och medelvärdet är 79, se figur 4.9. Hela 75 % av ytan har ett värde som ligger över gränsvärdet 70. Sektionerna mellan 50 och 60 har det lägsta PCI-värdet.

Som åtgärd rekommenderas för sektionerna 50-90 en ny konstruktion. Sektion 90-120 anses som bättre och som åtgärd rekommenderas en bindemedelsförsegling.



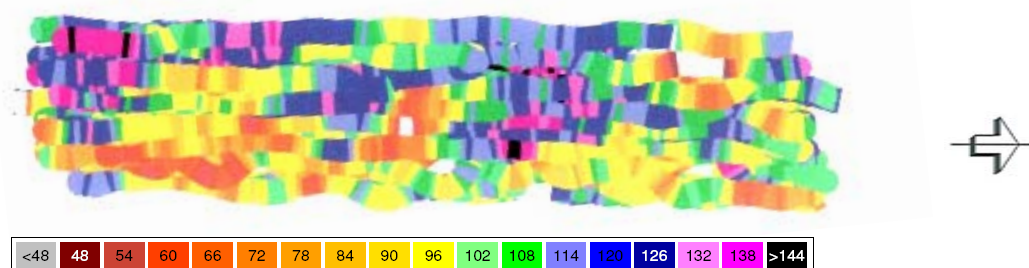
Figur 4.9 PCI för Etapp 2.

FWD Fallviktsmätningarna på Etapp 2 visar att bärigheten varierar både längs och tvärs ytan men generellt sett är bärigheten bättre för sträcka väst, se figur 4.10 nedan. På denna sträcka finns en punkt (av åtta punkter) i sektion 115 som klarar alla gränsvärden för tung trafik. Sträcka öst är generellt svagare och på denna sträcka, i sektion 125, finns en punkt där samtliga värden visar att konstruktionen är mycket svag. Några tydliga samband längs sektionerna finns inte.



Figur 4.10 Ytmodulen för Etapp 2. Moduler som ligger runt 400 MPa är något i underkant för att betraktas som tillräckligt starka. För att klara riktigt tung trafik bör modulen förmodligen vara större än 625 MPa.

YPK Liksom för Etapp 1 är erhållna VMV från Etapp 2 mycket oregelbundna och varierar kraftigt mellan överfarterna. Cirka 46 % av HMV-ytorna från sista överfarten har ett HMV > 110, se figur 4.11. Mätningarna på denna etapp visar dock inga noll-registreringar, vilka syntes på Etapp 1.



Figur 4.11 HMV-ytor för Etapp 2, befintligt material. Sektionering börjar från 54 vid vänstra kanten. [5]

Från HMV-kartan kan några sammanhängande fält med höga respektive låga HMV utläsas:

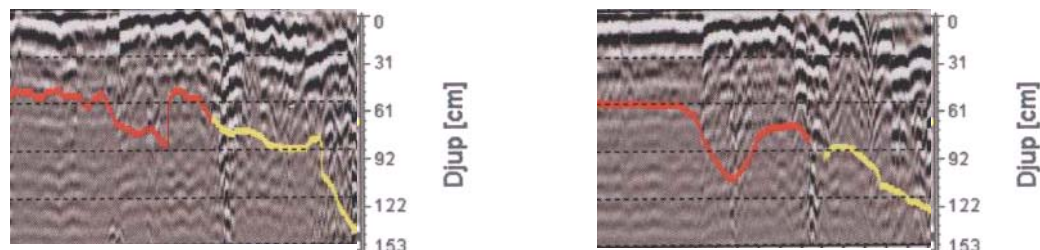
- genomsnittlig HMV är lägre i linje III än i linje I och II
- i sektion 110, linje 1 finns ett mindre område med mycket låga värden.
- I linje II och III i sektionerna 63-73 är samtliga HMV under 102.
- HMV är högre i linje I, sektionerna 55-60 och i linje II i sektionerna 95-105.

4.3 Etapp 3a

Etapp 3a inventerades med georadar, fallvikt och YPK och samtliga metoder indikerade en svaghetszon runt sektion 60.

GEORADAR

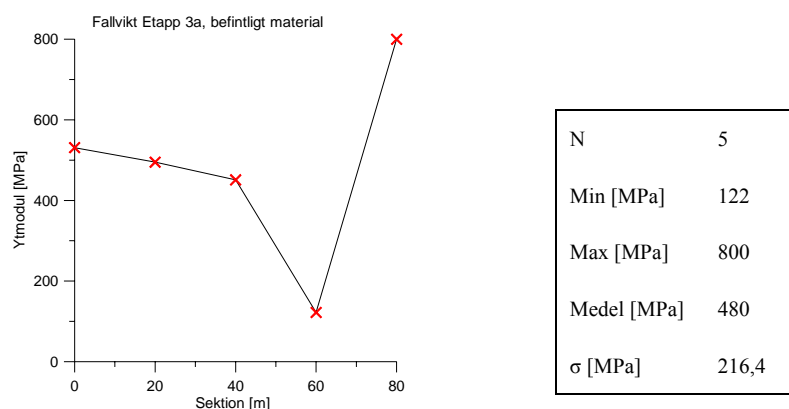
Resultatet indikerar finkornigt material i konstruktionen längs hela Etapp 3a, se figur 4.12. För sektion 0- 32.5 är indikationen svag och djupet till det finkorniga materialet varierar mellan 0.7- 1.47 m under marknivå. För sektionen 32.5-80 är indikationen däremot tydlig och djupet till finkornigt material varierar mellan 0.49- 1.11 m under marknivå.



Figur 4.12 Radargram över Etapp 3a. [7] Vänstra bilden är över den nordliga delen och högra är över den sydliga delen. Gul och röd markering innebär svag respektive stark indikation på finmaterial. Observera att sektioneringen börjar med 0 i högra kanten.

FALLVIKT

Ytmodulen visar att bärigheten längs med ytan varierar från mycket dålig ($E_0 = 122$ MPa) till mycket bra ($E_0 = 800$ MPa). Se figur 4.13. Modulerna för sektionerna 0 - 40 varierar mindre men har moduler som är något i underkant för att betraktas som tillräckligt starka.

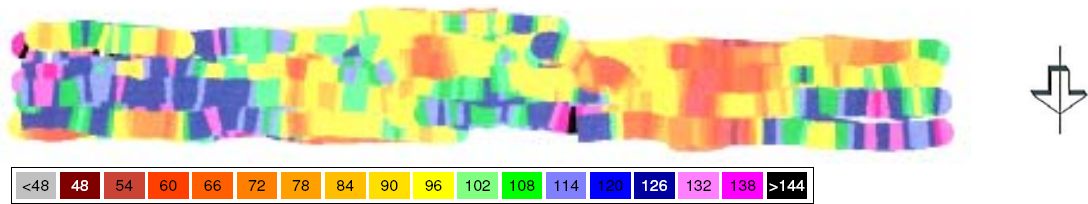


Figur 4.13 Ytmodul Etapp 3a. Moduler som ligger runt 400 MPa är något i underkant för att betraktas som tillräckligt starka. För att klara riktigt tung trafik bör modulen förmodligen vara större än 625 MPa.

YPK

På denna etapp är 33 % av alla ytor över $HMV=110$. Skillnaden mellan en HMV -yta och närliggande ytor är mycket stor, mellan 7-75%. Se figur 4.14.

Två områden kan ändå urskiljas. Mellan sektionerna 52- 64 ligger samtliga HMV under gränsvärdet för godkänd bärighet ($HMV= 100$). Mellan sektion 0-20 är uppskattningsvis mer än 60 % av HMV -ytorna över gränsvärdet för god bärighet ($HMV=110$).

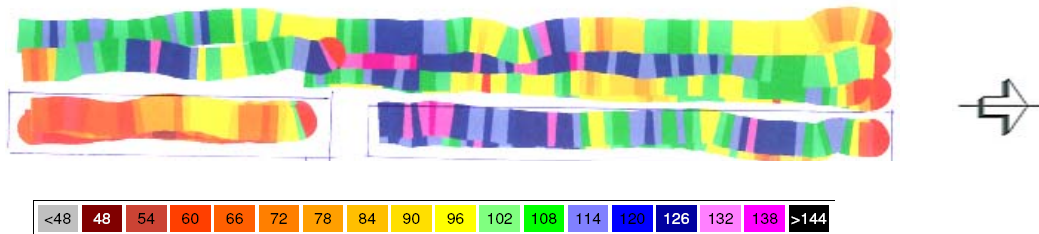


Figur 4.14 HMV-yltor för Etapp 3a, befintligt material. Sektionering börjar i vänsterkanten.[5]

4.4 Etapp 3b

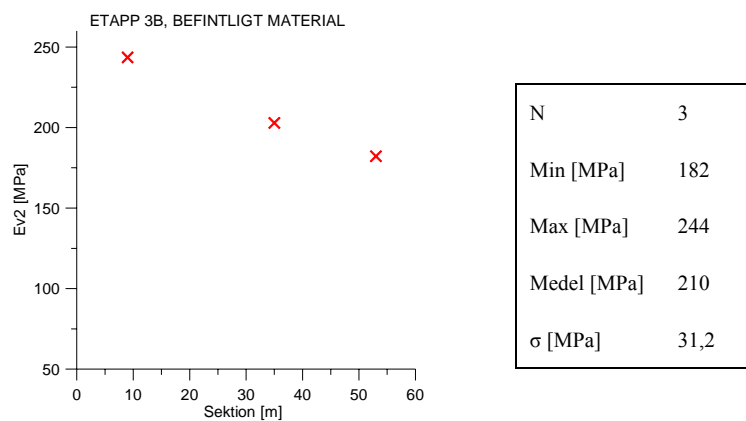
YPK Liksom tidigare mätningar med YPK på befintligt material är variationerna mycket stora mellan närliggande HMV-yltor. Uppskattningsvis är skillnaden mellan en HMV-ylta och närliggande ylor mellan 6 och 80 %. Se figur 4.15.

Mellan sektion 25 och 40 är HMV något högre.



Figur 4.15 HMV-yltor för Etapp 3b, befintligt material. [5]

SPB E_{v2} -värdena är höga, mellan 182 och 244 MPa, och de visar att ytan har en god bärighet ($E_{v2} > 165$ MPa). Se figur 4.16.



Figur 4.16 E_{v2} för Etapp 3b. Tre punkter 2- 2.5 m ifrån västra asfaltkanten belastades.

5 Resultat av urgrävning

Vid urgrävning togs prover på förstärkningslagren enligt VV Publ. 1990:12 och lagertjocklekarna mättes och dokumenterades. Ytornas uppbyggnad var innan urgrävning okänd.

Överbyggnadsmaterialen varierade för de olika etapperna, men materialet bedömdes som relativt bra för Etapp 1, 2 och 3b. Etapp 3a bedömdes som sämre ur bärighetssynpunkt och uppbyggnaden var också mera varierande. Uppbyggnad och material för Etapp 1 och 2 var i stort lika varandra.

5.1 Etapp 1

Lagertjocklekarna i linje I, II och III var, bortsett från enstaka korta sträckor på cirka 6 m, relativt konstanta över hela sträckningen, se tabell 5.1 nedan. Bär- och förstärkningslager var i genomsnitt 0.21 m respektive 1.04 m. Variationerna berodde bland annat på en elledning som går parallellt med sektion 19. Beläggningstjockleken varierade mellan 11 och 27 cm och var några cm tunnare i linje I jämfört med i linje II och III, se tabell 5.2 nedan. Beläggningsen bedömdes vara stabil.

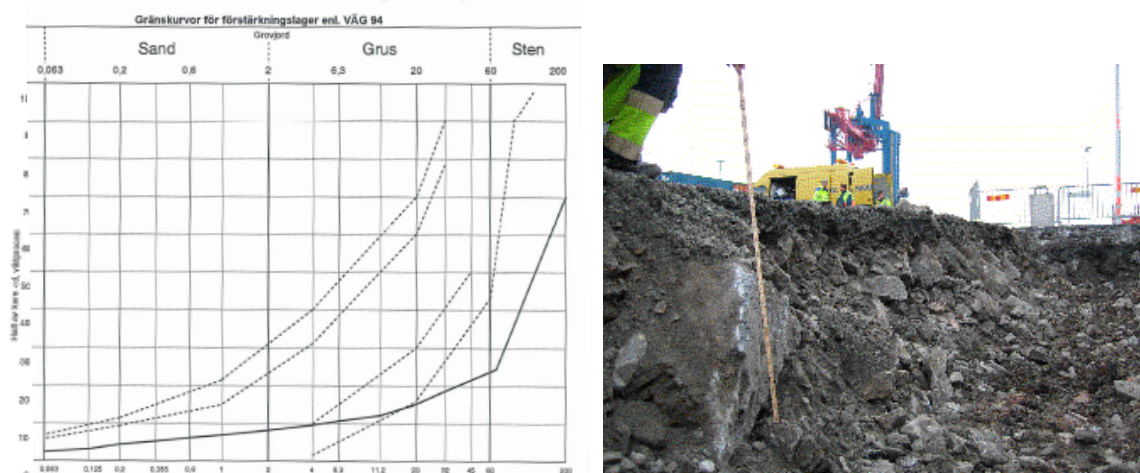
Tabell 5.1 Bär- och förstärkningslagrens tjocklek för befintligt material, Etapp 1. [5] I bilaga 2 förklaras de statistiska parametrarna. N är antalet mätningar.

	LINJE I	LINJE II	LINJE III	SAMTLIGA LINJER
BÄRLAGER				
N	25	26	28	79
MIN [m]	0.07	0.08	0.10	0.07
MAX [m]	0.30	0.25	1.10	1.10
MEDEL [m]	0.19	0.19	0.24	0.21
σ [m]	0.06	0.05	0.19	0.12
FÖRSTÄRKNINGSLAGER				
N	28	26	27	81
MIN [m]	0.90	0.40	0.40	0.40
MAX [m]	1.30	1.30	1.20	1.30
MEDEL [m]	1.10	1.03	0.98	1.04
σ [m]	0.1	0.2	0.2	0.2

Tabell 5.2 Beläggningstjocklek för befintligt material, Etapp 1. [5] N är antalet mätningar.

	LINJE I	LINJE II	LINJE III	SAMTLIGA LINJER
BELÄGGNINGSTJOCKLEK				
N	21	24	12	57
MIN [cm]	11	15	13	11
MAX [cm]	20	27	25	27
MEDEL [cm]	15	20	19	18
σ [cm]	2.7	3.5	2.9	3.9

Kornfördelningsprover på förstärkningslagret togs på två ställen och utseendet på dessa var relativt lika varandra. Det tyder på att förstärkningslagret var någorlunda homogent längs sträckningen. Finjordshalten var 2 respektive 3 %, vilket är godkänt enligt VÄG 94. Materialet innehöll en betydligt större andel grovt material än vad VÄG 94 rekommenderar, hela 30 % respektive 40 % av materialet bestod av korn större än 200 mm. Se figur 5.1 nedan.



Figur 5.1 Vänstra bilden visar kornstorleksfördelning på förstärkningslager och högra bilden visar befintligt material.[5]

Parallellt och 1.5 meter ifrån östra kanten påträffades en dagvattenledning. Över dagvattenledningen låg i asfaltlagret betongplattor, vilka gick vinkelrätt mot östra kanten och sträckte sig 5.7 m in i etappen. Måtten för betongplattorna var c/c \approx 4.5 m, b = 1.20 och t = 0.1. [5]

5.2 Etapp 2

Beläggningstjockleken för den befintliga konstruktionen mättes i fyra linjer och visar på variationer mellan 10 cm och 38 cm. Linjerna som mättes var västra kanten (15 st), linje II (1 st), linje III (6 st) och östra kanten (35 st mätningar). Samtliga tjocklekar ligger under 26 cm frånsett i linje III, sektion 88 där beläggningen var 38 cm tjock. Se figur 5.3 nedan.

Tabell 5.3 Beläggningstjocklek på Etapp 2.[5]

	VÄSTRA KANTEN	LINJE II	LINJE III	ÖSTRA KANTEN	SAMTLIGA LINJER
BELÄGGNINGSTJOCKLEK					
N	15	1	6	35	57
MIN [cm]	11	26	18	11	11
MAX [cm]	20	26	38	25	38
MEDEL [cm]	15	26	25	18	18
σ [cm]	3,1	-	6,7	3,7	5,0

Efter borttagande av asfalt samt efter ett antal överfarter med välten upptäcktes ett flertal undermineringar längs linje II. I sektion 69 i linje II uppmättes undermineringen till 80 cm djup och vid urschaktning konstaterades att orsaken till undermineringen var ett stort block. Förutom undermineringar upptäcktes även block i dagen samt kraftiga sättningar efter vältnings vid stormpollare/mast. Se figur 5.2 nedan.



Figur 5.2 Vänstra bilden visar underminering som upptäcktes vid urgrävning. Högra bilden visar storsten/block i dagen efter brytning av asfalt.[5]

Provtagning på förstärkningslagret genomfördes efter det att storsten och block rensats bort. Kornfördelningskurvan som erhöles på förstärkningslagret visar att materialet var något grovt och innehöll en större halt av sten (diameter 60- 200 mm) än vad som tillåts enligt VÄG 94. Finjordshalten (ler och silt) och grovjord (sand och grus) låg dock inom gränskurvorna.

Nivån på terrassytan varierar men ligger runt en meter under befintlig marknivå. Vid urgrävning påträffades en jordfyllning, med en mäktighet på runt 0.7 m, i sektionerna 70-85 mellan linje II och dagvattenledningen. Tre elledningar påträffades även vid sektionerna 68, 106 och 117 på ett djup mellan 0.6 och 1.05 m under befintlig marknivå. [5]

5.3 Etapp 3a

Befintlig konstruktion var för Etapp 3a den mest varierande av de fyra etapperna. Nivån på terrassytan varierade mellan 0.95 – 1.6 m under marknivå. Mellan sektionerna 30-37 bestod terrassytan av byggavfall (trä, bildäck, metall samt något gräsaktigt material.). Mellan sektionerna 40 och 65 påträffades ett lager finkornigt material (0.7 meter under marknivån) med en mäktighet på cirka 0.20 m. Detta lager vilade inte på terrassen utan på ett extra förstärkningslager. Mellan sektionerna 65 och 77 fanns (på en nivå 0.4- 0.6 m under marknivå) ett extra lager av både asfalt och bärlager.

Sektionerna 0-17 karterades inte. Mätningarna med YPK var höga och därför gjordes ingen fullständig urschaktning av dessa sektioner. Dock grävdes en provgrop och den visade att djupet till terrassen var 1.15 m och att materialet var blandat med en hel del storsten.

Tre ledningsgravar påträffades och samtliga går längs med sektionerna och vinkelrätt mot linje 0 och I. En dagvattenledning går längs med sektion 29 och en annan längs med sektion 53. Dessutom fanns en elledning, med sand/makadam som skyddsfyllning, längs med sektion 72.

Beläggningsen bedömdes vara stabil i de provade punkterna. Beläggningstjockleken mättes längs linjerna 0 och I och medelvärdet var 211 respektive 182 mm, se tabell 5.4 nedan.

Tabell 5.4 visar beläggningstjocklek för befintligt material, Etapp 3a. [5]

	LINJE 0	LINJE I	SAMTLIGA LINJER
BELÄGGNINGSTJOCKLEK			
N	39	40	79
MIN [cm]	12	9	9
MAX [cm]	42	39	42
MEDEL [cm]	21	18	20
σ [cm]	7,7	7,1	7,6

5.4 Etapp 3b

En okulär besiktning av Etapp 3b utfördes av Adam Blom på Ramböll och den påvisade ett starkt samband mellan beläggningstjockleken och förekomsten av krackelering. Asfalten på etapp 3b var den som var mest krackelerad av alla etapper och vid borttagande av asfalten framkom att ytan var som mest krackelerad där beläggningstjockleken var ca 7-10 cm. Där asfalten var 40-50 cm eller där asfalten låg i två lager upphörde också krackeleringen.

Mellan sektion 20-60 var det två lager asfalt med bärlagerfyllning däremellan. Det övre asfaltlagret var cirka 20 cm tjockt och det undre cirka 10 cm.

Inga rörgravar påträffades vid schaktning.

Även på denna etapp bedömdes befintlig beläggning vara stabil. Beläggningen var betydligt tjockare i linje I mellan sektioner 0-20, se tabell 5.5 nedan, och den gick ifrån ca 35 cm tjocklek till ungefär 7 cm på bara några decimeter.

Tabell 5.5 Beläggningstjockleken för befintligt material, Etapp 3b. Asfalten var för linje I betydligt tjockare mellan sektionerna 0-20.[5]

	LINJE 0	LINJE I Sektion 0-20	LINJE I Sektion 22-60	SAMTLIGA LINJER
BELÄGGNINGSTJOCKLEK				
ANTAL	31	11	19	61
MIN [cm]	11	26	10	10
MAX [cm]	18	50	25	50
MEDEL [cm]	13	42	21,3	21
σ [cm]	1,8	6,9	3,0	11,1

Terrassnivån för denna yta är okänd men ligger djupare än 1.80 m under överkant asfalt. Två provgropar grävdes (en i sektion 32 och en i sektion 49, båda 4 m från östra kanten) till djupet 1.80 m men ingen lera eller terrassbotten påträffades. Fyllningen bestod av krossmaterial 0- 300 och enstaka storsten fanns i botten. I botten av provgroparna kunde även grundvattenytan ses. [5]

6 Ny konstruktion

Överbyggnaderna som ersatte de gamla varierades beroende på förstärkningsbehovet. På Etapp 1 byggdes dock en fullständig standardkonstruktion T3 (se bilaga 5) upp för att kunna jämföra övriga konstruktioner med denna.

6.1 Etapp 1

På Etapp 1 genomfördes en fullständig urgrävning och befintligt material ersattes av standardkonstruktionen T3. Förutom befintlig överbyggnad schaktades även cirka 30 cm av terrassen för att ge plats åt ny konstruktion. Terrassen som frilades vid urschaktningen bestod av lera, olika typer av fyllningsmassor samt avfall. Ny konstruktion för Etapp 1 är således [5]:

- | | | |
|----------------|--------------------|------------------|
| ▪ 35 mm | Slitlager | ABS 11 PMA 50/70 |
| ▪ 70 mm | Bindlager | ABB PMA 50/70 |
| ▪ 70 mm | Bundet bärlager | AG 22 PMA 70/100 |
| ▪ 80 mm | Obundet bärlager | |
| ▪ 1300 mm | Förstärkningslager | krossgrus 0-150 |
| ▪ Geotextilduk | klass 4 | |

6.2 Etapp 2

Etapp 2 grävdes ur selektivt och tjockleken på det nya förstärkningslagret bestämdes med hjälp av mätningar gjorda på befintligt bärlager med YPK. Efter att de bundna lagren avlägsnats grävdes det befintliga bär- och förstärkningslager igenom till terrassytan och block>600 mm sorterades bort. Där YPK visade låga H_{MV} schaktades sedan terrassen ur för ett tjockare förstärkningslager (vilket skedde i sektionerna I/109-116, III/78 och I½-III/71-94). Totala tjockleken på överbyggnaden varierar mellan 1 m och 1.55 m.

Plattbelastningar på terrassytan gjordes för att verifiera terrassens kvalitet. E_{v2}-värdena låg mellan 8.9- 26.2 MPa och packningskvoten E_{v2}/E_{v1} mellan 1.63- 2.3. Terrassytan bedömdes därför vara relativt bra.

Den nya konstruktionen, bortsett från förstärkningslagret, byggdes upp enligt standardkonstruktionen T3. Förstärkningslagret är något grövre än T3 förstärkningslager och består av befintligt material och Göteborgs Hamns egna material 0-200 från Distripoint. Det som skiljer Etapp 2 från Etapp 1 är följaktligen:

- 750-1300 mm förstärkningslager (befintligt material samt Hamns material 0-200)

6.3 Etapp 3a

Befintlig konstruktion ersattes av en konstruktion liknande de för tidigare etapper, men som förstärkningslager användes hamnens egna material. HVMV-värdena i sektion 0-17 bedömdes vara tillräckligt höga och här behölls befintligt förstärkningslager. Det som skiljer mot tidigare etapper är alltså

för sektionerna 0-17:

- Befintligt förstärkningslager behölls

för sektionerna 17-80:

- 750- 1300 mm förstärkningslager (Hamnens material 0 -200)

Terrassytan ligger för sektionerna 17-80 på en ungefärlig nivå 1.5-1.6 m under marknivå och mellan sektionerna 30-37 består ytan av byggavfall. Terrassytan för sektion 0-17 är okänd eftersom denna yta endast schaktades ner till befintligt förstärkningslager.

6.4 Etapp 3b

För denna etapp behölls befintligt förstärkningslager och endast bärlagret och de bundna lagren ersattes. Då dessa lager var relativt tjocka lades ett lager med hamnens egna material ovanpå befintligt förstärkningslager. Det som skiljer från tidigare etapper är således:

- Befintligt förstärkningslager behölls. Ovanpå detta lager lades ett ytterligare lager på 0.145-0.345 m med hamnens egna material 0-200.

Terrassnivån för denna yta är okänd men ligger djupare än 1.80 m under överkant asfalt. Två provgropar grävdes (en i sektion 32 och en i sektion 49, båda 4 m från östra kanten) till djupet 1.80 m men ingen lera eller terrassbotten påträffades. [5]

7 Resultat från kontrollmätningar samt utvärdering

På ny konstruktion gjordes kontrollmätningar för dokumentation av bärigheten samt för att jämföra värden, dels med värden erhållna på befintlig konstruktion och dels med gränsvärden (se bilaga 5). Mätvärden på ny konstruktion redovisas i bilaga 9.

Återfyllning med bär- och förstärkningslager utfördes under bevattning för att säkerställa hög fuktkvot och god packning och vatten som tillfördes under packningsarbetet hölls kvar i massorna en längre tid än väntat. På delar av bärlagerytan låg vatten kvar en lång stund efter det att packningsarbetet slutförts och på några ställen uppträdde materialet även plastiskt under packningen.

Bidragande faktorer till ytornas dåliga dränering kan ha varit materialets höga finjordshalt, relativt plana terrassytor och avsaknaden av diken. För att förbättra dräneringen av väggkroppen vid vägbyggen bomberas normalt terrassytan så att den lutar mot diken på kanterna om vägen. Men eftersom diken saknas när man schaktar en större yta gjordes etappernas terrassytor relativt plana. Dessutom försämrades dräneringen av att relativt täta lerväggar (med höjd på några decimeter) skapats i botten av schakten i samband med att terrassytan sänktes. Den relativt höga finjordshalten (strax under 6 %) i förstärknings- och bärlager kan enligt Per Ljungqvist också ha varit en av orsakerna till att vattnet dränerades långsamt.

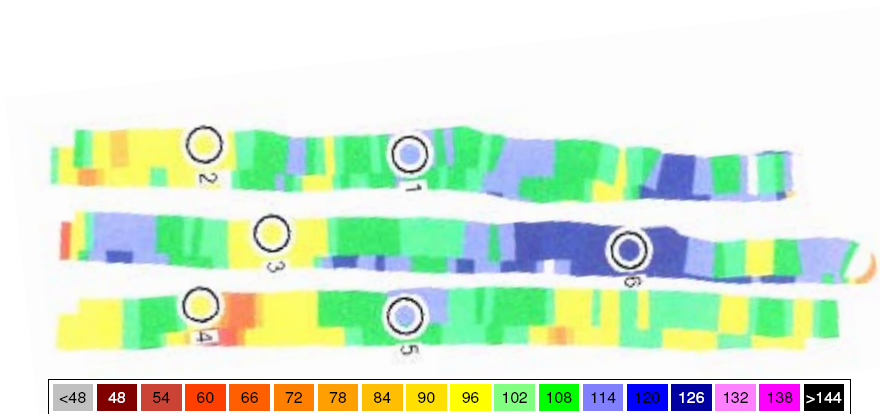
Bärighetsmätningarna med YPK och SPB är utförda innan förstärknings- och bärlager helt dränerats från överskottsvatten och därför visar dessa mätningar låga HMV och E_{v2} -värden.

De låga E_{v2} -värden kan även bero på terrassen blivit försvagad. Terrassen kan ha blivit försvagad då avlastning vid schakt orsakar en svällning och därmed en reduktion av hållfastheten. Leran blir då mycket känslig för vatten, och mjukas den upp kan det vara svårt att packa överliggande lager eftersom terrassen inte håller emot. [21]

7.1 Etapp 1

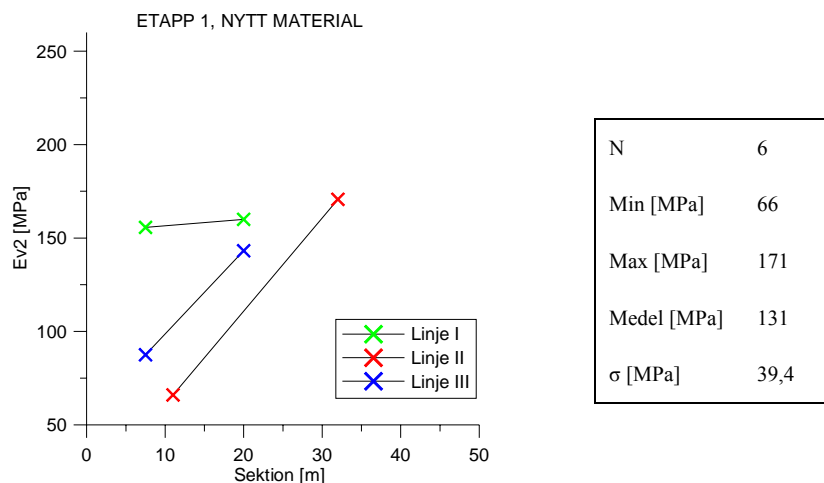
Trots att befintligt material ersatts av en standardkonstruktion T3 visade provbelastning med SPB och mätning med YPK lägre värden på nytt material än på befintligt material. Alla plattbelastningspunkter utom en ligger under gränsvärdet och VMV ligger på två ställen under gränsvärdet.

YPK HMV-värdena är i snitt lägre på ny jämfört med på befintlig konstruktion. HMV varierar mellan 79 och 132 och genomsnittet ligger runt 112, vilket är över gränsvärdet för bra bärighet (HMV=110). Genomsnittet på befintlig yta låg på HMV=125. På två ställen (I/05 och III/10) går HMV under gränsvärdet för godkänd bärighet (HMV=100). Se figur 7.1.



Figur 7.1 HVM-tytor för Etapp 1 nytt material. [5]

SPB Provbekastningarna på nytt bärlager gav i samtliga punkter lägre värden än vad som erhållits tidigare på befintligt material. E_{v2} - värdena låg innan urgrävning mellan 175 och 255 MPa och efter urgrävningen mellan 66 och 171 MPa, se figur 7.2. Även packningskvoten E_{v2}/E_{v1} är högre på nytt material, men dock inte över 2.5.



Figur 7.2 E_{v2} för Etapp 1.

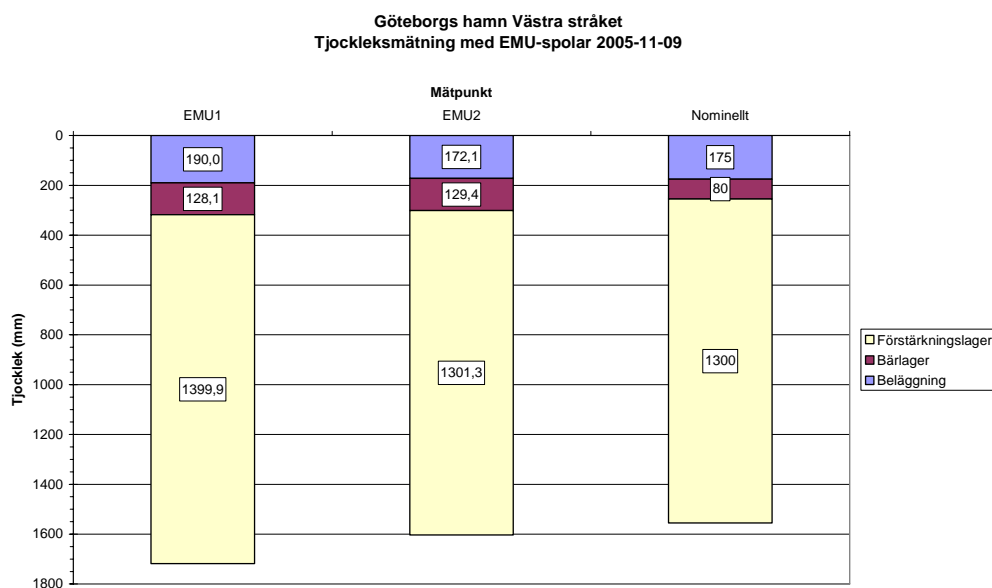
En kontrollmätning i en punkt på bärlagret visar att styvheten avsevärt har förbättrats under en månads liggtid. Bärigheten hade i kontrollpunkten mer än tredubblats (från 66 till 239 MPa) och det är rimligt att anta att även övriga delar av ytan har en förbättrad styvhet.

EMU Under uppbyggnad av ny konstruktion installerades EMU-spolar i två mätpunkter. Mätpunkterna är belägna i sektion 30 och 40 på den västra delen av Etapp 1.

Initialmätning (0-mätning) visar att överbyggnaden i punkt 1 är något tjockare än i punkt 1. Asfaltbeläggningen är något tjockare i punkt 1 än i punkt 2 och bärlagret ser ut att vara 5 cm tjockare i båda punkterna jämfört med den nominella tjockleken. Se figur 7.3.

Ett av dellagren i förstärkningslagret i punkt 1 är 35 cm, vilket är eventuellt i tjockaste laget för att vara riktigt idealiskt. Dellagren i förstärkningslagret har varierande tjocklek, av naturliga och praktiska skäl, men med hänsyn till spolarnas diameter är

det idealiska mätavståndet 15-20 cm. Tjockare lager innebär enligt Håkan Carlsson en viss osäkerhet i mätningen av det dellagret.

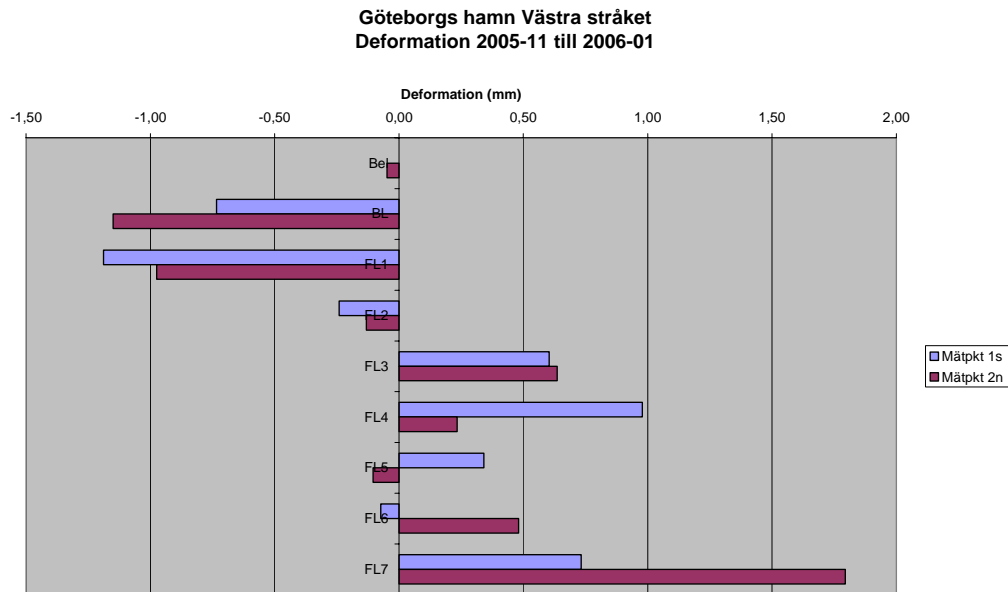


Figur 7.3 Nollmätningen av spolarna. Förstärkningslagret är antagligen tunnare än vad EMU1 visar. Nominellt är en standardkonstruktion T3.[18]

En andra mätning av spolarna skedde två månader senare och då var de uppmätta deformationerna generellt relativt små, se figur 7.4. Resultatet av mätningen visar att:

- Beläggningen var oförändrad sedan tidigare mätning.
- Bärlagret och den övre delen av förstärkningslagret hade svällt och det tyder på att den delen av överbyggnaden är frusen, ner till cirka 0,5 m djup från ytan. Enligt Håkan Carlsson är ett tjäldjup på cirka 50 cm rimligt på västkusten.
- Under den frusna delen har en liten deformation skett och deformationen beror troligen på efterpackning av materialet.

Det finns en liten osäkerhet i mätvärden, främst på nivån FL3, som har ett stort mätavstånd med låg uppmätt spänning. På det avståndet medför en liten osäkerhet i uppmätt spänning en stor skillnad i uppmätt avstånd och därmed deformation. [18]



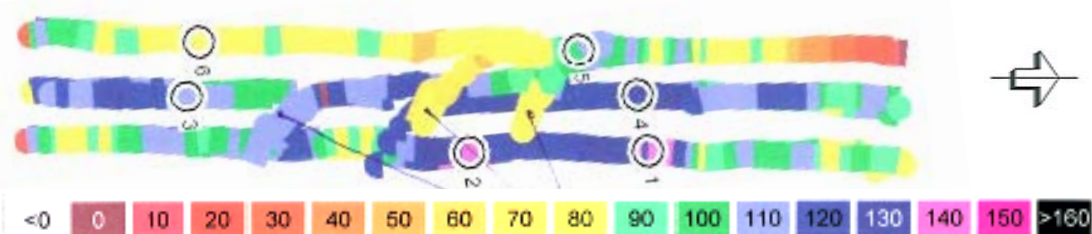
Figur 7.4 Deformationen [mm] för olika lager i överbyggnaden i Etapp 1. Bel = Beläggning, BL = Bärlager och FL = Förstärkningslager.[18]

PRIMAL Endast en 0-mätning är utförd. Kommande mätningar får visa om och var det eventuellt uppstår några deformationer.

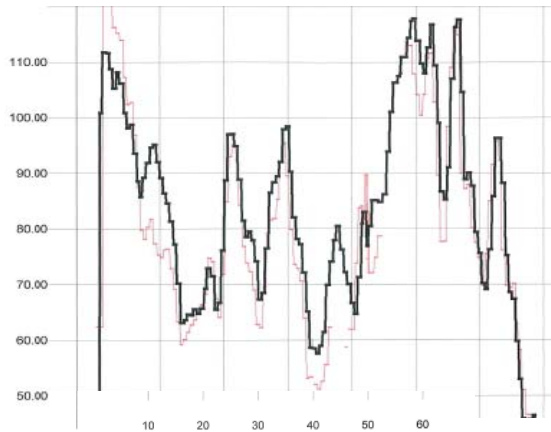
7.2 Etapp 2

Värden erhållna med provbelastning visar på god bärighet i alla punkter utom en. HMV ligger strax ovan gränsen för god bärighet men i några sektioner sjunker värdet under godkänd bärighet.

YPK HMV visar på stora variationer och värdet går på flera ställen under gränsvärdet $HMV=100$ för godkänd bärighet, se figur 7.5 och 7.6. Variationerna är särskilt stora i linje I, exempelvis varierar HMV på bara fem meter i linjen mellan värdena 98 och 67. Genomsnittet är i denna linje också som lägst, runt $HMV = 80$, och i den nordligaste sektionen sjunker värdet ner till nästan noll. Genomsnittet för linje II och III är betydligt högre, cirka 120 respektive 115.



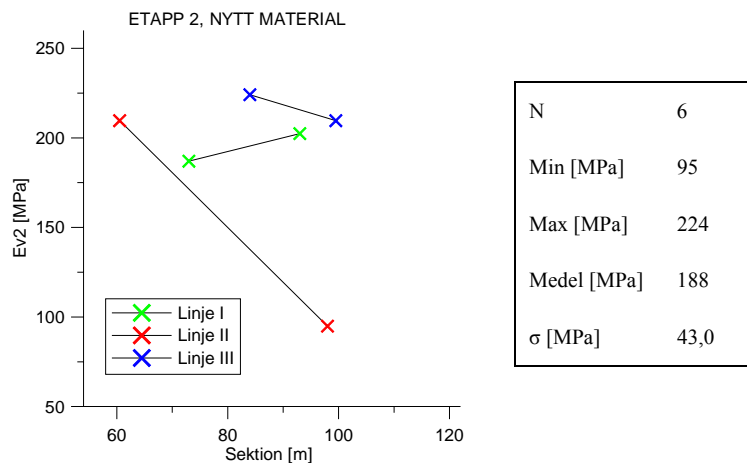
Figur 7.5 HMV-tytor för Etapp 2, nytt material. Strecken visar dGPS-störningar.[5]



Figur 7.6 HMV-mätning i linje I på Etapp 2, nytt material. På x-axeln är 0 = sektion 54. [5]

SPB Gränsvärdet för god bärighet (165 MPa) uppnåddes i fem av sex punkter som provbelastades med statisk plattbelastning, se figur 7.7. E_{v2} - värdena, bortsett från ett avvikande värde i sektion II/60.5, varierar mellan 187 och 224 MPa och genomsnittet är strax över motsvarande som erhöles på kalibreringsytan med förstärkningslager på 1300 och 1000 mm. Packningskvoten varierar mellan 1.6 och 2.2, vilket tyder på att packningen varit god.

I punkten II/60.5 erhöles ett betydligt lägre värde (95 MPa). Vid provbelastning i denna punkt pressades vatten från bärlagret upp runt belastningsplattan. Ett lågt värde erhöles alltså i denna punkt på grund av stora mängder vatten i konstruktionen.



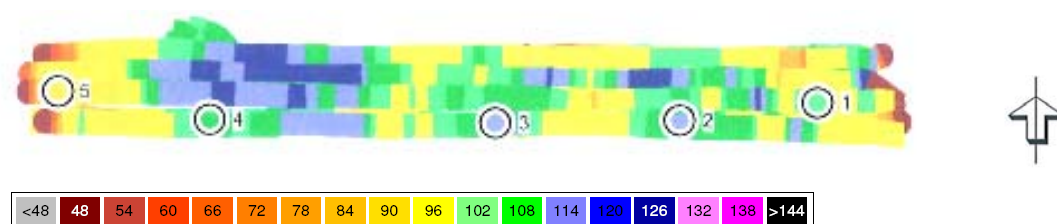
Figur 7.7 E_{v2} för Etapp 2, nytt material

7.3 Etapp 3a

Mätningar med YPK och SPB på nytt material visar att gränsen för godkänd bärighet uppnås i cirka 75 % av mätningarna över ytan.

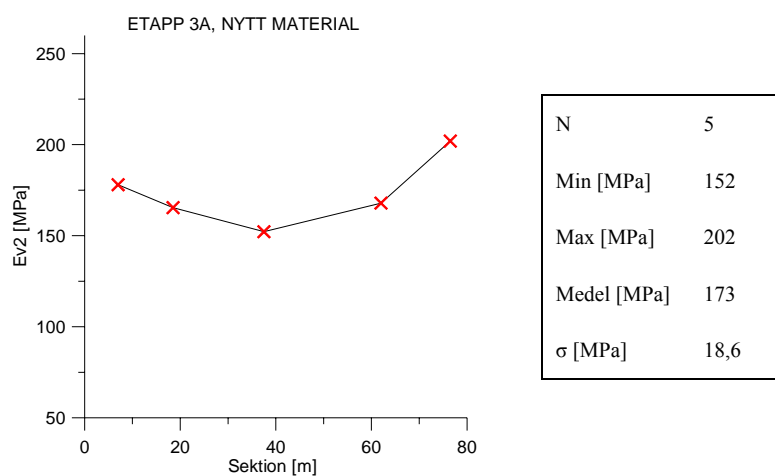
YPK Variationerna i HMV på nytt material för denna yta är små och medelvärdet är högt, se figur 7.8. Skillnaden mellan en HMV-yta och närliggande ytor är uppskattningsvis mellan 0 och 20 %. Cirka 75 % av HMV-ytorna har ett $HMV > 100$.

Några tydliga områden med $HMV < 100$ fås i sektionerna 0-13, 22-35, 40-47 och 70-80 och två av områdena kan förklaras med el- eller dagvattenledning. Det första området är där befintligt förstärkningslager behövs och det andra området är runt om en dagvattenledning. Tredje området är oklart eftersom inga ledningar finns i detta område. En dagvattenledning går i sektion 53, alltså ungefär sju meter väster om det tredje området, men där är samtliga HMV-ytor > 114 . Fjärde området är i samband med en elledning och tillhörande sand- och makadamfyllning.



Figur 7.8 HMV-mätning på Etapp 3a, nytt material.[5]

SPB E_{v2} -värdena låg mellan 152 och 202 MPa, se figur 7.9. Vid mätning var vattenkvoten i bärlagret högt och värdena ökar troligtvis när konstruktionen dräneras.

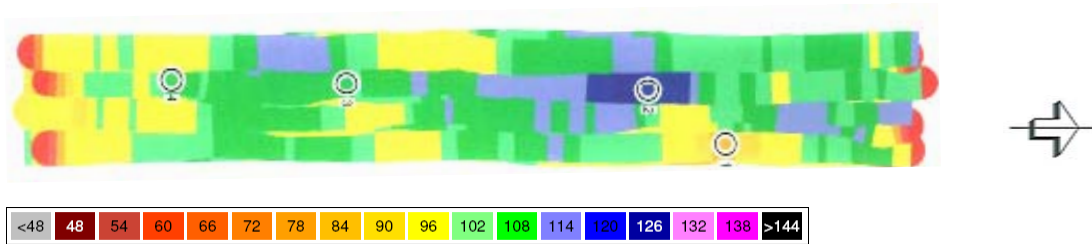


Figur 7.9 E_{v2} -värden för Etapp 3a. Provbearningspunkterna ligger i en linje ca 2-4 m ifrån 0-linjen (den södra linjen).

7.4 Etapp 3b

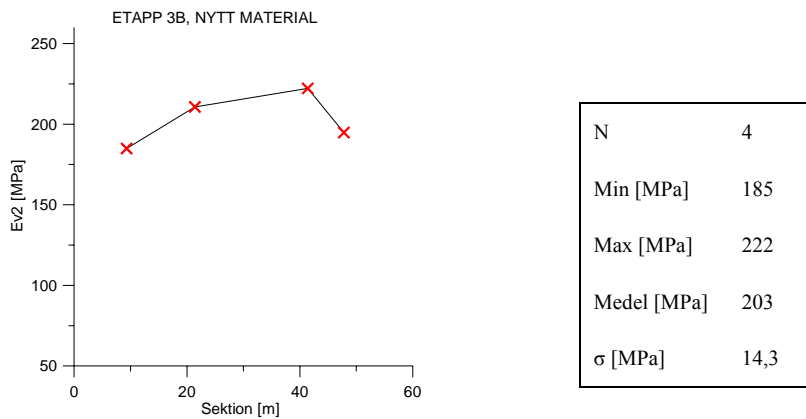
Både YPK och SPB visar att ytan har en god bärighet.

YPK HMV är för 74 % av ytorna över 110 och HMV-ytorna visar på små variationer mellan närliggande ytor. Uppskattningsvis är variationerna mellan 0- 25 %. Se figur 7.10.



Figur 7.10 HMV-mätning på Etapp 3b, nytt material.[5]

SPB Standardavvikelsen för mätningarna på nytt material var låg och medelvärdet var högt, se figur 7.11. Lägsta E_{v2} – värde var 185 MPa, vilket är betydligt över gränsvärdet för god bärighet



Figur 7.11 E_{v2} för Etapp 3b, nytt material. Provbekastning skedde i fyra punkter, 2-2.5 m ifrån västra asfaltkanten.

8 Jämförelse mellan resultat från YPK och SPB

De flesta provbelastningarna med SPB är noggrant inmätta och kan därför jämföras med resultatet från YPK. Plattbelastningspunkterna har positionsbestämts med måttband, dGPS och/eller totalstation, medan YPK-mätningarna är inmätta med dGPS. Värdena som använts vid jämförelse redovisas i bilaga 8.

HMV-ytan som motsvarar plattbelastningspunkterna har bestämts på fyra olika sätt:

- dGPS Belastningspunkten har i samband med mätning markerats med en ring på kartan med HMV-ytorna. HMV-ytan i mitten av ringen har använts vid jämförelse.
- mått ifrån asfaltkant Vid plattbelastning har sektionen och avståndet till asfaltkanten registrerats. HMV-värde har sedan hämtats från motsvarande mått på HMV-kartan.
- totalstation Positionen för plattbelastning har mätts med totalstationen. HMV-värde har sedan hämtats från motsvarande mått på HMV-kartan.
- HMV-mätning i en linje HMV har tagits från HMV-mätningar längs linjerna i den sektion där plattbelastning skedde.

Vid jämförelse av dessa olika inmätningar kan konstateras att HMV-ytan som motsvarar plattbelastningspunkten inte noggrant kan bestämmas. HMV varierar mellan 5-27 % beroende på vilket sätt som används, se bilaga 8. Alla sätten bygger på uppskattningar.

Jämförelsen mellan värdena görs på befintligt och nytt material samt på kalibreringsytan. Förutsättningarna för en överensstämmelse mellan metoderna var bättre på kalibreringsytan eftersom materialet på ytan var homogent, ytan var jämn och vattenkvoten i konstruktionen var låg.

På befintligt material var förutsättningarna för mätningarna goda för SPB men mindre goda för YPK. Bärlagerytan var vid mätning ojämn på grund av block i dagen och asfaltsbitar som inte plockats bort efter rivning av asfalten. Dessutom var materialet i ytan mycket inhomogent med stor variation på kornstorleken. Det resulterar i dålig anläggningen av valsen mot underlaget och samtliga mätningar med YPK på befintligt material uppvisar därför stora variationer mellan överfarterna, se figur 4.1. För SPB var däremot förutsättningarna goda eftersom provbelastningspunkterna valdes så att belastningsytan var jämn.

Mätningarna på nytt material på Etapp 1, 2 och 3a skedde på konstruktioner med hög vattenkvot. Det ger låga HMV och E_{v2} -värden och värden som varierar kraftigt över ytan, se figur 7.2 och 7.6. Värdena kan förväntas öka när ytan ges tid att dränera.

Ett tydligt samband mellan E_{v2} och HMV har inte kunna påvisats. Värdena har jämförts genom en regressionsanalys och R^2 -värdet har för de flesta ytorna varit lågt, se tabell 8.1 nedan. Orsaken till den dåliga överensstämmelsen är att HMV-ytorna inte noggrant kan bestämmas eftersom de är positionsbestämda med enbart dGPS. Det påverkar jämförelsen eftersom HMV värdena varierar mellan en HMV-yta och

närliggande HMV-ytor. Där höga R^2 -värden erhållits är resultatet ändå osäkert eftersom antalet punkter är för få för en regressionsanalys. Antalet punkter bör vara minst nio för att resultatet ska vara trovärdigt.

Tabell 8.1 R^2 för ytorna. HMV-ytorna där SPB skedde är uppskattade på fyra sätt: dGPS, mått från asfaltkant, totalstation och HMV-mätning i en linje. Orimligt betyder att linjens lutning är negativ, vilket är ett orimligt resultat. Ett lågt antal punkter ($N < 9$) ger värden som är osäkra.

ETAPP	MATERIAL	N	dGPS	MÅTT IFRÅN ASFALTKANTEN	TOTALSTATION	HMV-MÄTNING I EN LINJE
1	Befintligt	9	0,007	0,76	-	0,05
	Nytt	6	0,66	-	-	0,67
2	Befintligt	-	-	-	-	-
	Nytt	6	0,09	-	0,01	Orimligt
3	Befintligt	-	-	-	-	-
	Nytt	5	Orimligt	-	Orimligt	-
4	Befintligt	3	-	0,89	-	-
	Nytt	4	0,46	-	0,54	-

Resultatet från regressionsanalyserna visar att YPK i dessa fall inte är lämplig för acceptanskontroll. Enligt VV Metodbeskrivning 603 ska YPK kombineras med punktkontroll ($n=2$) för att få användas som acceptanskontroll. VMV används då för att peka ut de två svagaste delytorna och på dessa ytor ska acceptanskontroll med konventionella punktkontrollmetoder ske. Men eftersom tabell 8.1 visar att ett ökat HMV inte är liktydigt med ett ökat E_{v2} -värde kan punktkontrollerna komma att ske på delytor som inte är de svagaste.

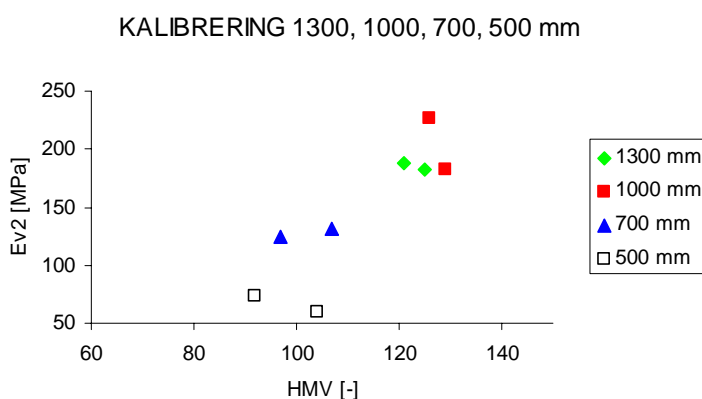
8.1 Kalibreringsytan

YPK kan som ovan nämnts användas som acceptanskontroll med reducerad punktkontroll och då är kalibrering inte nödvändigt. YPK kan även användas som egenkontroll för att styra packningsarbetet, men då ska välten kalibreras mot en vedertagen metod.

För att kalibreringen ska vara godkänd enligt VV Metodbeskrivning 603 ska vissa villkor uppfyllas, t ex ska mätningar ske på minst tre delytor med olika packningsgrad och minst tre punkter på varje yta måste provas med bägge metoderna. Dessutom ska en regressionsanalys göras med minst nio värden, tagna från samtliga delytor, och för att sambandet ska vara godkänt krävs en korrelationskoefficient $R > 0.6$. [14]

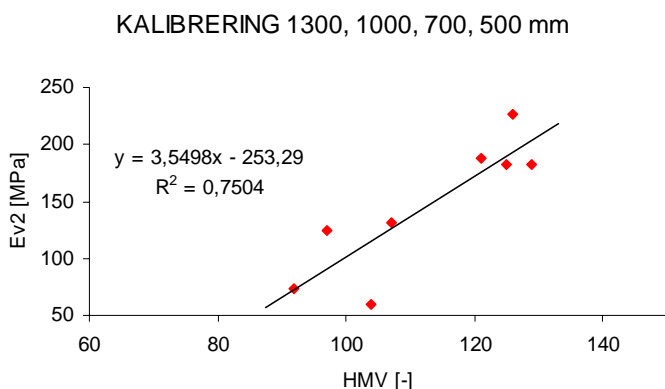
Kalibrering av välten skedde inte enligt någon metodbeskrivning och därför är det linjära sambandet från kalibreringen inte är verifierat. Istället för mätning på ytor med olika packningsgrad utfördes kalibreringen på ytor med olika tjocklekar (1300, 1000, 700 och 500 mm). Och istället för nio punkter mättes två punkter på varje tjocklek. Se figur 8.1. Sambandet mellan HMV och E_{v2} är beroende av tjockleken hos det mätta lagret och varje lager ska därför kalibreras var för sig, vilket är omöjligt med bara två punkter på varje lager. I en regressionsanalys är R alltid =1 för två punkter.

I ett program (HCN – Kalibrierung nach EV2) som medföljde välten anges ett annat gränsvärde på korrelationskoefficienten (R^2 ska vara > 0.7) men vilka förutsättningar (till exempel antalet mätpunkter) som måste uppfyllas för att ett sådant gränsvärde ska gälla är oklart.



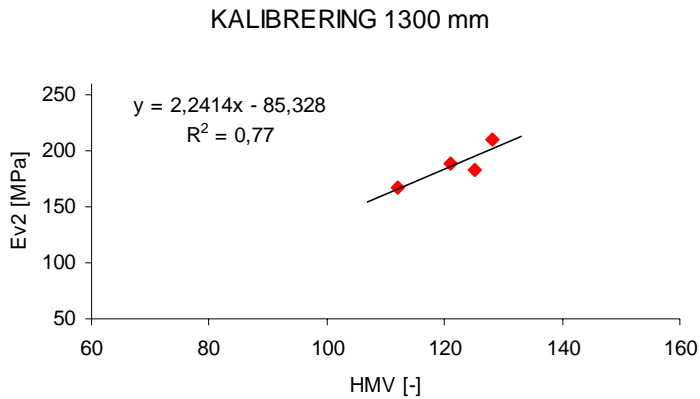
Figur 8.1 Två mätningar på varje förstärkningslager (1300, 1000, 700 och 500 mm).

Dock är korrelationen god ($R = 0.75$) om samtliga värden används, se figur 8.2. Enligt VV Metodbeskrivning 603 innebär $R^2 > 0.6$ en god korrelation mellan HMV och E_{v2} , och trots att tjockleken på förstärkningslagret varierar, är korrelationen alltså god. Men sambandet nedan ($y = 3.5 \cdot x - 253$) ska ses som en riktlinje och man bör vara medveten om att formeln varierar beroende på tjockleken hos det mätta lagret.



Figur 8.2 Sambandet mellan HMV och E_{v2} . Punkter visar mätpunkter och den linjära linjen är en trendlinje. $R^2 = 0.75$.

Genom att nyttja två tidigare mätningar från en yta, som har en liknande uppbyggnad som testytan, kan ett samband mellan VMV och E_{v2} på förstärkningslager 1300 mm fås. Sambandet är dock osäkert eftersom det bygger på värden från enbart fyra punkter och ifrån två olika ytor. R^2 blev 0.77, se figur 8.3.



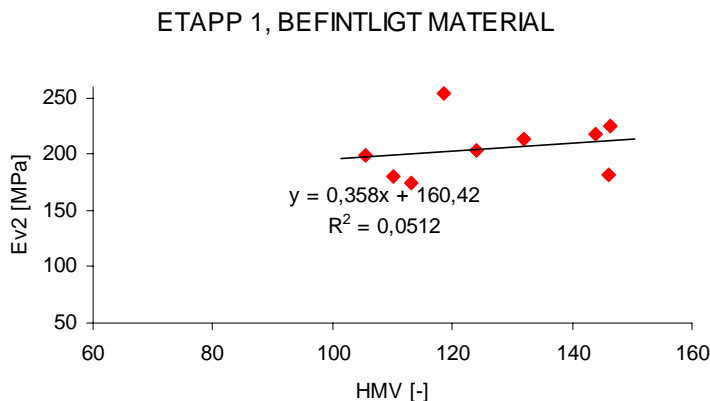
Figur 8.3. Sambandet mellan HMV och E_{v2} för kalibreringsytan med 1300 mm förstärkningslager. $R^2 = 0,77$. De två mittersta värdena är ifrån testytan.

8.2 Befintligt material

På befintligt material är både YPK och SPB använda på Etapp 1 och Etapp 3b. Korrelationen mellan metoderna varierar beroende på hur HMV-ytorna bestäms.

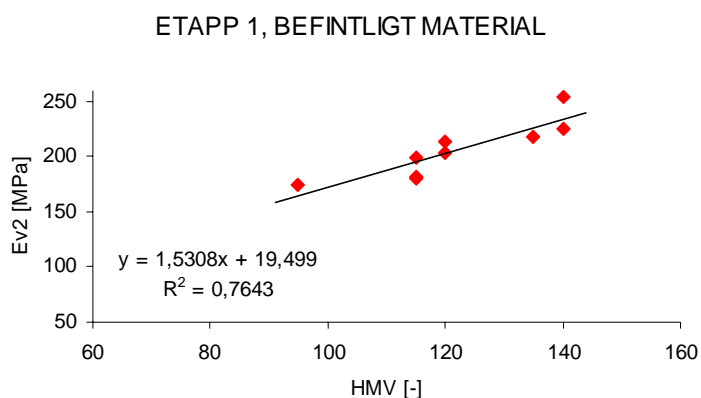
HMV varierar kraftigt mellan närliggande ytor på befintligt material. Det påverkar korrelationen mellan metoderna eftersom HMV-ytorna inte noggrant kan bestämmas. Orsaken till att HMV varierar kraftigt på befintligt material tros vara att anläggningen av valsen mot underlaget varit dålig vid mätning.

På Etapp 1, befintligt material är R^2 -värdet mycket lågt (0.007 respektive 0.05) om ytan bestäms med dGPS och HMV-mätning i linje. Korrelationen mellan metoderna är alltså mycket dålig, vilket innebär att man utifrån HMV inte kan bestämma motsvarande E_{v2} -värde. I figur 8.4 nedan syns ett tydligt exempel på att två helt olika HMV (110 och 146) ger samma E_{v2} (181 MPa).



Figur 8.4 Mätningar med SPB och YPK på befintligt material, Etapp 1. Sambandet är mycket dåligt $R^2 = 0,05$. HMV-ytan har bestämts genom HMV-mätning i en linje.

Bestäms HMV-ytan med mått ifrån asfaltkanten är däremot sambandet bra, se figur 8.5. $R^2 = 0,76$.



Figur 8.5 Sambandet HMV - E_{v2} för Etapp 1, befintligt material. HMV-ytan är bestämd med mått ifrån asfaltkanten.

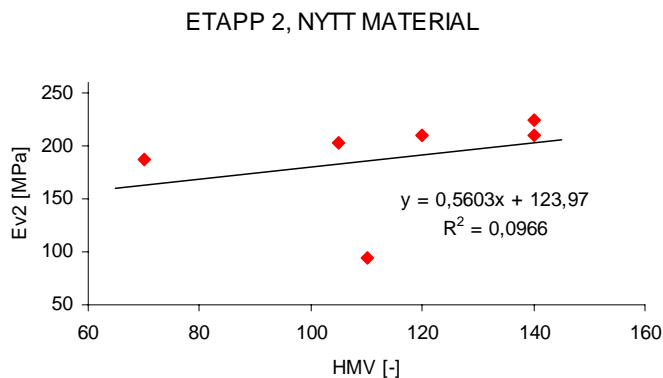
En jämförelse mellan HMV och E_{v2} för Etapp 3b visar på ett högt R^2 – värde men resultatet är inte tillförlitligt. På etappen gjordes endast tre mätningar med SPB, och för att kunna göra en övertygande regressionsanalys behövs många fler punkter. VV Metodbeskrivning 603 anger att för att kalibrera välten genom en regressionsanalys behövs minst nio mätningar.

8.3 Nytt material

På nytt material användes bägge metoderna på samtliga etapper. Variationerna mellan närliggande HMV-tytor är mindre på nytt material, och därmed påverkas korrelationen mellan HMV och E_{v2} mindre av hur HMV-ytan bestäms, se tabell 8.1.

Vältnätningarna stämmer relativt väl överens med värden från plattbelastningarna på Etapp 1 ($R^2 = 0.67$ och $R^2 = 0.66$ när HMV-tytor bestäms med mätning i en linje respektive dGPS).

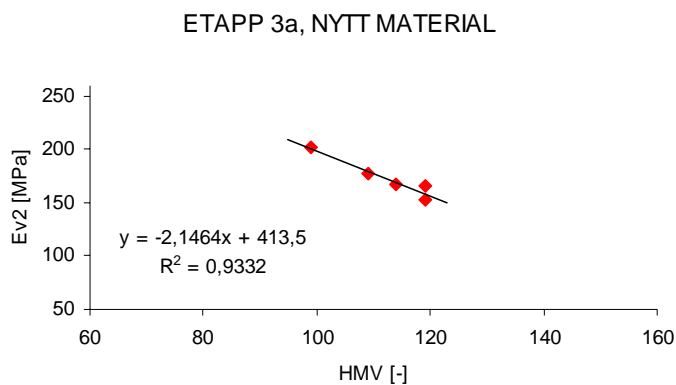
På Etapp 2 däremot är sambandet mycket svagt ($R^2 = 0.09$, 0.01 eller negativ lutning på trendlinjen), oberoende av hur HMV-tytor bestäms. En punkt har ett mycket lågt E_{v2} -värdet (95 MPa) på grund av vatten som pressades upp runt belastningsplattan vid provbelastning. Se figur 8.6 nedan.



Figur 8.6 Sambandet mellan E_{v2} och HMV på Etapp 2, nytt material. Ett lågt E_{v2} -värde erhöles där provbelastning skedde på bärlager med hög fuktkvot. HMV-ytan är bestämd med dGPS.

Tas den punkten bort ur beräkningen fås däremot höga R^2 . Lutningen för denna nya linje är dock svag (linjen har ekvationen $y = 0.4x + 157$ när HMV-ytan bestäms med dGPS) och skiljer sig därför markant från till exempel linjen vid kalibreringen.

På Etapp 3a fås ett samband som visserligen är bra, men orimligt. Se figur 8.7. Lutningen på linjen är negativ, oberoende av hur HMV-ytan bestäms, vilket alltså innebär att ett ökat HMV ger ett minskat E_{v2} -värde. Det kan tyda på att fler än fem punkter är nödvändigt för att analysens resultat ska vara trovärdigt.



Figur 8.7 Negativt samband mellan SPB och YPK. Resultatet är orimligt.

Analysen för Etapp 3b visar på bättre samband mellan metoderna men punkterna är för få för att man ska kunna dra några slutsatser. $R^2 = 0.46$ om HMV-ytorna bestäms med dGPS och 0.54 om de bestäms med totalstation.

9 Mätresultat jämfört med verkligt utfall

Vid inventering av ytorna med de olika metoderna var befintlig konstruktion okänd. Under schaktning karterades och dokumenterades lagertjocklekar och kornstorleksfördelning för att tjäna som facit. Nedan jämförs resultatet från inventeringen med det verkliga utfallet. Erfarenheter som drogs vid mätningar på ny konstruktion redovisas också nedan.

9.1 Mätningar på befintlig yta

Inventering gjordes på Etapp 1, befintlig yta, för att jämföra mätresultaten med verkligt utfall. På de övriga etapperna användes även mätningarna för att bedöma förstärkningsbehovet.

GEORADAR Georadmätningarna är inte noggrant positionsbestämda och därför är jämförelsen mera översiktlig. Uppskattningsvis är skillnaden i sektionering mellan georadmätning och kartering av befintligt material upp till 10 m i tvär- och längsled. På de ställen där resultaten från georadmätningarna inte stämmer överens med resultatet från urgrävningen kan därför en dålig positionering vara orsaken.

Mätningarna på Etapp 1 visar ingen indikation på finmaterial och vid uppgrävning påträffades inte heller något finmaterial.

Radargrammen över Etapp 2 visar en svag indikation på finmaterial mellan sektionerna 100 och 130 i linje II och III men vid urgrävning påträffades inget finkornigt material. Två elledningar med skyddsfyllning ligger i sektionerna 107 och 117 men enligt Lars Bjulemar bör skyddsfyllningen inte vara orsaken till indikationen.

Däremot påträffades på Etapp 2 ett lager organisk jord med en mäktighet på cirka 0.7 m men detta lager kan inte ses på radargrammet. Enligt Lars Bjulemar kan orsaken vara att lagergränserna var otydliga och att radarvågorna därför inte reflekteras i gränsskiktet mellan de olika materialen.

Radargrammen för Etapp 3 visade en svag indikation på finkornigt material mellan sektion 0-32.5 och en stark indikation mellan sektionerna 32.5-80. Den starka indikationen stämmer väl överens höjd- och sektionsmässigt med ett lager med finkornigt material som påträffades i sektionerna 40-65. I sektionerna 65-80 påträffades dock inget finkornigt material. Den svaga indikationen stämmer relativt väl överens med terrassytans läge.

OKULÄRBESIKTNING Att göra en noggrann jämförelse mellan resultatet från PCI-besiktningen och verkligt utfall är inte möjligt då besiktningen inte är noggrant positionsbestämd i längd- och tvärled. PCI-talet är dessutom en sammanvägning av flera olika skador vilket innebär svårigheter att jämföra talet med andra mätningar.

En nackdel med PCI-metoden är att PCI beräknas utifrån gårdagens förutsättningar samt att förstärkningsbehovet inte kan uppskattas då $PCI < 70$. Ett högt PCI-tal visar att beläggningskonditionen är god i dagsläget, men PCI-talet kan komma att sjunka kraftigt om till exempel belastningen ökar. PCI under 70 visar att beläggningskonditionen är undermålig men talar inte om var i konstruktionen som svagheter finns. Ett mycket lågt PCI behöver inte innebära att hela konstruktionen behöver ersättas, till exempel kan en tunn beläggning resultera i ett lågt PCI och en ökning av beläggningstjockleken skulle då kunna vara en lämplig åtgärd.

FWD Mätningarna är inte noggrant positionsbestämda och därför är jämförelsen mera översiktlig. Uppskattningsvis är skillnaden i sektionering mellan fallviktsmätning och kartering av befintligt material upp till 10 m i tvär- och längdled.

Resultaten från tung fallvikt visar på stora variationer ($\sigma = 116, 64$ och 216). Variationerna är betydligt större på Etapp 1 jämfört med Etapp 2 men orsaken till det är inte känt. Liksom HMV-mätningarna visar fallviktsmätningarna att bärigheten är något bättre i västra linjen.

Etapp 3a var konstruktionsmässigt mera varierande än Etapp 1 och 2 och fallvikten visade att bärigheten på bara 20 m varierade från extremt dålig (112 MPa) i sektion 60 till exceptionellt bra (800 MPa) i sektion 80. Sannolikt är att det extremt låga värdet erhöles i en sektion där finkornigt material påträffades (sektion 38-65) och att det exceptionellt höga värdet erhöles i en sektion där ett extra lager med asfalt- och bärlager påträffades (sektion 64-80). [19]

YPK Packningsmätarvärdena har en låg reproducerbarhet (se figur 4.1 och 4.2) vilket antas bero på dålig anliggning med valsen mot underlaget. Dålig anliggning ger låga HMV. Den höga blockhalten kan inte heller identifieras då variationerna i första hand kan antas bero på dålig anliggning. Sambandet mellan HMV och block i konstruktionen är inte undersökt.

Partier med dålig bärighet kan inte identifieras eftersom låga HMV till exempel kan bero på ojämnt underlag. I Etapp 2 påträffades ett område med matjord av betydande mäktighet (sektion 72-91), men området kunde inte urskiljas utifrån YPK-mätningarna och på samma yta finns ett område av betydande storlek med lägre HMV (sektion 60-80). Då dålig anliggning ger värden på den säkra sidan kan eventuellt en översiktlig bärighet utläsas från mätningarna.

Liksom fallvikten visar YPK-mätningarna att bärigheten på Etapp 1 och 2 är bättre i den västra linjen. Orsaken kan vara dagvattenledningen som går 1.5 m ifrån östra asfaltkanten.

Vid urgrävning av Etapp 3a påträffades finkornigt material mellan sektion 38-65 och ett extra asfalt- och bärlager i sektionerna 65-77. På HMV-kartan kan ett område med högre värden ses i sektionerna med extra asfalt- och bärlager men det är dock bara halva ytan mellan sektionerna som har höga värden. YPK-mätningarna visar också ett svagare parti mellan sektion 50 och 65, men visar alltså inte på att sektionerna 38-50 skulle vara svagare än övriga sektioner.

Ett samband mellan HMV och E_{v2} har genom en regressionsanalys av erhållna värden inte kunnat påvisas, se kapitel 8. Orsaken är att HMV varierar kraftigt på bara någon meter och att vältens positioneringssystem har en noggrannhet på några meter.

SPB Den höga blockhalten i Etapp 1 kan inte utläsas ifrån mätningarna eftersom variationerna i E_{v2} - värden inte är större på Etapp 1 än på Etapp 3b.

De tre provbelastningarna i linje III nära dagvattenledningen på Etapp 1 ger något lägre värden än övriga och de har dessutom en mycket låg spridning.

9.2 Mätningar på ny konstruktion

FWD Mätningar på ny konstruktion med tung fallvikt har inte varit möjlig på grund av kallt klimat. De kommer att genomföras senare.

YPK Mätningar på konstruktion som inte helt dränerats från vatten ger låga och varierande HMV. Trots att materialet är grovkornigt tar det tid för materialet att dräneras från överflödigt vatten. Får ytan tid att dräneras ökar HMV. Troligt är också att HMV ökar om ytan får vila en tid mellan packning och mätning.

Ett samband mellan HMV och E_{v2} har genom en regressionsanalys av erhållna värden inte kunnat påvisas, se kapitel 8. Orsaken är att HMV varierar kraftigt på bara någon meter och att vältens positioneringssystem har en noggrannhet på några meter.

Reproducerbarheten hos packningsmätarvärdena har varit betydligt bättre på ny jämfört med på befintlig konstruktion och det beror på att bärlagerytan på ny konstruktion är jämnare.

SPB Mätningar på konstruktion som inte helt dränerats på vatten ger låga E_{v2} - värden [21]. Medelvärdet av E_{v2} - värdena är som högst på Etapp 3b, vilket var väntat då det här inte tillfördes vatten under packning.

Goda värden på packningskvoten har erhållits i samtliga fall, vilket visar på ett gott packningsresultat.

EMU De första mätningarna med EMU-spolarna visar positiva och bra resultat med tanke på kommande mätningar [18].

PRIMAL 0-mätning har genomförts och framtida deformationer kommer att kunna bestämmas genom kommande mätningar.

10 Slutsatser

Syftet med rapporten har inte uppnåtts på grund av flera orsaker:

- Alla mätningar, utom SPB, har varit bristfälligt positionerade. För att göra en jämförelse krävs förutom noggrann positionering även att mätningarna sker på samma ställe.
- Mätförutsättningarna på nytt material har varit dåliga. Alla mätningar på tre av fyra etapper har utförts på en konstruktion med hög vattenhalt och funktionskontrollen för olika förstärkningsåtgärder kan därför inte jämföras.
- Den permanenta deformationstillväxten bygger på bara två mätningar gjorda med ett intervall av några månader.

Rekommendationer för framtida etapper är:

- För att kunna jämföra olika mätningar bör alla mätningar ske på samma ställe genom en noggrann positionering. Även resultaten från YPK bör positioneras bättre (med till exempel en dGPS med högre noggrannhet) för att kunna jämföras med SPB.
- Mätningar på kalibreringsytan bör göras om. Gränsvärdena som sattes genom mätningar på kalibreringsytan är troligtvis låga och nya mätningar på en yta som har vilat ger högre värden på bärigheten.
- Ny konstruktion bör ges tid att dränera från överskottsvatten innan mätningar sker. Det kan innebära att mätningarna sker med tung fallvikt på slitlagret och inte med SPB och YPK på bärlagret. Det på grund av att ytorna inte bör vara stängda för trafik en längre tid.
- Om YPK ska användas för inventering av ytor bör resultaten på befintligt bärlager utvärderas mera noggrant. Packningsmätarvärdena har en låg reproducerbarhet och svagare partier kan därför inte identifieras.

11 Referenser

11.1 Publicerad litteratur

- [1] Bjelm, L., Follin, S. & Svensson, C. (1982): *Georadar som undersökningsmetod*. Avdelningen för Teknisk Geologi, Lunds Tekniska Högskola, Lund.
- [2] Forssblad, L. (2000): *Packning*. Svensk Byggtjänst, Stockholm.
- [3] Svenska Kommunförbundet (2003): *Bära eller brista, handbok i tillståndsbedömning av belagda gator och vägar*, Svenska Kommunförbundet, Väg- och Trafikinstitutet och Vägverket, Stockholm.

11.2 Opublicerad litteratur

- [4] LfV (2005): *Utlåtande över Beläggingskonditionen i Skandiahamnen 06/07/2005*. Luftfartsverket LfV Teknik Airside, Ta MaÅb/05:50.
- [5] Ramböll Sverige AB (2005): *Skandiahamnen, Västra Stråket, Etapp 1, 2, 3a och 3b, Kontrollplan, uppdragsnummer: 61480512974*, Göteborg.
- [6] Ramböll RST (2005): *Fallvikt GBG hamn sommar 05*, Fallviktsrapport, uppdragsnummer 61480512974, Malmö.
- [7] Ramböll RST (2004): *Försök att lokalisera finkornigt material i vägkonstruktioner med georadar*, 02/08/2004, uppdragsnummer 742444-00, Malmö.
- [8] VTI (2005): *Mätning på västra stråket i Skandiahamnen*, 19/12/2005, Dnr: 2005/0415-29, Linköping.

11.3 Internet

- [9] ATB VÄG (2004), Vägverket publikation, *Kapitel B Inventering*, www.vv.se/filer/publikationer/2004_111_B.pdf 31/10/2005
- [10] Geodynamik, *Dokumentationssystem för Yttäckande Packningskontroll CDS-012-J*, <http://www.geodynamik.com/languages/pdf/mcdse010.pdf> 03/03/2006
- [11] Ramböll RST (2005): *Georadarundersökning*, www.rambollrst.se/georadar/index.shtml 31/10/2005
- [12] VTI (2005), *Profilmätare PRIMAL*, www.vti.se/templates/Page_4533.aspx 02/02/2006

- [13] VV Metodbeskrivning 606 (1993), Vägverket publikation: *Bestämning av bärighetsegenskaper med statisk plattbelastning*, www.vv.se/filer/publikationer/vvmb606.pdf 03/11/2005
- [14] VV Metodbeskrivning 603 (1994), Vägverket publikation: *Yttäckande packningskontroll*, www.vv.se/filer/publikationer/vvmb603.pdf 31/10/2005
- [15] VV Metodbeskrivning 112 (1998), Vägverket publikation: *Deflektionsmätning vid provbelastning med fallviktsapparat*, www.vv.se/filer/publikationer/vvmb112.pdf 31/10/2005
- [16] VV Metodbeskrivning 114 (2000), Vägverket publikation: *Bearbetning av deflektionsmätdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat*, www.vv.se/filer/publikationer/vvmb114.pdf 03/11/2005

11.4 Muntliga källor

- [17] Bjulemar, L. Ramböll RST, Malmö
- [18] Carlsson, H. VTI, Linköping
- [19] Ekdahl, P. Ramböll RST, Malmö
- [20] Jägard, M. GBB AB, Göteborg
- [21] Ljungqvist, P. Geomiljö Väst, Göteborg

12 Förteckning över bilagor

- 1 Karta över Etapp 1, 2, 3a och 3b
- 2 Uppbyggnad av en yta
- 3 Statistik
 - Medelvärde
 - Standardavvikelse
 - Enkel linjär regressionsanalys
- 4 Beläggningskondition
 - Nyproduktion
 - Nedbrytning av vägkonstruktionen
 - Bärighetsberoende nedbrytning
 - Åldring av beläggnings
- 5 Krav på bärighet i Göteborgs Hamn
 - Gränsvärden på bärighet
- 6 Mätvärden inventering
- 7 Mätvärden kontroll
- 8 Mätvärden för jämförelse

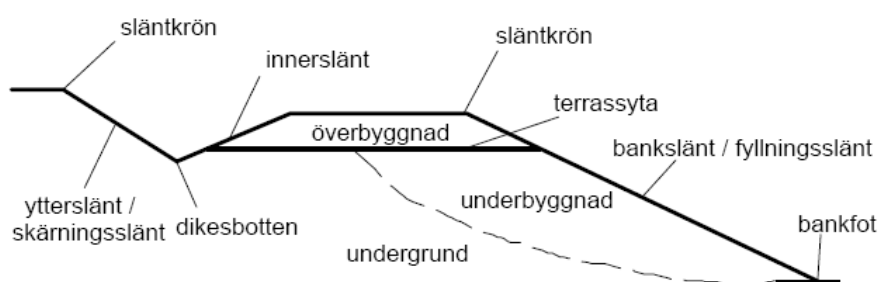
BILAGA 1 – KARTA ÖVER ETAPP 1, 2, 3A OCH 3B



BILAGA 2 – UPPBYGGNAD AV EN YTA

Bygda ytor består av en undergrund/underbyggnad och en överbyggnad. Överbyggnaden definieras som den del av konstruktionen som ligger ovan terrassytan, se figurer nedan, och i motsats till underbyggnad och undergrund ställs kvalitetskrav på överbyggnadens material. Materialegenskaper som är av stor vikt för överbyggnadens obundna material är t ex kornstorlek, kompaktdensitet, sprödhetstal, flisighet och krossytegrad.

Förutom materialegenskaper har packningen av materialet i överbyggnaden många gånger en avgörande betydelse för konstruktionens bärförmåga och är därmed också avgörande för konstruktionens underhållskostnader och livslängd. [2]



Skiss över vägkonstruktion [9]



Skiss över en typisk överbyggnad [9]

MEDELVÄRDE Det finns flera olika medelvärden men i vanligt tal avses nästan alltid det aritmetiska medelvärdet. Det aritmetiska medelvärdet är summan av samtliga observationer i materialet delad med antalet observationer

$$\bar{x} = \Sigma x / N$$

Σ = summatecken

\bar{x} = aritmetiskt medelvärde

N = antalet observationer

STANDARDVARIATION Standardavvikelse är det vanligaste måttet på spridningen (variationen) i ett statistiskt material och beräknas genom formeln nedan.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(x - \mu)^2}{N}}$$

σ = standardavvikelsen

μ = medelvärdet i populationen

N = antalet element i populationen

ENKEL LINJÄR REGRESSIONSANALYS Vid enkel linjär regression utgår man från att data kan anpassas till en linje. Syftet med analysen är att kunna beskriva sambandet mellan två variabler, för att till exempel kunna förutsäga värden i den beroende variabeln (=y) med hjälp av värden på den oberoende variabeln (=x). Med regressionsanalys kan vi få fram en rät linje, kallas trendlinjen, som bäst ansluter till punkterna i diagrammet.

Korrelationskoefficienten R^2 används som ett uttryck för riktningen och styrkan hos det linjära sambandet. Värdet ligger mellan 0 och 1, där 1 är det bästa värdet och anger att punkterna ligger på linjen. Ju närmare 0 värdet kommer, desto svagare blir sambandet – punkterna blir mer och mer spridda som en hagelsvärm.

Att punkterna ligger nära trendlinjen behöver dock inte innebära ett högt R^2 -värde. Är till exempel trendlinjen horisontell eller vertikal är y -värdet oberoende av x -värdet och korrelation är därmed dålig.

På flera ställen i Skandiahavnen finns partier med omfattande krackeleringar och hjulspår. En okulärbesiktning som genomfördes av LVF visar att orsaken till skadorna är främst bristande bärighet och åldring. [4] Hur dessa skador uppkommer beskrivs nedan.

NYPRODUKTION Redan vid nyproduktion kan styvheter hos vägkonstruktionens olika lager variera, vilket kan bero på materialseparation vid transport och hantering av materialet, men även hur packningsarbetet har utförts. Ett väl utfört packningsarbete ökar fyllningsmaterialets bärighet och stabilitet, minskar vattengenomsläppligheten samt minskar risken för eftersättningar av skadlig storlek. Packningsarbetet och graden av materialseparation är därför avgörande för underhållnadskostnader och livslängd.

NEDBRYTNING AV VÄGKONSTRUKTIONEN Efter att vägen tagits i bruk startar en kontinuerlig och oundviklig nedbrytning av vägkonstruktionen. Nötning från dubbdäck och åldring av beläggningens yta ger ett ytligt slitage och spårbildning. Plastiska deformationer i beläggningen, bärighetsberoende nedbrytning, tjäl- och markprocesser i undergrunden samt otillräcklig dränering resulterar i strukturella förändringar i vägkonstruktionen. Även ingrepp i väggroppen i samband med VA- och kabelarbeten resulterar i nedbrytning.

Varje nedbrytningsprocess påverkas av en mängd faktorer som t ex trafik, klimat och bindemedelstyp. För en utförligare beskrivning av dessa nedbrytningsprocesser rekommenderas handboken Bära eller Brista [3].

BÄRIGHETSBEROENDE NEDBRYTNING Bärighetsberoende nedbrytning orsakas av tung trafik och resulterar i spår- och sprickbildning i beläggningen. Spårbildning beror på att den tunga trafiken har orsakat deformationer i överbyggnadens obundna lager, eller i undergrunden. Påkänningarna på de obundna lagren beror främst på de tunga fordonens axellaster samt tjockleken på asfaltlagret. Ett tunt asfaltlager ger höga påfrestningar på de obundna lagren och därmed ökar risken för spårbildning.

Sprickbildning är liksom spårbildning bärighetsberoende och kan bero på tjockleken på asfaltlagret. En överfart av ett tungt fordon resulterar i en nedpressning av ytan och därmed en dragtöjning i asfaltlagrets underkant. Töjningarna orsakar små sprickor i asfaltlagrets underkant och efter upprepade belastningar söker sig dessa sprickor uppåt till asfaltlagrets överkant.

Sprickbildning kan utvecklas till krackelering, vilket sker när sprickorna sammanbinds och skarpkantade, lösa bitar bildas. En vanlig orsak till krackelering är att vatten- och tjälkänsliga material ligger för nära beläggningssytan eller att dräneringen av ytan är undermålig. Krackelering uppkommer även på ytor med tunna eller alltför styva beläggningsskikt.

ÅLDNING AV BELÄGGNINGEN Åldring av beläggningen är en naturlig och oundviklig process som beror på förändring av bitumenets egenskaper samt på närvaron av vatten. Nederbörd som inte dräneras bort ifrån ytan har en negativ effekt

på bindningen mellan bitumen och stenytor och försvagar därmed beläggningen. Förändring av bitumenets egenskaper sker huvudsakligen genom oxidation och förlust av lättflyktiga ämnen. Särskilt vid tillverkning, transport och utläggning är förutsättningarna för dessa nedbrytande processer goda. Åldring sker även i den färdiga beläggningen och är då främst beroende på beläggningsens hållrum, bitumenskiktets tjocklek och omgivande temperatur. [3]

Grensletruckarnas höga axellast, samt att trafiken är extremt spårbunden och känslig för ojämnheter i vägytan, ställer höga krav på terminalytornas bärighet. Höga krav ställs på jämnhet eftersom föraren manövrerar grensletrucken från en högt belägen hytt och ojämnheter i ytan leder till skakningar och vibrationer i hytten. Följden blir sjösjuka hos föraren. Dessutom har grensletruckarna i Göteborgs Hamn ett högt axeltryck, ca 25 tons axellast fördelade på 4 axlar vilket kan jämföras med 10 tons standardaxel som regelverket ATB baseras på.

Då inga regelverk för tungt belastade ytor finns har normer som gäller för Göteborgs Hamn tagits fram. Vid uppbyggnad av ny konstruktion för ytor trafikerade av grensletruckar ska T3-modellen, se nedan, användas. Ytorna i Skandiahammen har dock ett varierande förstärkningsbehov och där behovet är mindre kan förstärkningslagrets tjocklek minskas. En T3-konstruktion har följande uppbyggnad:

- 35 mm Slitlager ABS 11 PMA 50/70
- 70 mm Bindlager ABB PMA 50/70
- 70 mm Bundet bärlager AG 22 PMA 70/100
- 80 mm Obundet bärlager
- 1300 mm Förstärkningslager krossgrus 0-150
- Geotextilduk klass 4

GRÄNSVÄRDEN PÅ BÄRIGHET Gränsvärden på bärigheten för de olika mätmetoderna är satta efter erfarenhet på liknade ytor eller efter mätningar på testytor. För den okulära besiktningen rekommenderar LFV att de första åtgärderna vidtas redan vid PCI=95, och sjunker PCI-talet under 70 rekommenderas en ny konstruktion. [4]

- Förebyggande åtgärd

PCI < 95

- Ny konstruktion

PCI < 70

Även för tung fallvikt är gränserna erfarenhetsmässigt satta med utgångspunkt i en tyngre trafikering. En bedömning av ytans bärighet görs genom en klassning baserat på ytmodulen E_0 . Höga modulvärden (klass 1) innebär en starkare konstruktion. [6]

- Klass 1

625 MPa < E_0

- Klass 2

$$475 < E_0 < 625$$

- Klass 3

$$400 < E_0 < 475 \text{ MPa}$$

- Klass 4

$$E_0 < 400 \text{ MPa}$$

Gränsvärden för YPK och SPB är satta efter mätningar på standardkonstruktionerna som används i Göteborgs Hamn. En kalibrering av YPKn skedde på en testyta med olika förstärkningslager; 500 mm, 700 mm, 1000 mm samt 1300 mm. För utförligare beskrivning av kalibreringen se Västra Stråket – Metodbeskrivning etapp 1 [5]. Följande två gränsvärden på SPB och YPK erhöles [5]:

- Bra bärighet = uppnådda värden vid förstärkningslager på 1300 mm samt 1000mm:

$$\text{HMV} = 110 \text{ (hög amplitud och 25 Hz)}$$

$$\text{SPB} = 165 \text{ MPa}$$

- Godkänd bärighet = uppnådda värden vid förstärkningslager på 700 mm:

$$\text{HMV} = 100 \text{ (hög amplitud och 25 Hz)}$$

$$\text{SPB} = 130 \text{ MPa}$$

Dessa gränsvärden är antagligen låga. SPB gjordes direkt efter att ytan färdigpackats vilket enligt Per Ljungqvist på Geomiljö Väst ger lägre värden än om ytan får vila ett tag innan provtagning. Rimligt är att anta att samma sak även gäller för HMV-värdet. För att fastställa att så är fallet rekommenderas nya mätningar på samma yta, som nu har vilat.

Gränsvärden på packningskvoten E_{v2}/E_{v1} sattes erfarenhetsmässigt till 2.5.

- God packning

$$E_{v2}/E_{v1} < 2.5$$

BILAGA 6 – MÄTVÄRDEN INVENTERING [4, 5, 6]

SEKTION [m]	ST VÄST	ST MITT	ST ÖST
FALLVIKT (YTMODUL [MPa]) ETAPP 1			
5	521	597,9	702,4
15	657,9	475,6	396
25	451,1	407,5	356,4
35	737,2	585,2	470,8
45	387,1	489,2	416,9
FALLVIKT (YTMODUL [MPa]) ETAPP 2			
55	568	481,7	453
65	532,8	510,4	493,7
75	531	434,4	491,8
85	424,1	460,5	493,2
95	505,1	487	408,3
105	608,6	462,1	446,5
115	629,6	412,4	437,3
125	569,8	474,5	343,9
FALLVIKT (YTMODUL [MPa]) ETAPP 3a			
SEKTION [m]	ST SYD		
0	531		
20	495		
40	451		
60	122		
80	800		

SEKTION [m]	PCI[-]
PCI ETAPP 1	
5	73
15	30
25	63
35	65
45	55
PCI ETAPP2	
55	57
65	75
75	86
85	67
95	90
105	87
115	89
125	82

LINJE	SEKTION [m]	Ev ₂ [MPa]
SPB ETAPP 1 BEFINTLIGT MATERIAL		
I	12,6	213,8
I	32,8	203,3
I	43,1	225,5
II	15,1	199,1
II	31	217,9
II	44,8	254,8
III	6,8	181
III	19,8	175,2
III	41,1	181,1
SPB ETAPP 3B BEFINTLIGT MATERIAL		
	53	182,2
	35	202,9
	9	243,6

BILAGA 7 – MÄTVÄRDEN KONTROLL [5]

LINJE	SEKTION [m]	Ev ₂ [MPa]
SPB ETAPP 1 NYTT MATERIAL		
I	7,5	155,7
I	20	160
II	11	66
II	32	170,7
III	7,5	87,5
III	20	143,2
SPB ETAPP 2 NYTT MATERIAL		
I	73	187
I	93	202,4
II	60,5	209,6
II	98	94,9
III	84	224,1
III	99,5	209,6
SPB ETAPP 3A NYTT MATERIAL		
	7	178
	18,5	165,4
	37,5	152,2
	62	167,9
	76,5	202
SPB ETAPP 3B NYTT MATERIAL		
	47,8	194,8
	41,4	222,2
	21,4	210,7
	9,3	184,9

LAGER [mm]	HMV [-]	Ev ₂ [MPa]
KALIBRERING (SPB + YPK)		
Ex 1300	112	167
Ex1300	128	210
1300	125	183
1300	121	188
1000	129	183
1000	126	227
700	107	132
700	97	125
500	92	74
500	104	60

BILAGA 8 – MÄTVÄRDEN FÖR JÄMFÖRELSE

* förklaring till förkortningarna finns i kapitel 8.

PUNKT	HMVlinje* [-]	HMVring* [-]	HMVmätt* [-]	HMVinmätt* [-]	Ev ₂ [MPa]
ETAPP 1 BEFINTLIGT MATERIAL					
1	132	130	120		213,8
2	124	120	120		203,3
3	146,5	135	140		225,5
4	105,5	110	115		199,1
5	144	115	135		217,9
6	118,5	115	140		254,8
7	110	110	115		181
8	113	110	95		175,2
9	146	140	115		181,1
ETAPP 3B BEFINTLIGT MATERIAL					
1			109		182,2
2			109		202,9
3			132		243,6
ETAPP 1 NYTT MATERIAL					
2	108	104			156
1	121	119			160
3	102	99			66
6	132	124			171
4	103	99			88
5	121	119			143
ETAPP 2 NYTT MATERIAL					
6	67	70		70	187
5	67	100		100	202,4
3	125	110		110	94,9
4	129	120		120	209,6
2	95	140		110	224,1
1	127	140		120	209,6
ETAPP 3A NYTT MATERIAL					
1		109		109	178
2		119		119	165,4
3		119		109	152,2
4		114		109	167,9
5		99		104	202
ETAPP 3B NYTT MATERIAL					
1		94		110	194,8
2		124		114	222,2
3		109		109	210,7
4		109		109	184,9