SGI
STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

Foto: Christer Tonström / Mediabild

Befintliga bankar vid ökad tåglast och högre tåghastighet

Statusbestämning av befintliga bankar. Förbättrings- och förstärkningsåtgärder under driftsförhållanden

”State of the art”

Göran Holm
Per-Evert Bengtsson
Peter Carlsten
Lars O. Johansson
Rolf Larsson

Varia 520

BANVERKET

LINKÖPING 2002

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

Varia 520

Befintliga bankar vid ökad tåglast och högre tåghastighet.

Statusbestämning av befintliga bankar.
Förbättrings- och förstärkningsåtgärder
under driftsförhållanden.

”State of the art”

Göran Holm
Per-Evert Bengtsson
Peter Carlsten
Lars O. Johansson
Rolf Larsson

BANVERKET

LINKÖPING 2002

Förord

Denna rapport baseras på ett FoU-uppdrag från Banverket till Statens geotekniska institut (SGI), samt underlag avseende järnvägstekniska uppgifter och frågeställningar framtaget av Banverket. Syftet med arbetet har varit att ge ett underlag för uppgradering av det svenska järnvägsnätet, såväl avseende ökad tåglast som högre tåghastighet.

En projektgrupp med representanter från SGI och Banverket bildades. Gruppen har utgjorts av Per-Evert Bengtsson, Peter Carlsten, Lars O Johansson, Rolf Larsson och Göran Holm från SGI samt Björn Dehlbom, Magnus Karlsson och Eva-Lotta Olsson från Banverket. Projektledare har varit Göran Holm, SGI.

Under projektets gång har en presentation av arbetets resultat gjorts vid Banverkets Geo- och Bergteknikkonferens 1999.

Rapporten ger ett direkt underlag för arbetet med uppgradering av befintliga järnvägsbankar, men också ett underlag för fortsatt FoU-verksamhet.

Linköping i april 2002

Göran Holm
Projektledare

Varia	Statens geotekniska institut (SGI) 581 93 Linköping
Beställning	SGI Litteraturtjänsten Tel: 013–20 18 04 Fax: 013–20 19 09 E-post: info@swedgeo.se Internet: www.swedgeo.se
ISSN	1100-6692
ISRN	SGI-VARIA--02/520--SE
Projektnummer SGI	10262
Dnr SGI	1-9806-385

©	Statens geotekniska institut

Innehållsförteckning

Förord

1. Sammanfattning 5

2. Syfte 7

3. Omfattning och avgränsningar 8

4. Belastningsförutsättningar 8
4.1 Definitioner 8
4.2 Trafik 9
4.3 Ackumulerat tonnage 12
4.4 Dynamiskt lasttillskott 12
4.5 Tåglastens inverkan på bankonstruktionen 13
4.6 Lastspridning 14
4.7 Geotekniska laster 16
4.8 Laster vid dimensionering 16

5. Skador under järnvägsbankar 16

6. Tillgänglighet till spårområde 18
6.1 Inverkan av trafikmängd 18
6.2 Banupplåtelse 20

7. Påverkan på spåret / Dimensioneringsprinciper 22
7.1 Övergripande dimensioneringsfilosofi 22
7.1.1 Funktioner 22
7.1.2 Dimensioneringsfilosofi 25
7.2 Brottgränstillstånd – stabilitet och bärförmåga 27
7.3 Bruksgränstillstånd – sättningar 28
7.4 Bruksgränstillstånd – elastiska rörelser vid tågpassage 30
7.5 Tjäle 31
7.6 Avvattning och dränering 31
7.7 Ballast 31
7.8 Utveckling av dimensioneringsprinciper 32
7.8.1 Förslag till dimensionering i USA 32
7.8.2 Utvecklingen i Sverige 32

8. Parametrar 37
8.1 Allmänt 37
8.2 Nuläge 38
8.2.1 Markytans geometri 38
8.2.2 Jordlagerföljd 38
8.2.3 Deformationsegenskaper 38
8.2.4 Hållfasthet 39
8.2.5 Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer 40
8.2.6 Övriga parametrar 40
8.3 Nya möjligheter 41
8.3.1 Jordlagerföljd 41
8.3.2 Styvhet hos bank/undergrund 41
8.3.3 Geotekniska egenskaper 41

9. Metoder för statusbestämning 42
9.1 Strategi för statusbestämning 42
9.2 Nuläge 43
9.2.1 Markytans geometri 43
9.2.2 Jordlagerföljd 43
9.2.3 Deformationsegenskaper 44
9.2.4 Hållfasthet 45
9.2.5 Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer 46
9.2.6 Övriga parametrar 46
9.3 Nya möjligheter 48
9.3.1 Inledning 48
9.3.2 Markytans geometri 50
9.3.3 Jordlagerföljd 50
9.3.4 Deformationsegenskaper 56
9.3.5 Hållfasthet 57
9.3.6 Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer 57
9.3.7 Styvhetsmätningar 57

10. Förstärknings- och förbättringsåtgärder 60
10.1 Allmänt 60
10.2 Nuläge 62
10.2.1 Tryckbankar 62
10.2.2 Djupstabilisering med kalkcementpelare 62
10.2.3 Lättfyllning 63
10.2.4 Påldäck 64
10.2.5 Bankpålar 64
10.2.6 Cellplast som frostisolering 64
10.3 Nya metoder med viss erfarenhet 64
10.3.1 Djupstabilisering med lutande KC-pelare 64
10.3.2 Tryckbank med lastavskärande spont 66
10.3.3 Injektering (Grouting) 67
10.3.4 Jordspikning 70
10.3.5 Förenklat påldäck 71
10.3.6 LLP-metoden 72
10.3.7 Träpålar genom banken 72
10.4 Metoder med begränsad erfarenhet 73
10.4.1 3B-balk 73
10.4.2 Elektroosmos med dränbrunnar 73
10.4.3 Elektrokinetisk stabilisering med tillsatsmedel 74
10.4.4 Saltbrunnar 75
10.4.5 Injektering under betongplattor 76

11. Referenser 77

Bilagor
1. Dimensioneringsprinciper enligt Li och Selig (1998a) 87
2. Hållfasthetstillväxt under befintliga bankar 90
3. Geofysiska mätmetoder 95
4. Sättningsreducerande metoder 96
5. KC-pelarinstallation vid Kållereds station 97
6. 3B-bank – Säbylundsmossen 99

1. Sammanfattning

Det svenska järnvägsnätet kommer i framtiden att utsättas för nya belastningssituationer, såväl avseende ökad tåglast som högre tåghastighet. För godståg kan axellasten komma att öka till STAX ton (i vissa fall 30 ton) varvid också ökad hastighet till 100 km/h kan bli aktuell på vissa banavsnitt. För persontåg är en ökad hastighet till 250 km/h aktuell och för höghastighetståg (X2000) till 350 km/h.

En stor del av det svenska järnvägsnätet har mycket hög ålder. Dessa bankar utfördes med dåtidens krav och metoder. Under årens lopp har normalt utförts justeringar och underhåll av bankar på lös jord.

I föreliggande rapport görs en ”state-of-the”-art avseende belastningar, skador under järnvägsbankar, tillgänglighet till spårområde, påverkan på spåret, dimensioneringsprinciper, parametrar, metoder för statusbestämning samt förstärknings- och förbättringsåtgärder.

Vid bedömning av effekten av en förändring av trafiken är det viktigt att först identifiera den belastning som tidigare trafikerat aktuellt avsnitt. Härvid bör ingå axellast (statisk och dynamisk), linjelast, last över boggi samt ackumulerat bruttotonnage.

Som exempel på skadeorsaker i undergrunden orsakade av höga axellaster kan nämnas progressivt skjuvbrott och stora plastiska deformationer (”ballastsäck”). Dessa skador uppträder då undergrund av lös jord kombineras med stora upprepade belastningar. Undersökningar påvisar ”tröskeleffekter” med avseende på jordens hållfasthet vid upprepade belastningar. Överskrids detta tröskelvärde så ökar de plastiska deformationerna snabbt. För kohesionsjord anges det till ca hälften av jordens statiska hållfasthet. Vid misstanke om skador i undergrunden bör göras en noggrann tvärsektionering med kvalificerade undersökningspunkter både i bankens centrala och yttre delar. Bristfälliga dränerings- och avvattningsanläggningar bidrager till ovannämnda skador. Ett ytterligare exempel på skadetyp är att underballsten förorenas av finjord från undergrunden.

Idag regleras utnyttjandet av banan genom en avtalsform som är indelad i tre nivåer, trafikeringsavtal (TRAV), korttidstrafikeringsavtal (KTRAV) och banutnyttjandeplan (BUP). Allmänt kan sägas att vid god planering i förväg är det möjligt att få tider till begränsad kostnad, medan vid kort varsel kostnaden för störningar i tågtrafiken kan bli betydande.

Vid uppgradering av befintliga bankar skall verifiering utföras baserat på parametrar bestämda genom fältmätning eller likvärdigt. Verifiering skall ske genom beräkning, provning eller normerade lösningar (beprövad erfarenhet). Om funktionella krav ej kan innehållas för pla-

nerad trafik kan efter särskild utredning övervakningssystem temporärt installeras.

Vid införande av nya tekniska lösningar skall dessa följas upp för att verifiera att den nya lösningen med säkerhet uppfyller ställda krav samt för att få erfarenhet av verkligt beteende. Normalt bör någon typ av övervakningssystem användas.

Dimensionering med avseende på stabilitet och sättningar skall baseras på egenskaperna hos den lösa jorden under den befintliga banken. Detta gäller både hållfasthet och deformationsegenskaper. Undersökningar visar att en hållfasthetsökning sker med tiden under en befintlig bank. Denna hållfasthetsökning är kopplad till konsolideringssättningarna i jorden. Hållfasthetsökningen är ofta i storleksordningen 20% av ökningen i förkonsolideringstryck. En bestämning av egenskaperna under banken erfordras om inte denna relation och den inträffade förhöjningen av förkonsolideringstrycket kan verifieras på annat sätt.

Vid beräkning av storlek och tidsförlopp för sättningar i lera beaktas krypning, f n ofta med beräkningsprogrammet EMBANKCO. En utveckling av modeller för beräkning av långtidssättning i lera bör kunna göras baserat på nyligen genomförd och pågående forskning.

Analys av stabilitetsproblem för bankar på torv är ett komplext problem, där viss grundläggande kunskap om brottmekanismen i torv saknas. En beräkningsgång för hållfasthetstillväxt under bankar anges liksom rekommendationer för fält- och laboratorieundersökningar av torv.

Vid låga bankar på jord med låg hållfasthet och låg skjuvvågshastighet kan höghastighetståg ge upphov till superseismiska fenomen. Detta leder till att spårets elastiska rörelse vid tågpassage ökar dramatiskt. För att undvika problem bör den kritiska hastigheten för systemet vara större än 1,7 á 2 gånger maximal tåghastighet (STH).

En strategi för statusbestämning av befintliga bankar ges inkluderande befintliga geotekniska undersökningar, kartor/geobildtolkningar, trafikstatistik, spårlägesmätningar, spårlägesjusteringar, sättningsmätningar, besiktningsprotokoll, styvhetsmätningar och geofysiska metoder.

I tabell 8.1 ges en sammanställning av undersökningsmetoder för befintliga bankar avseende typ av metod, aktuell parameter, behov av fritt spår, relativ kostnad och FoU-behov.

Georadarmätningar för bestämning av tjockleken av bankar och fyllningar samt lager i dessa kan utföras från rullande mätvagn. Seismisk CPT används för bestämning av skjuvvågshastigheten. CPT med resis-

tivitetsmätning är ett värdefullt komplement vid kartläggning av jordförhållanden.

Vid värderingen av effekten av ökad tåglast och ökad tåghastighet kan lämpligen triaxialförsök med cyklisk belastning utföras för att studera undergrundens nedbrytning av upprepad belastning.

I tabell 9.1 ges en sammanställning av förstärkningsmetoder för befintliga bankar avseende problem som avhjälps, behov av fritt spår, påverkan på spår, relativ tidsåtgång, metodens osäkerhet, relativ kostnad samt FoU-behov.

Lutande kalk-cementpelare kan installeras från sidan av banken för förbättring av stabilitet, minskning av sättningar och reduktion av vibrationer. Tryckbank med lastavskärande spont kan användas när stabiliteten behöver förbättras. Jordspikning kan användas för förbättring av släntstabilitet.

En ny metod skulle kunna vara elektrokinetisk stabilisering med tillsatsmedel. Genom användning av tillsatsmedel skulle de sättningar som uppkommer vis elektroosmos kunna undvikas. Forskning erfordras.

Inom områden med kvicklera som förlorat sina ursprungliga egenskaper p g a saltutlakning skulle dessa kunna återställas genom att låta salt sprida sig i jorden från saltbrunnar genom diffusion.

2. Syfte

Denna rapport baseras på ett FoU-uppdrag från Banverket till Statens geotekniska institut (SGI) samt underlag avseende järnvägstekniska uppgifter och frågeställningar framtaget av Banverket.

Syftet med arbetet var att ge ett underlag för ovannämnda uppgradering av det svenska järnvägsnätet för ökad tåglast och högre tåghastighet. I föreliggande rapport behandlas dagens ”state-of-the-art” för befintliga järnvägsbankar på lösa jordar avseende

1. belastningar
2. skador under järnvägsbankar
3. tillgänglighet till spårområde
4. påverkan på spåret – dimensioneringsprinciper
5. parametrar
6. metoder för statusbestämning
7. förstärknings- och förbättringsåtgärder

Rapporten syftar också till att ge ett underlag för fortsatt FoU-verksamhet.

3. Omfattning och avgränsningar

Rapporten avser huvudsakligen järnvägsbankar på lösa jordar. Därför har exempelvis inte löst uppfyllda höga bankar på fastmark behandlats.

Primärt behandlas metoder som kan utföras under driftsförhållanden (pågående tågtrafik eventuellt med hastighetsnedsättning), men metoder som kräver avstängd trafik redovisas också eftersom de under vissa omständigheter kan vara av intresse.

Inom kapitlen ”Parametrar” och ”Metoder för statusbestämning” har skett en gruppering i
- nuläge
- nya möjligheter.

I kapitlet ”Förstärknings- och förbättringsåtgärder” har skett en gruppering i
- nu använda metoder
- nya metoder med viss erfarenhet
- nya metoder med begränsad erfarenhet

Eventuella avsnitt av järnvägssträckor med kraftig inverkan på miljön bör identifieras genom lämpliga undersökningar. Miljöpåverkan behandlas inte i föreliggande rapport utan hanteras i andra rapporter, exempelvis rapporterna ”Miljöaspekter på material i banvallar – Status för Banverkets miljötekniska verksamhet”, Banverket/SGI (1999) och ”Pilotstudie av föroreningssituationen vid banvallar i Sverige. Delrapport, etapp1 och 2”, Carling et.al (2000).

4. Belastningsförutsättningar

4.1 Definitioner

STAX = Största Tillåtna (statiska) AXellast. En vagns axellast definieras normalt som ”Vagnens bruttovikt dividerad med vagnens axelantal”.

STVM = Största Tillåtna Vikt per Meter. En vagns metervikt definieras normalt som ”Vagnens bruttovikt dividerad med vagnens längd över buffertar”.

METERVIKT: Vanligtvis beräknas en vagns metervikt enligt definitionen ovan. I specialfall, som vid tunga transporter, görs även beräkningar för vikt över näraliggande boggier i olika vagnar och/eller enstaka boggi.

LINJELAST: Tågvikt dividerad med tågets karakteristiska längd benämns linjelast.

STH = Största Tillåten Hastighet

4.2 Trafik

Vid bedömning av effekten av en förändring av de fordon som trafikerar en befintlig bana är det viktigt att identifiera den belastning som tidigare trafikerat aktuellt avsnitt. De viktigaste parametrarna (för varje enskild fordonstyp) är

- axellast (statisk och dynamisk last)
- linjelast
- last över boggi
- ackumulerat bruttotonnage.

Vagnarnas lastgeometrier påverkar storleken på ovanstående parametrar. I tabell 4.2 och 4.3 redovisas STAX och STVM för några olika tågtyper.

Ackumulerat bruttotonnage går att bestämma med relativt stor noggrannhet genom att använda befintlig trafikstatistik. Ackumulerat bruttotonnage under en banas hela livslängd kan vara svår att erhålla med tanke på järnvägsnätets ålder. När det gäller befintlig underbyggnad är det därför viktigt att undersöka trafikens inverkan på banan (packning etc.) genom olika typer av statusbestämningsmetoder.

I kurvor påverkas även spårkonstruktionen av axellastens horisontella komposant. Denna horisontallast kan vara av betydande storlek.

I spårets längdriktning kan underbyggnadskonstruktioner påverkas av broms- och accelerationskrafter.

Järnvägsnätet är uppdelat i ett antal linjeklasser. Linjeklassen anger en bansträckas bärförmåga med avseende på Största Tillåten AXellast (STAX) och Största Tillåten Vikt per Meter (STVM). Banorna uppdelas i linjeklasser enligt tabell 4.1.

Tabell 4.1 Linjeklasser.

Linjeklass	STAX (ton)	STVM (ton/m)	Linjeklass	STAX (ton)	STVM (ton/m)
A	16	5,0	**C4**	20,0	8,0
B1	18	5,0	**D2**	22,5	6,4
B2	18	6,4	**D3**	22,5	7,2
C2	20	6,4	**D4**	22,5	8,0
C3	20	7,2			

För Malmbanan gäller STAX 25 ton, STVM 12 ton/m och Största Tillåten Hastighet (STH) 50 km/h för vagnar för transport av malm.

Exempel på tågtyper redovisas i tabell 4.2.

Tabell 4.2 STAX, STVM och STH hos olika tågtyper.

Tågtyp	STAX (ton)	STVM (ton/m)	STH (km/h)
Malmtåg	25,0	11,9	50
Ståltåg Luleå-Blg	22,5	6,8	90-100
Godståg ”Coils”	22,5	7,5	100
Godståg Stax D2	22,5	6,4	100
Persontåg intercity	20,0	3,0	130-160
Snabbtåg X 2000	18,2	4,3	200
Snabbtåg UB 2X	13,8	2,5	200
Lokaltåg X10	14,0	2,4	140

Tunga transporter innebär tågtyper som överskrider banans normalt tillåtna belastningsvärden (högre axellast och/eller högre metervikt). Dessa får framföras på järnvägsnätet efter specialtillstånd.

Exempel på specialvagnar redovisas i tabell 4.3.

Tabell 4.3 Exempel på STAX, STVM och STH för specialvagnar.

Vagntyp	Total-vikt (ton)	Antal Axlar	Längd (m)	STAX (ton)	STVM (ton/m)		STH (km/h)
					Över buffert	Över boggi	
Asea Uaa	725	32	72,9	22,5	9,9	13,3	30
Uaai-z (Q51)	363	18	39,6	20,0	9,2	11,2	30
Uaais-u	132	6	18,3	22,5	7,2	9,7	90
Mobil om-formare Q48 (Qee)	142	6	10,8	23,0	13,1	-	20

I framtiden kommer hastigheten för persontrafik sannolikt att ökas till 250 km/h och på vissa banor kommer troligtvis höghastighetstrafik att införas. Det innebär hastigheter upp till 350 km/h, vilket motsvarar de centraleuropeiska höghastighetsnäten.

Det finns ett stort intresse med hänsyn till miljön och till industrins transportekonomi att överföra godstransporter från väg till järnväg. För att erhålla effektiva transporter innebär detta att nya vagnar med högre axellaster, förändrad geometri, förändrat antal axlar, nya axelavstånd, förändrade vagnlängder med mera tas fram. Internationellt (exempelvis Nordamerika, Australien, Sydafrika) trafikeras godsjärnvägarna sedan lång tid tillbaka med axellaster upp till 36 ton. I Sverige planeras inom den närmaste framtiden en ökning av axellasten till

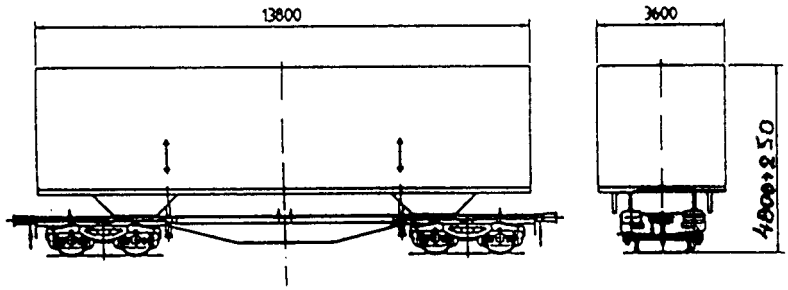
STAX 25 ton med STVM 8 ton/m och STH 100 km/h samt för Malmbanan STAX 30 ton med STVM 12 ton/m. I framtiden kommer sannolikt axellasten för godstrafiken att ökas till STAX 30 ton med STVM 10 ton/m.

Detta innebär att linjeklasserna måste förändras. Några sådana finns ej fastställda idag. Ett exempel på hur komplettering av linjeklasserna kan komma att se ut redovisas i tabell 4.4.

Tabell 4.4 Exempel på möjlig komplettering av linjeklasser.

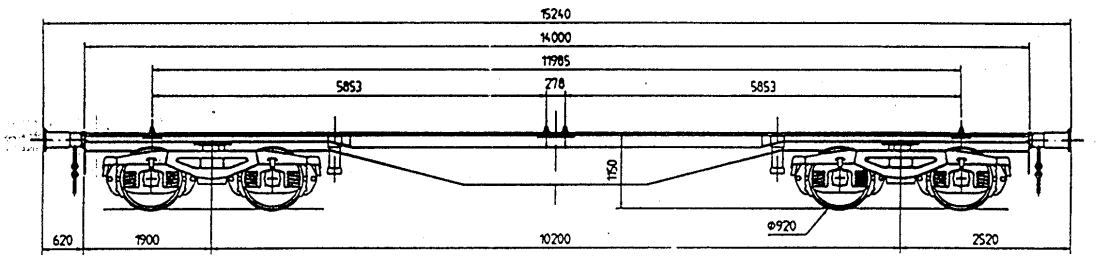
Linje-klass	**STAX (ton)**	**STVM (ton/m)**	**Linje-klass**	**STAX (ton)**	**STVM (ton/m)**	**Linje-klass**	**STAX (ton)**	**STVM (ton/m)**
A	16	5,0	**C4**	20,0	8,0	***E3***	*25,0*	*7,2*
B1	18	5,0	**D2**	22,5	6,4	***E4***	*25,0*	*8,0*
B2	18	6,4	**D3**	22,5	7,2	***F4***	*30,0*	*8,0*
C2	20	6,4	**D4**	22,5	8,0	***F5***	*30,0*	*10,0*
C3	20	7,2	***E2***	*25,0*	*6,4*	***F6***	*30,0*	*12,0*

Allt eftersom banorna anpassas för tyngre och snabbare trafik utvecklas fordonsparken. Exempel på en ny vagn som planeras att användas för 25-tonstrafik mellan Dalarna och Göteborg redovisas i Figur 4.1.



Figur 4.1 ”STORA”-boxen.

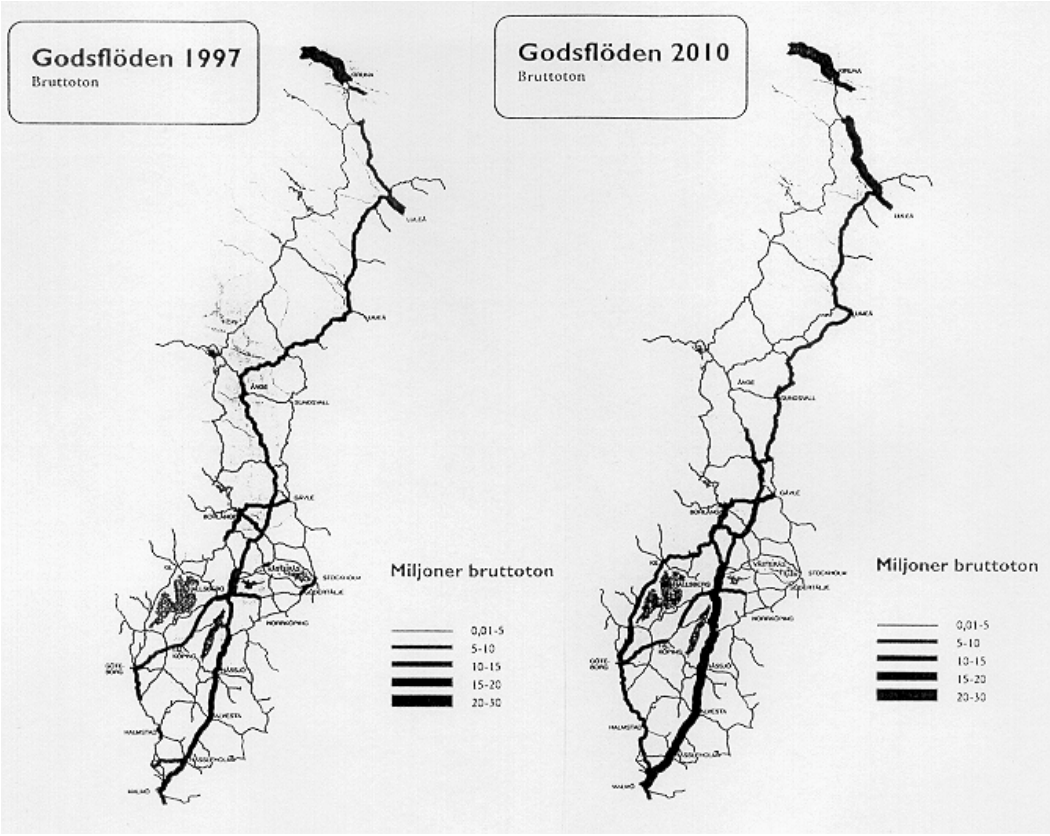
Detta är en vagn med en lastbärare som placeras ovanpå chassit. Vagnens vikt inklusive last är maximalt 100 ton och dess längd över buffertar är 15,24 m. Vagnen har två boggiaxlar. Största axellasten är 25 ton och metervikten 6,6 ton/meter. Måtten på chassit visas i Figur 4.2.



Figur 4.2 Mått på chassit till ”STORA”-boxen.

4.3 Ackumulerat tonnage

Det ackumulerade bruttotonnaget är en central parameter för bedömning av storleken på sättningar i ballast, underballast och underbyggnad på grund av belastning från tåg. Exempel på storleken på bruttotonnage för år 1997 och förväntat bruttotonnage för år 2010 redovisas i Figur 4.3



Figur 4.3 Bruttotonnage år 1997 och förväntat 2010.

4.4 Dynamiskt lasttillskott

Den last som går ned i slipern består av en statisk lastdel som härstammar från axellasten och en dynamisk lastdel som i huvudsak här-

stammar från ojämnheter på räl och hjul samt spårlägesfel och som är beroende av tåghastigheten.

Mätningar och datasimuleringar utförda av Deutsche Bahn visar att kontaktkraft hjul-räl kan öka upp till 180 % vid hjuldefekter med 1 mm djup. För maximalt tillåtna hjuldefekter på 0,4 mm ökar kontaktkraften hjul – räl från 40 % vid 150 km/h till ca 90 % vid 250 km/h.

Mätningar utförda på en sträcka med blandad persontrafik och godstrafik (med maximal statisk axellast på 250 kN) på det brittiska bannätet visar att ca 5 – 10 % av det totala antalet passerande hjulaxlar överskrider den statiska axellasten på 250 kN beroende på hjulskador, räldefekter och överlast. Ca en halv procent av det totala antalet hjulaxlar överskrider 500 kN last.

Av ovanstående framgår att det dynamiska lasttillskottet för sliperlasten kan vara betydande. Då linjelasten beaktas har det dynamiska tillskottet mindre inverkan med hänsyn till att olika axlars varierande totala last (statisk + dynamisk) sprids över hela tåglängden.

Vid dimensionering av trummor tillämpas, enligt nuvarande praxis, ett dynamiskt tillskott på 40 % av axellasten, vilken minskas med djupet.

Praxis vid dimensionering med avseende på bankarnas stabilitet är att ett dynamiskt lasttillskott på 20 % läggs på linjelasten.

4.5 Tåglastens inverkan på bankonstruktionen

Samtliga förekommande lastfall påverkar bankonstruktionen:
- Axellast
- Last över boggi
- Horisontell last
- Broms- och accelerationskrafter
- Linjelast.

Axellasten samt last över boggi har störst inverkan på de delar av bankroppen som ligger nära spårkonstruktionen, exempelvis ballast, frostisolering, underballast och konstruktioner i bankroppen som trummor och lättfyllning.

För djupare liggande geokonstruktioner kan last över boggi, speciellt belastning från tunga transporter, bli dimensionerande.

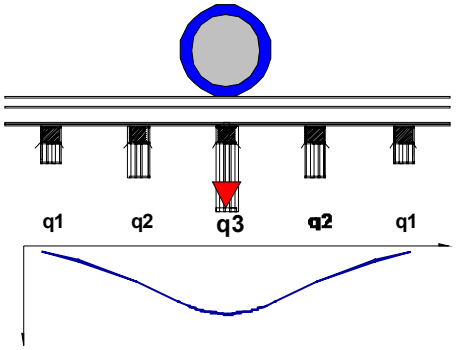
Vid stabilitetsanalyser beaktas en oändligt utbredd linjelast för 2D-analyser och linjelast från tunga transporter för 3D-analyser.

Horisontell last beaktas ej vid dimensionering av bankonstruktioner enligt dagens praxis.

Broms- och accelerationskrafter beaktas endast vid dimensionering av påldäck och bankpålningskonstruktioner.

4.6 Lastspridning

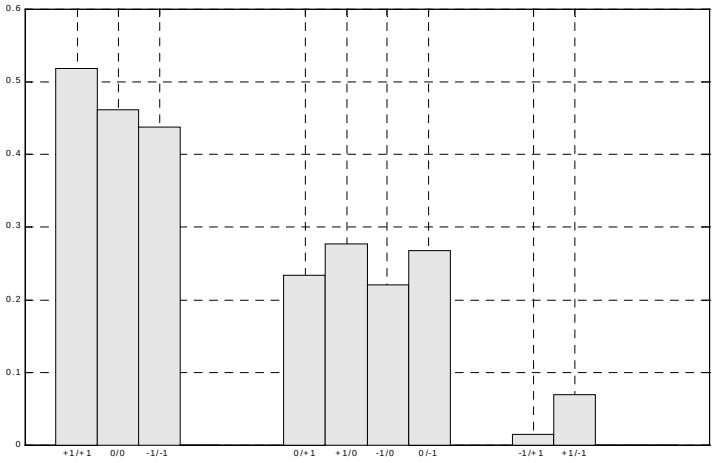
Axellasten fördelar sig normalt till fem sliprar enligt Figur 4.4.



Figur 4.4 Lastfördelning till näraliggande sliprar.

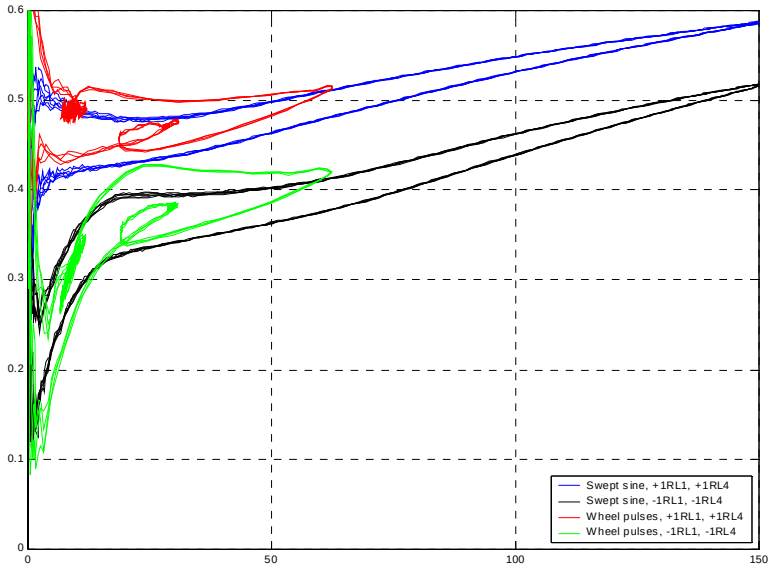
Lastfördelningen mellan sliprarna varierar beroende på axellasten, undergrundens styvhet och om någon sliper ”hänger”.

Exempel på variation i lastfördelning från mätningar på Svealandsbanan redovisas i Figur 4.5



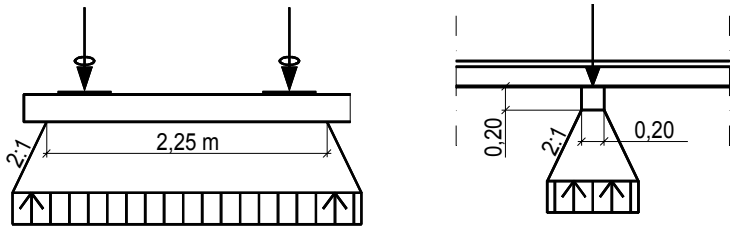
Figur 4.5 Lastfördelning mellan sliprar vid belastning med styvhetsmätvagn (0 = mittsliper, +1 = sliper till höger, -1 = sliper till vänster; 0/+1 = belastning på mittsliper och mätning på sliper till höger).

Vid ökad axellast ökar den lastandel som går ned i den sliper som ligger mitt under lasten. Av Figur 4.6 framgår att vid ökning av hjullast till 150 kN (axellast 300 kN) kan lastandelen som går ned i mittslipern öka till 60 %.



Figur 4.6 Lastfördelning i mittsliper vid olika lastnivåer (y-axeln = kvot av last i mittsliper och last på räl; swept sine motsvarar statisk last, wheel pulse motsvarar cyklisk last)

Vid dimensionering av konstruktioner under ballastlagret antas att lasten fördelar sig på 2,25 m längd i sidled av slipern enligt Figur 4.7.



Figur 4.7 Lastfördelning från betongsliper.

Då kontaktytan mellan slipers och enskilda ballastkorn är liten (uppskattningsvis endast ca 5-10 % av sliperns totala yta mot ballasten) blir krafterna i enskilda kontaktpunkter mycket höga.

För djupare belägna delar kommer samverkan mellan lasterna från de enskilda slipers att vara viktig vid bedömning av spänningsökningen orsakad av den statiska delen av tåglasten. Man kan då göra en ytter-

ligare förenkling av lastsituationen i form av en jämnt utbredd last i kontakten mellan slipers underkant och ballasten. Detta är i samma anda som beräkningen av metervikt över boggi. Beräkningen av spänningsökningen kan sedan göras enligt någon förenklad metod tex Steinbrenners metod.

4.7 Geotekniska laster

De geotekniska lasterna består i huvudsak av egentyngd från banken, jordtryck samt grundvattentryck och tjältryckslaster.

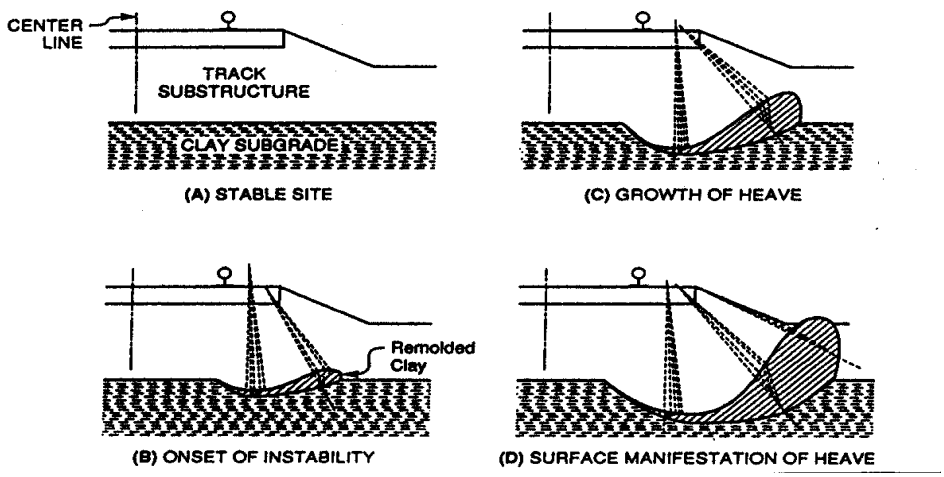
4.8 Laster vid dimensionering

Laster för dimensionering av geokonstruktioner kommer att beskrivas i BVF 585.12. Lastförutsättningar anges idag för respektive konstruktion i aktuell BVF/BVH. Vid dimensionering för STAX 25 ton gäller laster enligt Banverkets meddelande BVM 598.020 "Trafiklastförutsättningar för stabilitetsanalyser och geokonstruktioner", Banverket (1998a).

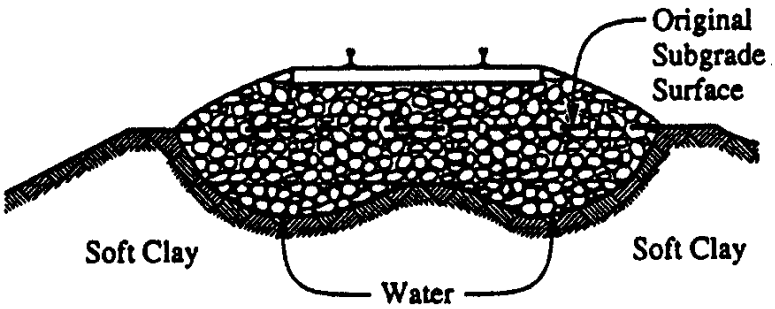
5. Skador under järnvägsbankar

I samband med dimensionering av järnvägsbankar behandlar Li och Selig (1998b) även lastfördelning och skadetyper i undergrunden. Man konstaterar inledningsvis att utvecklingen går mot högre axellaster, högre hastigheter och större trafikmängder vilket medför att spår, bank och undergrund belastas av högre dynamiska hjullaster och därtill med högre intensitet. Vidare så hänvisar man till undersökningar utförda av British Railways (Heath et al. 1972) i vilka påvisas ”tröskeleffekter” med avseende på jordens hållfasthet vid upprepade belastningar. Överskrids detta tröskelvärde så ökar de plastiska deformationerna snabbt. För kohesionsjord fann man att denna ”resthållfasthet” är begränsad till ca hälften av jordens statiska hållfasthet.

De två vanligaste skadeorsakerna i undergrunden orsakade av höga axellaster är enligt Li och Selig (1998b) progressivt skjuvbrott och stora plastiska deformationer (”ballastsäck”), se Figur 5.1 och 5.2.



Figur 5.1 Progressivt skjuvbrott i undergrunden, Li (1994).



Figur 5.2 Stora plastiska deformationer (ballastsäck), Li och Selig (1998b).

Progressivt skjuvbrott uppstår i undergrundens överyta när jorden skjuvas successivt och orsakas av upprepad överansträngning av jorden. Skadan uppstår i första hand i finkornig jord och då speciellt i jord med hög lerhalt.

Den andra typen av skada, s k ”ballastsäck”, uppstår som sättningar i undergrunden och är då mest markant under bankens yttre områden. Även denna skadetyp uppstår på grund av upprepad belastning dock utan att någon överansträngning av jorden har skett, således på en lägre spänningsnivå. Till skillnad från progressivt skjuvbrott som kan inträffa överallt där lös kohesionsjord förekommer ytligt i undergrunden krävs det vanligtvis betydande lerdjup för att stora plastiska deformationer ska uppstå.

Li och Selig konstaterar vidare att dessa två skadetyper inte är helt oberoende av varandra eftersom bägge uppträder då undergrund av lös jord kombineras med stora upprepade belastningar. Dessa två skadetyper har också det gemensamt att de kan undvikas om banken (ballast och underballast) dimensioneras korrekt.

Som exempel på andra typer av skador i undergrunden nämns skredproblem och sättningar orsakade av bankens egenvikt samt att underballasten förorenas av finjord från undergrunden (”mud pumping”). Författarna konstaterar dock att dessa problem ej kan lösas med ökad tjocklek på banken. Ökad banktjocklek kan tvärtom förvärra problemen.

Med hänsyn till att finjord med hög lerhalt, och då även ofta till stora djup, är vanligt förekommande i Sverige torde ovan beskrivna skadetyper finnas även här. Vid statusbestämning av befintliga bankar bör man därför ha dessa skadebilder i minnet. Vid misstanke om skador i undergrunden får man således alltid överväga att göra en relativt noggrann tvärsektionering med kvalificerade undersökningspunkter både i bankens centrala och dess yttre delar.

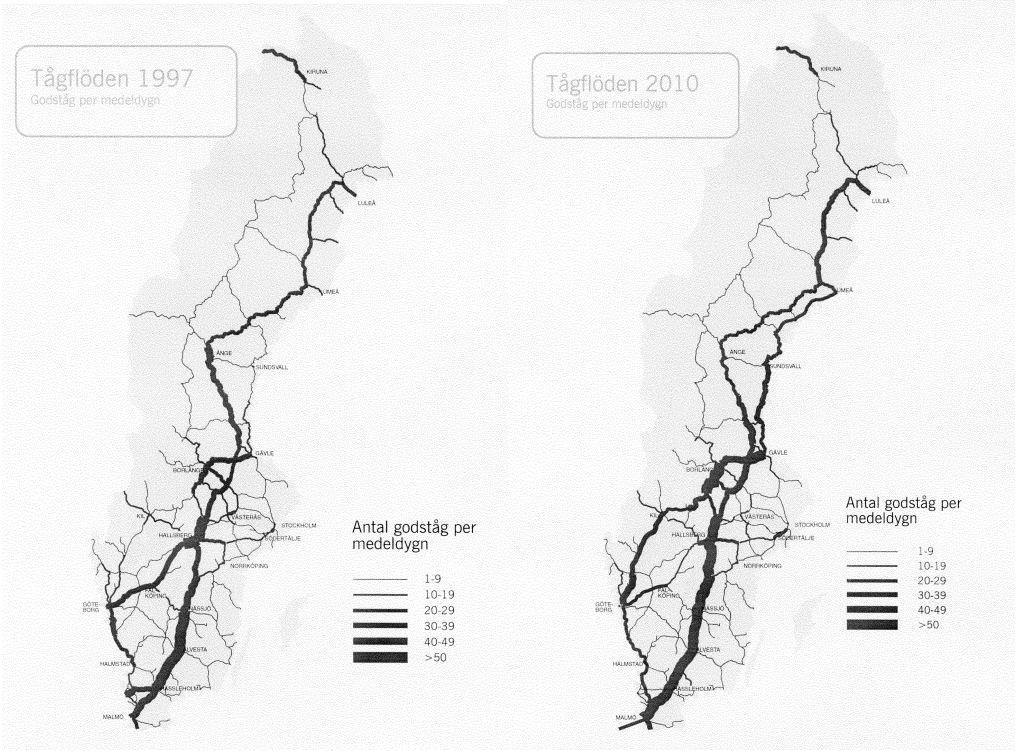
En översiktlig redovisning av olika typer av skador under järnvägsbankar har också presenterats av Lord (1999) som även behandlar olika dimensionerings- och förstärkningsmetoder. Exempelvis diskuteras effekterna av att låta geotextil ersätta materialskiljande lager av sand varvid delar av den lastspridande effekten går förlorad.

6. Tillgänglighet till spårområde

Det kan för både statusbestämning och utförande av förstärkningsåtgärder finnas behov av tid på eller intill spåret. Möjligheten att få tider till disposition varierar beroende på trafikmängd, typ av spår samt hur stor framförhållning som finns för planerade arbeten. Generellt kan sägas att behov av tillgång till banan som anmäls långt i förväg ofta är utan kostnad, medan ”akuta” behov är kostsamma.

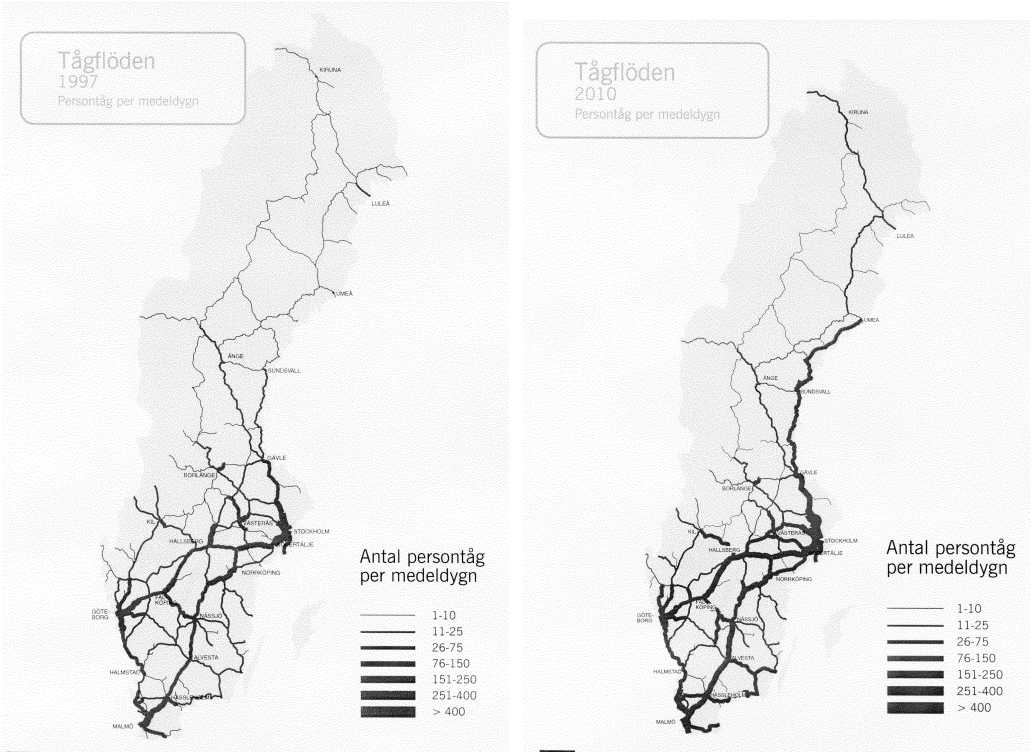
6.1 Inverkan av trafikmängd

Trafikmängden på bansträckan betyder mycket för vilka dispositionstider som är möjliga att få. Trafikmängden framgår grovt i Figur 6.1 och 6.2. Prognosen för 2010 är inte helt aktuell. Enligt de senaste prognoserna kommer godstrafiken bli av mindre omfattning. Det transporterade tonnaget antas att öka, men i och med att längre och tyngre tåg kommer att användas så kommer antalet godståg att minska. Bilderna ger dock en ganska god uppfattning om hur antalet tåg kan antas variera mellan olika banor. Möjligheterna att få dispositionstider styrs av det totala flödet av gods- och persontrafik.



a) *b)*

Figur 6.1 Mängd trafik. a) godståg, 1997 b) godståg, 2010



a) b)

Figur 6.2 Mängd trafik. a) persontåg, 1997 b) persontåg, 2010

6.2 Banupplåtelse

I de fall arbetet sker vid sidan av spåret kan trafiken normalt fortgå som vanligt eller med vissa restriktioner. Om arbetet däremot kräver full tillgång till spåret, kan det vara svårare att få dispositionstider eftersom tågtrafiken påverkas avsevärt. Vid god planering i förväg är det dock möjligt att få tider utan kostnad. Vid kort varsel kan kostnaden för störningar i tågtrafiken bli betydande.

Idag regleras utnyttjandet av banan genom en avtalsform som är indelad i tre olika nivåer:

- Trafikeringsavtal (TRAV) tecknas mellan Banverket, HK eller BR, och trafikutövare, gäller under en längre tidsperiod, till exempel under avtalstiden för ett trafikupplägg.

- Korttidstrafikeringsavtal (KTRAV), tecknas mellan Banverkets regioner och trafikutövaren och gäller för respektive tidtabellsperiod.

- Banutnyttjandeplan (BUP), gäller för åttaveckorsperioder, där de fyra första veckorna fastlåses, medan de fyra sista preliminärplaneras. BUP utgör Banverkets leveransplan och förnyas varje vecka.

Kvalitetsmål och åtaganden avtalas i KTRAV med hänvisning till de allmänna villkor som utgör en del av TRAV.

Korttidstrafikeringsavtalet skall innehålla samtliga banarbeten som påverkar tågtrafiken. Alla arbeten som kräver till exempel tillfälliga hastighetsnedsättningar, enkelspårsdrifter, spänningslös kontaktledning skall redovisas. Även speciellt reserverad tid avsatt för underhåll av banan skall redovisas i KTRAV.

Banutnyttjandeplanen skall innehålla alla kända banarbeten som kan påverka tågtrafiken (enligt korttidstrafikeringsavtalet) samt de arbeten som utförs utan att trafiken påverkas. Arbeten som utförs utan att trafiken påverkas är både sådana som utförs på spåret under så kallade vita tider och arbeten vid sidan av spåret. Vita tider är tiden mellan två tåg i fastställd tidtabell på samma spår som är möjlig för banarbete enligt Säo (Banverkets säkerhetsordning).

Geometriska avgränsningar vid arbete på och vid sidan av spåret finns angivna i säkerhetshandboken ”Råd och skyddsanvisningar”. Arbete med borrbandvagnar och liknande maskiner med höga stålmaster kan kräva att kontaktledningarna hålls spänningslösa, vilket kan medföra en omfattande inverkan på bansträckor som saknar frånskiljare. Nedan följer en beskrivning av de olika fall som kan förekomma vid arbete på eller intill spår:

- Vita tider: tid mellan tidtabellsplanerade tåg som kan nyttjas för bland annat löpande underhåll. Kan variera mellan några minuter till flera timmar, beroende på trafikmängd. Vid behov kan kontaktledning göras spänningslös. Kan nyttjas för arbete på spåret, dock måste spåret vara återställt till nästa tåg.

- Avstängt spår: vid arbete på spåret kan följande olika alternativ förekomma:

- tågtrafik inställd,
- omledning av tågtrafik på annan bana,
- enkelspårsdrift kan tillämpas på dubbelspårssträcka,
- provisoriskt spår intill befintligt spår (kortare sträckor).

Spåravstängning kan göras alltifrån delar av en dag till flera veckors tid. Vid behov kan kontaktledning göras spänningslös. Om avstängningen gäller under lång tid i sträck kan banan grävas av. Om avstängningen gäller del av dag, kanske under flera dagars tid, måste spåret återställas efter varje avstängning.

- Pågående tågtrafik: vid arbete vid sidan av spåret kan följande olika alternativ förekomma:

- ingen restriktion; tågen kan passera i full hastighet,
- nedsatt hastighet, t ex till 10, 40 eller 70 km/h.

Kontaktledningen kan även göras spänningslös på kortare sträckor medan trafiken pågår. Ett sätt att arbeta under pågående trafik är att slå en spont intill spåret i samband med schakt eller utläggande av massor, varvid tågtrafiken ofta måste åka med reducerad hastighet.

I tabell 6.1 visas detta på ett mer schematiskt sätt.

Tabell 6.1 Möjligheter till tid på/intill spår.

Möjligheter till tid på/intill spåret		**Del av timme**	**Timme**	**Flera timmar**	**Enstaka dag**	**Flera dagar**	**Flera veckor**	**Planering**	**Anmärkning**
Vita tider	Normal trafik	■	■	■				1-2 mån	
Avstängt spår	Inställd trafik			■	■	■	■	6 mån	
	Omledning				■	■	■	6 mån	
	Enkelspårsdrift			■	■	■	■	6 mån	Dubbelspår
	Provisoriskt spår					■	■	6 mån	Kort sträcka
Pågående trafik	Full hastighet	■	■	■	■	■	■	1-2 mån	Ej strömlöst
	Nedsatt hastighet	■	■	■	■	■	■	6 mån	Ej strömlöst

7. Påverkan på spåret / Dimensioneringsprinciper

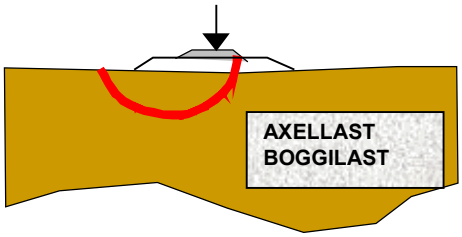
7.1 Övergripande dimensioneringsfilosofi

7.1.1 Funktioner

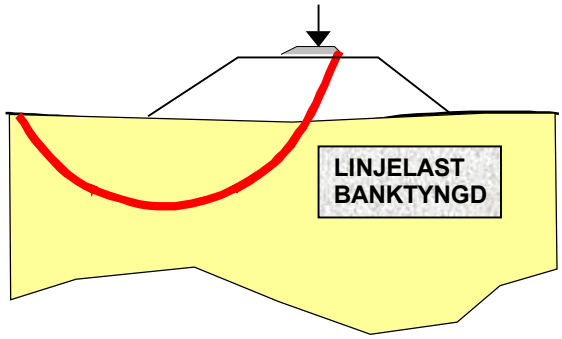
Ett antal övergripande funktionella krav skall uppfyllas som påverkar bankonstruktionens utformning. Nedan presenteras översiktligt ett antal funktioner som ska utredas vid konstruktion av ny bana eller förändring av befintlig bana:

BROTTGRÄNSTILLSTÅND - STABILITET / BÄRFÖRMÅGA

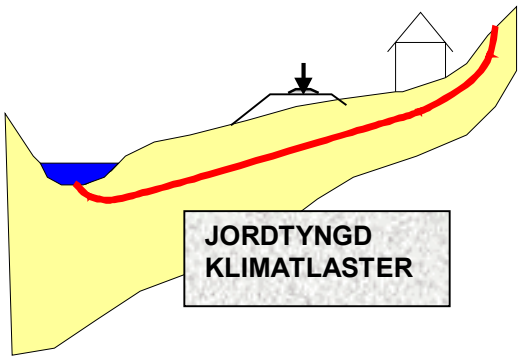
Bärighet



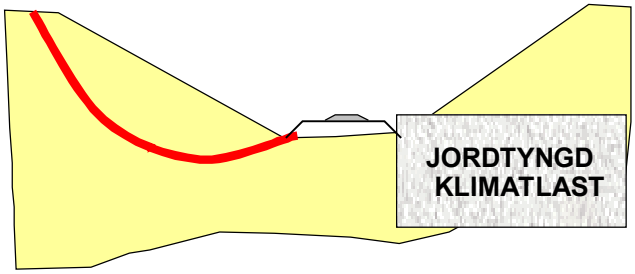
Lokalstabilitet



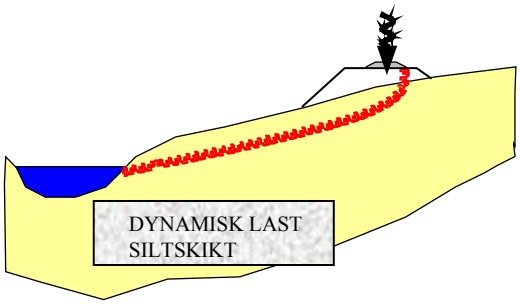
Totalstabilitet - erosion



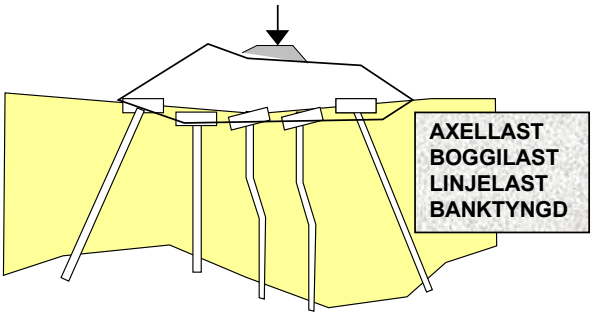
Skärningsstabilitet – erosion



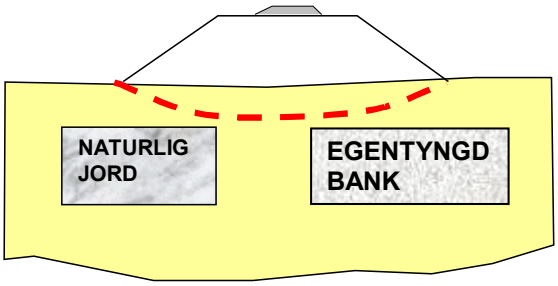
Dynamisk stabilitet

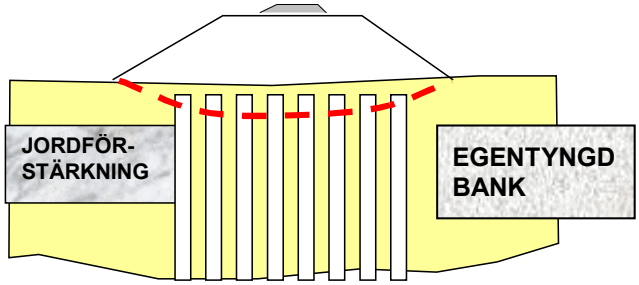


Geokonstruktioners bärförmåga

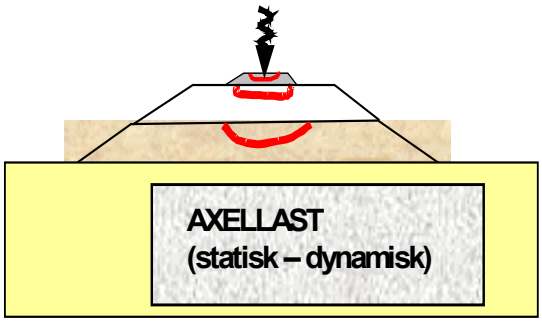


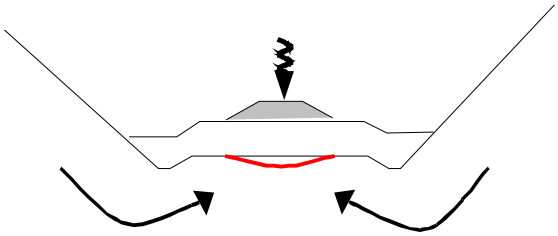
BRUKSGRÄNSTILLSTÅND - SÄTTNINGAR



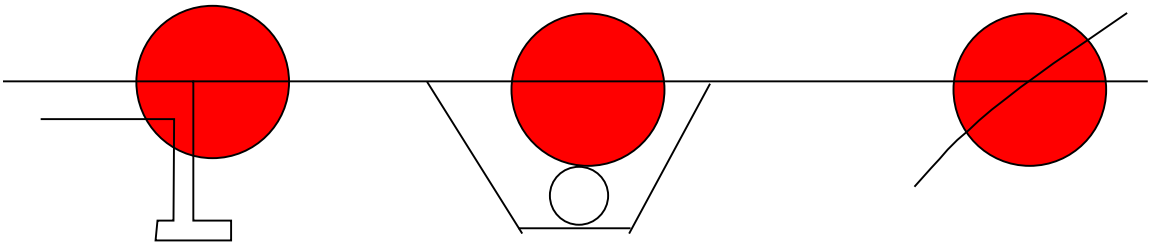


Undergrund (banklast)
Ballast – underballast – undergrund (tåglast)



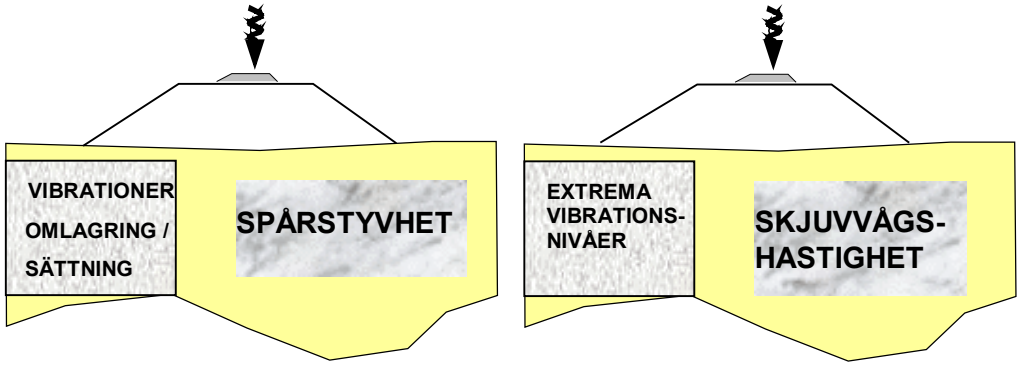


Sättnings- och styvhetsvariation (övergångskonstruktioner)

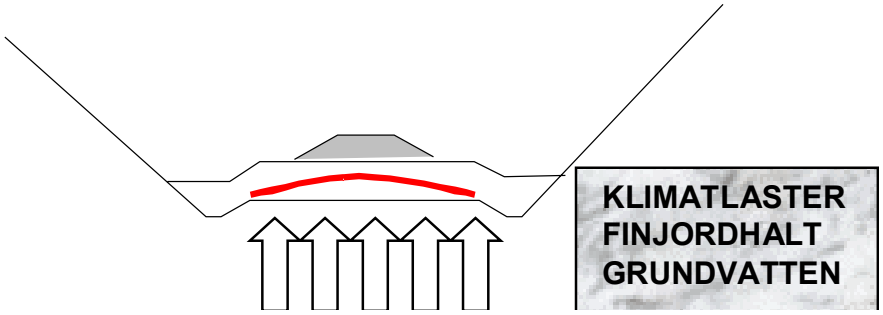


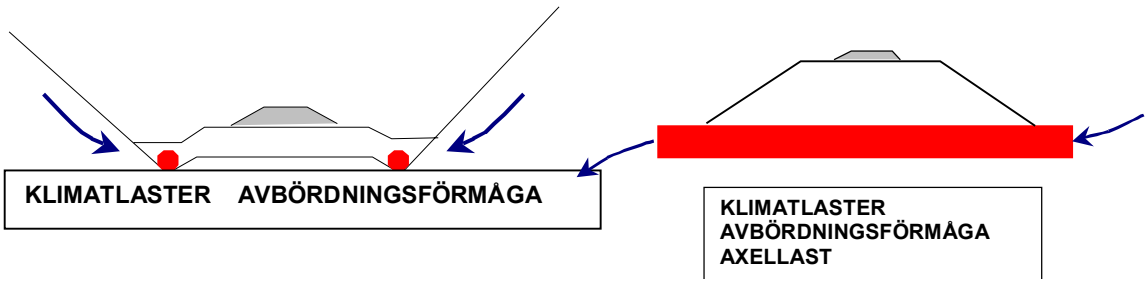
BRUKSGRÄNSTILLSTÅND - ELASTISKA SLIPERRÖRELSER VID TÅGPASSAGE

Tåghastighet < kritisk hastighet **Tåghastighet ≥ kritisk hastighet**



BRUKSGRÄNSTILLSTÅND - TJÄLLYFTNING





7.1.2 Dimensioneringsfilosofi

Vid uppgradering av befintliga banor med hänsyn till förändrad trafikering finns ett stort antal parametrar att ta hänsyn till för att ovanstående funktioner ska innehållas till rimliga kostnader. Nedan redovisas en möjlig framtida dimensioneringsfilosofi som kan tillämpas vid exempelvis uppgradering av befintliga banor.

PRINCIPER

Uppgradering ska baseras på att verifiering sker av att ovanstående funktioner till fastställda krav uppfylls med avseende på planerad trafikförändring. Verifiering skall baseras på relevanta parametrar fastställda genom fältmätning eller likvärdigt. Verifiering skall ske genom beräkning, provning eller genom normerade lösningar (beprövad erfarenhet). Om funktionella krav ej kan innehållas för planerad trafik skall övervakningssystem installeras.

I samband med införandet av nya tekniska lösningar brukar dessa normalt följas upp på något sätt. Detta för att verifiera att den nya lösningen med säkerhet uppfyller uppställda krav samt för att skapa underlag för erfarenhet om olika konstruktionstypers verkliga beteende. I detta fall är det naturligt att man etablerar någon typ av övervakningssystem.

En allmän beskrivning av statusbestämning av järnvägsbankar ges också i inledningen av kapitel 8. Förbättrings- och förstärkningsåtgärder beskrivs utförligare i kapitel 9.

METODIK

Steg 1 – Statusbestämning av befintlig bana

En allmän beskrivning av statusbestämning av järnvägsbankar ges också i inledningen av kapitel 8.

Inledande undersökning
1. Genomgång av befintliga geotekniska undersökningar.
2. Genomgång av trafikstatistik.
3. Genomgång av befintliga spårlägesmätningar.
4. Genomgång av statistik beträffande spårlägesjustering.
5. Genomgång av befintliga sättningsmätningar.
6. Genomgång av besiktningsprotokoll.
7. Kontinuerlig styvhetsmätning.
8. Geofysiska undersökningar.

Undersökning för stabilitet och sättningar
1. Ballastprovtagning.
2. Konventionella geotekniska undersökningar varvid sondering och provtagning i spårmitt prioriteras.
3. Bestämning av klimatlaster (grundvattennivåer, vattenlaster).
4. Punktspårstyvhetsmätningar vid övergångskonstruktioner eller vid stor variation i spårstyvhet.

Undersökning för elastisk slipersrörelse
1. Punktspårstyvhetsmätningar utförs med ledning av kontinuerlig styvhetsmätning.
2. Fältmätning vid tågpassage vid intressanta sektioner.
3. Fältmätningar av trafiklaster.
4. Bestämning av skjuvvågshastighet vid intressanta sektioner.

Undersökning med avseende på tjällyftning
1. Genomgång av statistik med avseende på hastighetsnedsättningar under tjälperioden.
2. Underballastprovtagning vid intressanta sektioner.

Undersökning med avseende på avvattning och dränering
1. Inventering av dräneringsfunktioner.
2. Besiktning och dokumentation av trummor.
3. Bestämning av klimatlaster.

Steg 2 – Dimensionering

1. Fastställande av lastförutsättningar för aktuell bana.
2. Dimensionering med avseende på stabilitet.
3. Dimensionering med avseende på statiska sättningar.

4. Dimensionering med avseende på dynamiska sättningar inklusive risk för sättningsdifferenser vid övergångskonstruktioner.
5. Dimensionering med avseende på elastiska rörelser vid tågpassage (styvhet - skjuvvågshastighet).
6. Dimensionering med avseende på tjällyftning.
7. Dimensionering med avseende på avvattning och dränering.

Steg 3 – Konstruktion av förbättringsåtgärder

Förbättrings- och förstärkningsåtgärder beskrivs utförligare i kapitel 9.

1. Val av lämplig metod med avseende på vilken eller vilka funktionella krav som skall uppfyllas.
2. Val av lämplig metod med avseende på trafikeringsförhållanden och ekonomiska förutsättningar.
3. Projektering.

Steg 4 – Vid behov konstruktion av övervakningssystem

Övervakningssystem för järnvägsbankar beskrivs utförligare i Möller (2000).

7.2 Brottgränstillstånd – stabilitet och bärförmåga

En av järnvägens viktigaste funktioner som allmänt transportmedel är att säkerheten är hög med hänsyn till risken för personskador och dödsfall. Målsättningen vid utbyggnad av bannätet är att ökad hastighet, ökad axellast och ökad trafikkapacitet skall erhållas med bibehållen säkerhet.

Dimensionering av järnvägsbankar och geotekniska konstruktioner utförs i brottgränstillstånd enligt Banverkets föreskrift BVF 585.10 "Stabilitetsanalyser", Banverket (1995b) och Skredkommissionens rapport 3:95 "Anvisningar för släntstabilitetsutredningar", Skredkommissionen (1995). Dimensioneringen gäller såväl nyproduktion som åtgärder i befintligt spår. Vid dimensionering för högre axellast (STAX = 25 ton) gäller samma principer som i BVF 585.10, men med laster enligt Banverkets meddelande BVM 598.020 "Trafiklastförutsättningar för stabilitetsanalyser och geokonstruktioner", Banverket (1998a). För bankar på torv gäller BVM 598.031 "Undersökning och dimensionering av bankar på torv vid STAX 25 ton", Banverket (2000d). Bankens inre stabilitet betraktas som acceptabel om bankens utförs med normalsektion enligt gällande regler.

Som regel utförs en tvådimensionell stabilitetsberäkning. Undantag sker vid dimensionering av lokalt svagare partier där tredimensionell stabilitetsberäkning utförs. Lastfallet omfattar en utbredd last med oändlig utbredning i längdled där den dimensionerande lasten beror på vilken trafiklast banan ska dimensioneras för. Den dimensionerande lasten omfattar även dynamiska effekter, som dock beskrivs på ett schablonartat sätt.

Vid stabilitetsberäkningar beaktas tågens linjelast, som betraktas som oändligt utbredd, samt laster från tunga transporter med kortare utbredning. Vid speciella förhållanden, exempelvis vid siltskiktade högsensitiva leror, kan beräkningar utföras med dynamiska analyser, se Banverket (1996a) och Banverket (2000c).

För befintliga bankar kan följande förhållanden påverka bankens stabilitet:
- ökad linjelast ger minskad säkerhet
- befintlig bank har redan i ursprungsläget för låg säkerhet.

En ursprungligen lös jord under befintliga bankar kan genom belastning under dess driftsperiod ha erhållit en hållfasthetsökning. Den kan då vara avsevärt fastare än jorden utanför banken, se t.ex. Larsson (1986), Wolski et.al (1988), Wolski et.al (1989), Bergdahl et.al (1987), Gaberc (1994) eller Holm och Ottosson (1985).

Hållfasthetsbestämning av jorden under banken är nödvändig för att rätt stabilitetsbedömningar skall kunna genomföras.

Vid nybyggnad säkerställs underbyggnadens bärighet för belastning från axellast eller boggilast genom att ett underballastlager med hög bärighet placeras mellan ballastlagret och terrassytan. Underballasten har en tjocklek på minst 0,8 m.

I befintliga bankar kan jorden under ballastlagret innan åtgärd bestå av i princip vilken jord som helst. Normalt är det den jord som vid den ursprungliga byggnationen fanns att tillgå i närmaste skärning. Ofta ligger ett grusballastlager mellan makadamballasten och bankfyllning eller undergrund. Vid tunna bankar på rustbädd på torvjord kan belastning från axellast eller boggilast leda till bärighetsbrott. Detta kan kontrolleras genom en tredimensionell stabilitetsberäkning. Bärighetsberäkning utförs normalt ej idag men det kan bli aktuellt att kräva detta vid trafikering med högre axellaster.

7.3 Bruksgränstillstånd - sättningar

Kraven på spårläge för banor som trafikeras med höghastighetstrafik är hårda, dels av säkerhetsskäl men också med hänsyn till passagerarkomfort. För att minimera totalkostnaden för byggande och under-

håll av järnvägsnätet ställs vid nybyggnation krav på tillåtna sättningar. Dessa krav beskrivs i Banverkets föreskrift BVF 585.14 ”Tillåtna sättningar i banunderbyggnad och undergrund”, Banverket (1996a). Krav ställs på beräkning av totalsättningar i enskild sektion, skevsättning mellan räler samt differenssättning mellan angränsande sektioner.

De sättningar som kan uppkomma i järnvägsbankar är:
- sättning i ballastlagret på grund av tågbelastning
- sättningar i underballast och bankfyllning på grund av tågbelastning
- sättningar i undergrund på grund av tågbelastning
- sättningar i undergrund på grund av egenvikt från bankfyllning
- sättningar i undergrund på grund av ändrade grundvattenförhållanden

Sättningar i ballastlagret på grund av tågbelastning är en ständigt pågående process som påverkas av belastning och sannolikt också av undergrundens styvhet. Det finns flera empiriskt framtagna metoder för beräkning av ballastsättningar. Sättningarna är störst då spåret tas i drift och efter spårlägesjusteringar då ballastkornen omlagras.

Sättningar i underballast och bankfyllning är beroende av vilken packning som materialet erhållit vid byggprocessen.

Storleken på de sättningar som utbildas på grund av tågbelastning beror på ett flertal faktorer:
- Axellast
- Axelavstånd
- Tåghastighet
- Dynamiska laster, vilka ökar med ökande hastighet. Dessa beror på ojämnheter på räl och hjul samt spårlägesfel
- Masskrafter i bank och undergrund
- Ackumulerat bruttotonnage
- Spårkonstruktionen, det vill säga hur lasten sprids till sliprarna. Lastspridningen påverkas i huvudsak av slipertyp, sliperavstånd, mellanlägg och styvhetsvariationer i underbyggnaden
- Ballastens geometri och egenskaper
- Underballastens geometri och egenskaper
- Bankfyllningens och undergrundens geometri och egenskaper
- Banvallens dränering

För befintliga bankar är samtliga nedanstående sättningsorsaker aktuella:
- Ackumulerade sättningar i ballastlagret på grund av ökad axellast och ökat bruttotonnage
- Sättningar i underballast, bankfyllning och undergrund på grund av ökad axellast och ökat bruttotonnage

- Pågående sättningar i mycket lös undergrund (exempelvis torvmossar) på grund av spårlyft vid spårlägesjustering och tillhörande lastökning
- Pågående sättningar i undergrunden på grund av felaktig projektering (feldimensionerade grundförstärkningar, avsaknad av grundförstärkningar) och/eller felaktigt utförda grund-förstärkningar under byggnation.

Vid uppgradering av befintlig bana utförs idag normalt ingen dimensionering för bank/underballast. Istället görs en geoteknisk bedömning efter undersökning/provtagning.

7.4 Bruksgränstillstånd – elastiska rörelser vid tågpassage

Vid järnvägstrafik på lös undergrund uppkommer vibrationer som kan ge störningar för människor i närliggande bebyggelse. Vibrationsnivån påverkas av ett flertal faktorer:
- Axellast
- Axelavstånd
- Tågets hastighet
- Tågets längd och lastfördelning
- Tågets dynamiska egenskaper inkluderat hjuldefekter
- Spårets kvalitet
- Bankroppen uppbyggnad och geometri
- Undergrundens egenskaper (skjuvmodul, dämpning, densitet, geometri etc.)

De nivåer som gäller för befintlig trafik och vid nybyggnad av banor beskrivs i rapporten ”Buller och vibrationer från spårbunden linjetrafik”, BVPO 724.001, Banverket (1997b).

Vibrationsnivåer (RMS 1-80 Hz) vid övervägande av åtgärd:
- Nybyggnad och väsentlig ombyggnad av bana: 0,4 mm/s eller 14 mm/s^2
- Befintlig bana: 1,0 mm/s eller 36 mm/s^2.

Högsta acceptabla vibrationsnivåer:
- Nybyggnad och väsentlig ombyggnad av bana: 1,0 mm/s
- Befintlig bana: 2,5 mm/s.

I huvudsak betraktas godstrafiken som det trafikslag som ger högst vibrationer. Detta gäller främst enhetslastade tåg. Vid ökning av axellasten, hastigheten samt förändring av tågens utformning kan vibrationsnivåerna öka.

Vid låga bankar på jord med låg skjuvhållfasthet och låg skjuvvågshastighet kan persontrafik med höghastighetståg ge upphov till superseismiska fenomen. Superseismiska fenomen innebär att tåghastighe-

ten är högre än den kritiska hastigheten. Detta leder till vågfenomen som gör att spårets elastiska rörelse vid tågpassage ökar dramatiskt.

Då deflektionerna vid hjulpassage är för stora kan spårkonstruktionen påverkas genom att exempelvis mellanlägget bryts ned. Vibrationsnivåerna blir också så höga att eventuell närliggande bebyggelse påverkas.

Den elastiska sliperrörelsen vid tågpassage är direkt relaterad till hela spårkonstruktionens styvhet. Spårstyvheten är direkt relaterad till sättningar i ballast, underballast och bankfyllning. Vid låga bankar på lös undergrund kan även betydande bidrag till rörelsen fås från undergrunden.

7.5 Tjäle

Tjäle kan orsaka tjällyftningar på vintern och nedsatt bärighet under tjällossningsperioden vilket leder till hastighets- och lastrestriktioner som påverkar trafikflödet. Tjälproblematiken beaktas vid nybyggnad genom att underballasten ges en tjocklek motsvarande tjäldjupet. För äldre befintliga banor som byggdes utan hänsyn till risken för tjällyftning utförs frostisolering med cellplast med ledning av tjälobservationer av spåret under kalla vintrar.

7.6 Avvattning och dränering

Bristfälligt dimensionerade eller bristfälligt underhållna dräneringsanläggningar och avvattningsanordningar orsakar varje år skador som exempelvis skred, bortspolade trummor etc. men även bruksgränsfenomen som dåligt spårläge då underbyggnad (ballast och underballast), eventuell fyllning eller undergrund vattenfylls.

7.7 Ballast

Ballastens hålrum fylls med tiden med finmaterial på grund av:
- Nötning av ballastkornen
- Finmaterial från underliggande lager
- Förorening från tåg
- Inblåst jord

En felaktig ballastsektion ökar risken för dessa problem.

Detta innebär att ballastens funktion försämras med avseende på bärighet och dräneringsförmåga. Förorenad ballast i befintligt spår åtgärdas genom ballastrening. Ballastrening kan kombineras med flankrening.

Ballast har ett olinjärt last-deformationssamband. Detta innebär att lastspridningen mellan sliprar minskar vid ökad tåglast. Då underbyggnaden är styv och de elastiska rörelserna är för små kan kontaktkrafterna mellan sliper och ballast bli för stora. Nedkrossning kan då ske av såväl slipern som av ballastkornen.

7.8 Utveckling av dimensioneringsprinciper

7.8.1 Förslag till dimensionering i USA

De två vanligaste skadeorsakerna i undergrunden orsakade av höga axellaster på låga bankar är enligt Li och Selig (1998a) progressiva skjuvbrott och stora plastiska deformationer. För att undvika den typen av skador presenterades en ny metod för dimensionering av bankar (över- och underballast). De i metoden ingående parametrarna är dynamisk hjulbelastning, trafiklast, bankmaterialets och undergrundens elasticitetsmoduler samt undergrundens jordart och hållfasthet.

Karakterisering av förväntade trafikförhållanden spelar en viktig roll vid dimensioneringen. Det fastslås att undergrundens uppträdande inte bara influeras av den maximala lasten utan också av den ackumulerade lasten av samtliga axellaster under banans livslängd. Därför har en metod tagits fram för att konvertera alla typer av axellaster till två dimensionerande variabler. En dimensionerande dynamisk hjullast och det totala ekvivalenta antalet lastcykler under banans livslängd.

Författarna hävdar att metoden kan användas vid såväl nybyggnation som vid upprustning av befintliga banor med deformationsproblem i undergrunden.

Huruvida Li och Selig:s resonemang är direkt tillämpbara för svenska jordförhållanden är för närvarande oklart.

En sammanfattning av Li och Seligs dimensioneringsprinciper med tillhörande exempel redovisas i Bilaga 1.

Vid beräkning av den ackumulerade lasten på banan bör hänsyn tas till de eventuella förbättringsåtgärder som vidtagits under banans livslängd.

7.8.2 Utvecklingen i Sverige

Sättning i ballast, underballast och bank på grund av tåglast
Modeller för bedömning av sättningen (kompressionen) i ballast har tagits fram av ett flertal forskare:
- Japan (Sato 1995)

- ORE (Hecke 1998)
- Tyskland (Mauer 1995)
- Storbritannien (Shenton 1985)
- Frankrike (Guérin)
- Sydafrika (Kearsley - van As 1995, Fröhling 1997)
- Australien (Zhang)

Under 1993-1996 pågick ett projekt, EUROBALT (**Eu**ropean **R**esearch for an **O**ptimised **Bal**lasted **T**rack), inom vars ram flera nedbrytningsmodeller utvecklades. Nedbrytningsmodellerna består som regel av flera olika delar, varav en del beskriver sättningen i ballastlagret.

De olika modeller är :
- SIRAGE, utvecklades av Technical University of Berlin. Modellen består av en spårmodell, en fordonsmodell och en beräkningsmodell för sättning hos ballast .
- RB3D (Rail-Ballast-3-Dimensions) utvecklades av SNCF. RB3D-modellen består av olika delar, en dynamisk modell för fordon, en statisk modell för lasten på spårbädden samt en sättningsmodell för ballasten.
- LONG 7, som förbättrades av BRR.

Inom EU-projektet EUROBALT II har sättningsmodeller för ballasten verifierats och översiktliga samband mellan spårstyvhet och sättning / spårlägesfel presenterats.

Universitetet i Kassel, Tyskland, har en beräkningsmodell för kohesionsjordars beteende under cyklisk belastning. Inom ramen för EUROBALT II-projektet utvecklades modellen till att gälla fler typer av jordar och även granulära material. Ett av målen var att kunna beskriva beteendet hos de olika lagren i bankroppen, inklusive undergrunden.

Långtidssättning i lera
Bedömning av storlek och tidsförlopp för sättning hos väg- och järnvägsbankar på lös jord har under lång tid varit ett högt prioriterat forskningsområde i Sverige. Det finns ett antal väl dokumenterade uppföljningar under lång tid som utgjort underlag till utveckling av beräkningsmodeller. Uppföljningarna har visat att man måste utveckla de tidigare modellerna vad gäller speciellt krypning för att ha möjlighet att få samstämmighet mellan mätning och beräkning. Ett exempel på en modell som inkluderar krypning är den som presenteras i Larsson et.al (1994). Delar av denna modell används i ett program EMBANKCO, Bengtsson och Larsson (1997), som idag är i allmänt bruk i Sverige.

Antalet praktikfall med uppföljning under lång tid (40-60 år) är trots allt relativt få och det empiriska underlaget behöver förbättras för att verifiera befintliga modeller och kunna utveckla nya förbättrade mo-

deller som tar hänsyn också till andra faktorer som t.ex. kopplade horisontalrörelser.

Under senare år har nya projekt startats, som syftar till att ge underlag till en förbättrad kunskap om olika modellers möjlighet att simulera verkligheten. Bland dessa projekt kan nämnas Banverkets projekt i samverkan med SINTEF och CTH, Liedberg (1999), samt pågående projekt på CTH. Bland dessa kan nämnas Peter Claessons doktorandprojekt som innefattar en förbättrad modell för beskrivning av långtidsdeformationer (bl.a. krypning) i en jordlagerföljd med lera till stora djup.

Med de goda möjligheterna som nya avancerade beräkningsmetoder med numeriska modeller ger, kommer en utveckling av dessa typer av modeller att i framtiden få större och större tillämpning i både forskningsprojekten och i aktuella projekt. De nya beräkningsmetoderna ger inte bara möjlighet till en förbättrad prognos av sättningsutvecklingen utan också motsvarande förbättrade prognos av den tillhörande hållfasthetsutvecklingen med tiden.

Bank på torv

Analys av stabilitetsproblem för banvallar och andra bankar på torv är ett komplext problem. Grundläggande kunskap om brottmekanismen i torv saknas och därmed blir modelleringen av problemen svår oavsett om vi använder avancerade numeriska modeller eller enklare beräkningsmodeller. Kunskap saknas således avseende brottmekanismen i torvjordar men även vad gäller de parametrar som används för att modellera problem i avancerade numeriska modeller.

Fibrernas möjlighet att hålla ihop torven påverkar också i högsta grad brottmekanismen i torv. Fibrerna i torven tycks förhindra eller kraftigt reducera skjuvdeformationerna. Den vertikala kompressionen är mycket större i torven närmast under en bankfyllning än vad den är vid torvens underkant. Den stora kompressionen i ytliga torvlager tvingar fibrerna samman och resulterar i en hög fiberstyrka. En ny dimensioneringsprincip för bankar på torv bör beakta dessa fenomen och det finns anledning att studera just brottmekanismen i torv i kommande forskningsprojekt. Modellförsök i laboratoriet kan vara en väg att göra detta. Resultaten av dessa försök måste dock senare verifieras med uppföljningar i full skala.

Problematiken med att bedöma olika torvtypers hållfasthet har studerats i bl a följande forskningsprojekt finansierade av Banverket:
- ”Skjuvförsök på torvprover”, Carlsten (1996a)
- ”Torv under järnvägsbankar – Hållfasthetsegenskaper och undersökningsmetodik”, Carlsten (1996b)
- ”Befintliga bankar och konstruktioner vid ökad tåglast och högre tåghastighet, Etapp 1, Del 2 Torv under järnvägsbankar” , Carlsten och Lindahl (2000)

I ovanstående rapporter ges också rekommendationer för fält- och laboratorieundersökningar på torvmark. SGI har utöver detta redovisat erfarenheter från mer än 20 års geotekniska undersökningar av torv i rapporten ”Torvs geotekniska egenskaper, Sammanställning av erfarenheter från laboratorieförsök på torv”, Carlsten och Lindahl (1999).

Resultaten av genomförda försök i de olika Banverksprojekten har visat att det är möjligt att bestämma hållfasthetsegenskaper med direkta odränerade skjuvförsök på prover tagna genom befintliga banvallar. Försöken visar också på klara samband mellan torvens portal och dess hållfasthet.

Det borde vara möjligt att simulera hållfasthetstillväxten under en järnvägsbank genom att efter sättningsberäkningar avgöra vilket portal torven har på olika djup. Det är möjligt att med relativt god noggrannhet beräkna de deformationer som kommer att uppstå när torven belastas. Sättningarnas fördelning med djupet beskrivs dock inte tillräckligt bra när våra konventionella beräkningsmodeller används. Den vertikala kompressionen är som tidigare sagts oftast mycket större närmast under lasten än vid torvens underkant. Sättningen i ytliga lager närmast fyllningen blir sannolikt större än den som beräknas på konventionellt sätt medan det motsatta förhållandet gäller för torv på större djup, dvs att verklig sättning blir mindre än den som beräknats. I kommande forskningsprojekt bör torvs beteende under last studeras på ungefär det sätt som professor Landva i Canada gjorde i sina modellförsök, Landva (1980a) och Landva (1980b). Troligen beror sättningen i torven inte enbart av effektivspänningen utan också till stor del av fibrernas möjlighet att hålla ihop torven.

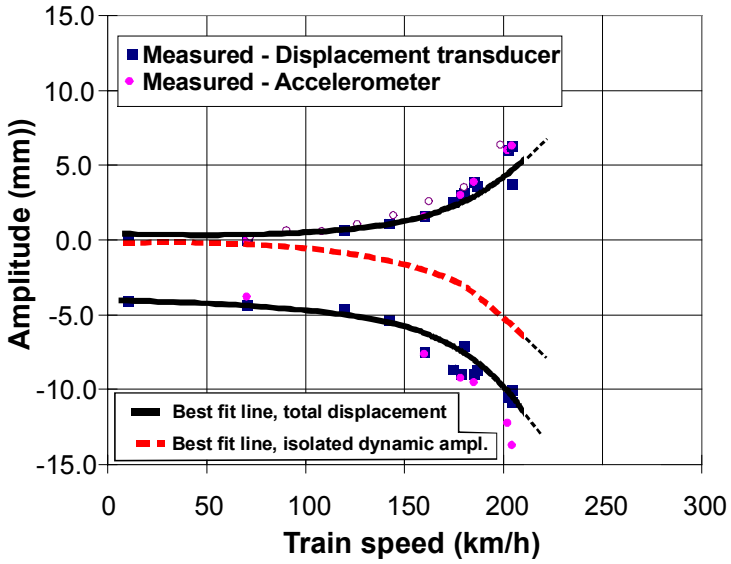
Skjuvhållfastheten i torven ökar vid en ökning av effektiv vertikalspänning, dvs med graden av konsolidering. Skjuvhållfastheten ökar också p.g.a. av krypning i torven, vilket gör att torven hamnar i en tätare lagring och fibrernas möjlighet att hålla ihop torven ökar. Portalet ger ett mått på hur tätt fibrerna är lagrade och portalet minskar med konsolideringen samtidigt som hållfastheten ökar.

När man skall utreda hur en ökad tåglast påverkar säkerheten för uppbyggd järnvägsbank på torvmark krävs att prover tas upp på torven under järnvägsbanken. Laboratorieundersökningar visar att den odränerade skjuvhållfastheten hos torv som legat 100 år under en järnvägsbank är relativt hög. Att ta upp prover bredvid banken och därefter konsolidera dem till in-situspänningen under banken ger inte lika höga värden på odränerad skjuvhållfasthet som för proverna tagna under banken. Troligen orienteras fibrerna i torven om under årens lopp och beroende av den last som ligger på torven.

Tåglastens inverkan vid stabilitetsanalys
Forskningsprojektet ”Tåglastens inverkan vid stabilitetsanalyser”, Banverket (1996a) och Banverket (2000c) redovisar förslag till hur man kan utveckla analysmetoderna med hänsyn till statisk och cyklisk last enligt den så kallade NGI-modellen. Metodiken har dock endast översiktligt används för demonstration i ett praktikfall.

Kritisk hastighet för systemet tåg/räl/slipers/underbyggnad/undergrund
Forskningsprojekt inom Banverket har genomförts och genomförs (NORDVIB) för att utveckla modeller för bedömning av storlek på vibrationer orsakade av tågpassage. Både analytiska och numeriska modeller finns redovisade, se t.ex Banverket (1999).

Med kritisk hastighet menas den tåghastighet som ger maximal vertikal förskjutning av spårkonstruktionen. Vid en lägre och högre tåghastighet är den vertikala förskjutningen mindre, se Figur 7.1. Förstoring av förskjutningen vid kritisk hastighet i förhållande till förskjutningen vid låg hastighet kan vara betydande. Vid fallet Ledsgård, Banverket (1999), ca 5 mm vid låg hastighet och ca 15 mm vid hastigheten 200 km/h.



Figur 7.1 Maximal vertikalrörelse (upp- och nedgående) vid enskild tågpassage mot tåghastighet, Ledsgård, Banverket (1999).

För varje tågsätt finns en kritisk hastighet som för varje plats är beroende av dels tågsättets egenskaper (last och geometri) och dels järnvägsbankens (räl/slipers/ballast/underballast/eventuell fyllning) och undergrundens egenskaper. För att undvika problem med stora vibrationsnivåer bör man eftersträva att den kritiska hastigheten för systemet är klart större (kanske en faktor större än 1,7-2,0) än maximal hastighet för tågsättet. Idag finns med stöd av Ledsgårds-projektet,

Banverket (1999) möjlighet att genomföra beräkningar av den kritiska hastigheten (både förenklade metoder och mer avancerade metoder). Befintligt underlag för att genomföra dessa beräkningar är i de flesta aktuella fall dock inte tillräckligt utan man får lita på empiriska bedömningar av egenskaper hos järnvägsbanken och undergrunden.

I Banverkets TM 97-059, Banverket (1998c) redovisas hur Banverket anser man skall hantera denna fråga. En revidering pågår och skrivningen kommer snart att ersättas med BVH 585.13 ”Jorddynamiska analyser”, Banverket (2001).

8. Parametrar

8.1 Allmänt

För att kunna analysera effekterna av och dimensionera för nya lastsituationer krävs kunskap om den befintliga bankens och den omgivande markens geometri samt jordlagerföljd inklusive respektive lagers egenskaper. Vidare behövs kunskap om bankens nuvarande status, det vill säga om bankmaterial och om pågående rörelser i bank och undergrund.

Tabell 8.1 Parametrar för identifiering och analys av skador.

Sättningar	Stabilitet/ Bärighet	Tjäle	Vibrationer
Geometri	Geometri	Geometri	Geometri
Jordlagerföljd*	Jordlagerföljd*	Jordlagerföljd*	Jordlagerföljd*
Deformations-egenskaper			Deformations-egenskaper
	Hållfasthet		
Portryck/vatten-ståndsvariationer	Portryck/vatten-ståndsvariationer	Portryck/vatten-ståndsvariationer	Portryck/vatten-ståndsvariationer
		Tjälrörelser	
		Temperatur	
			Spårstyvhet
Spårläge	Spårläge	Spårläge	Spårläge

* Jordlagerföljd inkluderar parametrar som erhålls vid rutinundersökning (tunghet, vattenkvot, flytgräns etc.).

I tabell 8.1 redovisas de parametrar som behövs för att kunna ta hänsyn till den påverkan på spåret en förändring av last- och/eller hastighetsförutsättningarna kan medföra.

8.2 Nuläge

8.2.1 Markytans geometri

Kunskap om banken och den omgivande markens geometri är nödvändig för att kunna behandla samtliga problemområden som beskrivs i kapitel 7. Banken och den omgivande markens geometri mäts vanligen in sektionsvis tvärs spåret eller i profillinjer längs spåret. Alternativt mäts ett områdes alla brytpunkter in varefter en terrängmodell skapas ur vilken valfria sektioner och profiler kan genereras.

8.2.2 Jordlagerföljd

Kunskap om undergrundens jordlagerföljd är nödvändig för att kunna behandla samtliga problemområden som beskrivs i kapitel 6. För att kunna skapa en beräkningsmodell krävs att man fastställt förekommande jordarter och deras utbredning i plan och profil.

8.2.3 Deformationsegenskaper

Vid beräkning av sättningar i kohesionsjord eller torv krävs kunskap om rådande spänningssituation i jorden σ'_{vo}, jordens förkonsolideringstryck σ'_c, och gränstrycket σ'_L. Sättningar i jord orsakade av last på markytan eller grundvattensänkning beräknas som regel med hjälp av kompressionsmodulen M. Modulerna M_0 och M_L används vid spänningar under förkonsolideringstrycket respektive strax över förkonsolideringstrycket. Modultalet M' används för spänningar över gränstrycket σ'_L.

Dessutom krävs att jordens initiella permeabilitet, k_i, in-situ och den koefficient som visar hur permeabiliteten förändras med kompressionen, β_k, bestäms.

Vid beräkning av sättningar till följd av ökade laster bör hänsyn tas till att jorden konsoliderat under den befintliga banken, varigenom jordens deformationsegenskaper (förkonsolideringstryck) och permeabilitet förändrats.

För lös finkornig jord uppskattas också krypparametrarna $\alpha_{s(max)}$ och $\beta_{(\alpha)}$.

I friktionsjord bestäms vanligen elasticitetsmodulen, E, eller kompressionsmodulen, M.

Deformationsegenskaperna används även i vibrationssammanhang. I detta sammanhang blir det utbredningshastigheten hos olika typer av vågor och jordens inre dämpning som bestäms eller bedöms genom mätning eller ur empiri. Det är vanligtvis kompressionsvågens och skjuvvågens hastighet som är av intresse. Med stöd av dessa utbredningshastigheter beräknas deformationsmodulerna (tryckmodul och skjuvmodul). I en praktisk tillämpning kan det sedan vara tekniskt viktigt att även ha kunskap om deformationens (normalt skjuvdeformationens) inverkan på deformationsmodulen.

8.2.4 Hållfasthet

För att kunna beräkna säkerheten för stabilitets- och bärighetsbrott krävs kunskap om jordens hållfasthet.

I kohesionsjord bestäms dränerad och odränerad skjuvhållfasthet.

I friktionsjord bestäms friktionsvinkel.

I torv bestäms odränerad skjuvhållfasthet.

När jord utsätts för belastning (spänningsökning) sker i normala fall en hållfasthetstillväxt. Denna är kopplad till en konsolidering av jorden. Tidsförloppet är beroende av jordens permeabilitet och jordlagrens mäktighet. Utan åtgärder brukar man traditionellt anta att konsolideringen för lera för en given belastning är att större delen inträffat inom 50 á 60 år.

Med hänsyn till att flertalet järnvägsbankar i Sverige idag har uppnått en ålder överstigande 50 år finns det därför anledning att anta att det i många fall har skett en hållfasthetstillväxt under dessa bankar.

Ökning av undergrundens bärförmåga under bankar har bland annat studerats av Larsson (1986), Wolski et.al (1988), Wolski et.al (1989), Bergdahl et.al (1987), Gaberc (1994) och Holm och Ottosson (1985). En sammanfattning av dessa studier presenteras i Bilaga 2.

Dessa undersökningar visar entydigt att en hållfasthetstillväxt sker med tiden under en befintlig bank. Hållfasthetsökningen är kopplad till konsolideringssättningarna i jorden.

I Banverkets regelverk ges vissa rekommendationer baserade på empiri för hur hållfasthetstillväxt som funktion av konsolidering kan uppskattas på ett schablonmässigt sätt, se vidare BVF 585.10 "Stabilitetsanalyser", Banverket (1995b) och BVM 598.031 ”Undersökning och dimensionering av bankar på torv vid STAX 25 ton”, Banverket (2000d).

Hållfasthetsökningen är ofta av storleken 20 % av ökningen i förkonsolideringstryck. Om inte denna relation och den inträffade förhöjningen av förkonsolideringstrycket kan verifieras på annat sätt erfordras hållfasthetsbestämning under banken in-situ.

När man skall utreda hur en ökad tåglast påverkar säkerheten för uppbyggd järnvägsbank på torvmark krävs att prover tas upp på torven under järnvägsbanken. Laboratorieundersökningar visar att den odränerade skjuvhållfastheten hos torv som legat 100 år under en järnvägsbank är relativt hög. Att ta upp prover bredvid banken och därefter konsolidera dem till in-situspänningen ger inte lika höga värden på odränerad skjuvhållfasthet. Troligen orienteras fibrerna i torven om under årens lopp och beroende av den last som ligger på torven.

Vingförsök som utförts på torv under järnvägs- och vägbankar visar att hållfastheten ökar med belastning och tid, förutsatt att torven konsoliderat för lasten. Torvens hållfasthetsökning vid belastning blir normalt högst närmast bankens underkant, medan hållfasthetsökningen på större djup blir lägre. Eftersom brottet vid vingförsök i torv inte sker vid vingens periferi utan en bit utanför, måste skjuvhållfastheten bestämd med vinge i torv korrigeras kraftigt. Undersökningar av Landva m fl tyder på att korrektionsfaktorn, bör vara av storleksordningen 0,4-0,5, Landva (1980a) och Landva (1980b).

8.2.5 Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer

Fria vattenytors nivå, grundvattennivå(er) och portrycksprofil är viktiga parametrar inom alla de problemområden som redovisas i kapitel 6.

I nuläget klarläggs grundvattenförhållandena ofta enbart genom mätning av grundvattennivån i borrhål eller öppna rör nedförda till friktionsjord under förekommande lera. Under den på så vis uppmätta nivån antas ofta en hydrostatisk portrycksfördelning vilket är otillförlitligt i kohesionsjord och vid växlande jordlagerföljd.

Eftersom jordens beteende i hög grad påverkas av grundvattenförhållandena bör portrycksfördelningen i hela jordprofilen ägnas större uppmärksamhet.

8.2.6 Övriga parametrar

Information om en banks bruksgränstillstånd erhålls genom uppföljning av långtidsdeformationer. Detta sker med hjälp av mätning av sättningar, horisontalrörelser och tjälrörelser. Dessutom följs spårlägesfel upp genom kontinuerliga spårlägesmätningar.

Bankens status vad gäller stabilitet kontrolleras främst genom mätningar av horisontalrörelser.

Med stöd av mätningar kan empiriska beräkningsmodeller skapas. Vid högre krav på tillförlitlighet krävs dock ett relativt omfattande arbete för att klarlägga sambanden mellan beräkningsmodell, horisontal- och vertikalrörelser, portrycksvariationer etc.

8.3 Nya möjligheter

Teknikutvecklingen ger större och större möjligheter till förbättring av befintliga tekniker och även möjlighet till framtagning av nya tekniker. Man kan förvänta sig stora framsteg inom positionering (utvecklad GPS-teknik) och inom geofysiska mätmetoder.

8.3.1 Jordlagerföljd

Det förväntas bättre möjligheter att bedöma tjocklek hos bankmaterial och olika underliggande lager av friktionsjord med hjälp av metoder baserade på georadar.

Beskrivning av markytans topografi förväntas kunna genomföras med klart större precision och klart billigare än i dag.

Bedömning av grundvattenytans läge, olika jordlagers mäktighet och bergnivåer förväntas förbättras med hjälp av erfarenheter från tillämpning av olika typer av geofysiska metoder.

8.3.2 Styvhet hos bank/undergrund

Spårstyvhet och/eller sliperstyvhet (elasticitetsmodul) är parametrar som skulle kunna användas för att beskriva bankens status. Sliperstyvhet är själva bankens styvhet, inklusive sliprarna och allt därunder. Spårstyvhet är bankens styvhet inklusive räl och mellanlägg. Både spårstyvhet och sliperstyvhet kan bestämmas antingen vid statisk eller dynamisk belastning. Vid statisk belastning beräknas styvheten som förhållandet mellan maximal pålagd last och maximal deformation. Vid dynamisk belastning kan styvheten utvärderas som sekant- eller tangentstyvhet vid en viss vald frekvens och pålagd last.

8.3.3 Geotekniska egenskaper

Initiell skjuvmodul, G_o, är en egenskap som ger viktig information i vibrationssammanhang. Det pågår en stor mätutveckling inom området. Den initiella skjuvmodulen mäts idag lämpligen med seismisk CPT-sondering. Under banken utförs alternativt cross-hole mätningar

i hål på ömse sidor om banken, varvid trafiken kan fortlöpa oförhindrat.

Variation i fasthet och skjuvhållfasthet med djupet under banken bedöms kunna mätas med hjälp av seismisk tomografi med cross-hole mätningar tvärs under banken.

9. Metoder för statusbestämning

9.1 Strategi för statusbestämning

I en strategi för statusbestämning av befintliga bankar bör ingå metoder med successivt ökande detaljeringsgrad. Statusbestämningen inleds därför lämpligen med en inventering av befintligt utredningsmaterial varefter översiktliga kartstudier och senare detaljerade undersökningar i fält utförs.

Arbetet med en statusbestämning bör därför starta med en inventerings- och förplaneringsfas varvid de s k ”Handlingsarkiven” vid HK och på regionen genomgås. Vidare kan tidigare utförda geotekniska fältundersökningar studeras tillsammans med aktuella ”Generalprofiler”. Banverkets informationsdatabas, Ban-Information-System (BIS), kan också utnyttjas för att ge uppgifter om geotekniska förhållanden, avvattning, trummor, stödmurar mm.

Inventeringen kan sedan kompletteras med studier av relevant kartmaterial. Exempelvis kan man med hjälp av geologiska kartor snabbt få en relativt god överblick av jordartsförhållandena. Man måste dock vara medveten om de generaliseringar som gjorts vid framställningen av kartmaterialet. Geologiska kartor redovisar exempelvis jordarten på 0,5 m djup och kan därför utan ”geologisk insikt” ge en missvisande information. Sveriges Geologiska Undersökning (SGU) ger ut flera serier med kartor med varierande ålder och skalor varför informationsinnehållet kan variera.

Inom områden där jordartskartor helt saknas eller har för ”grov” skala kan s k geobildtolkning användas. Geobildtolkning, d v s betraktande av flygbilder i stereoskop, är en översiktlig metod att kartera jordarter. Med hjälp av främst markytans ytformer, men också geologiska sammanhang, markanvändning, vegetations- och fuktighetsförhållanden kan olika geologiska bildningar (berg, morän, sediment och organiska bildningar) särskiljas. En skicklig tolkare kan också i vissa fall se större variationer i jorddjup inom leromräden. Metodens tillförlitlighet varierar beroende på egenskaper hos flygbilderna, terräng och tolkare, se vidare Viberg (1991) angående metodens möjligheter och begränsningar. I ett tidigt skede av statusbestämning av järnvägsbankar torde metoden vara användbar vid identifiering av existerande och presumtiva problemområden vid ökad tåglast/tåghastighet. Värdet av att använda

geobildtolkning vid statusbestämning av befintliga järnvägsbankar behöver dock prövas och utvärderas vidare.

Vid bedömning av bergdjup, grundvattennivå och olika jordlagers mäktighet kan geofysiska metoder användas. Exempelvis har vid projekteringen av Botniabanan använts resistivitetsmätningar för att bestämma utbredningen av naturligt förekommande täta jordar, Morin (2000).

Med resultat från inventering och översiktliga karteringar kan sedan detaljerade fältundersökningar med borrbandvagn utföras med vanligen förekommande metoder såsom vikt-, slag-, CPT- och vingsonderingar tillsammans med störd och ostörd provtagning. I några fall kan man överväga att använda avancerade fältundersöknigar av typ dilatometer och pressometer.

Som ett komplement till de geotekniska undersökningarna kan också okulärbesiktning med motordressin eller motorvagn utföras.

Drift- och underhållsjournaler kan också ge intressant information. Speciellt kan Banverkets dokumentation i drifts- och underhållsjournaler beträffande "oroliga spårlägen" (uppgifter om bl a återkommande spårjusteringar och spårriktningar) vara av intresse. Typiska förhållanden för oroliga spårlägen är bl a sättningar i eller under banken, övergång mellan fast och lös undergrund samt mjuk och eftergivlig undergrund exempelvis torv.

Statusbestämning av befintlig bana behandlas även i Kapitel 7.1.2.

9.2 Nuläge

9.2.1 Markytans geometri

Inmätning av markens brytpunkter inom ett område eller i sektioner och profiler sker vanligen med totalstation. Koordinater i x-, y- och z-led bestäms med centimeternoggrannhet. Man kan välja att bestämma koordinaterna i ett nationellt, lokalt eller på platsen skapat koordinatsystem.

9.2.2 Jordlagerföljd

Jordlagerföljden tolkas i tidiga skeden med hjälp av befintliga geotekniska undersökningar, geologiska kartor, geobildtolkning samt översiktliga fältundersökningar i utvalda kritiska snitt.

I senare skeden förbättras kunskapen genom tätare sondering och provtagning med konventionella metoder. I och med att de detaljerade undersökningarna sker punktvis krävs att interpolering sker mellan

undersökningspunkterna för att man skall erhålla en tredimensionell modell av jordlagerföljden.

Det finns därför en osäkerhet i bestämningen av jordlagerföljden i och med att den bygger på interpolering mellan undersökningspunkter. Osäkerhetens storlek påverkas av bland annat undersökningarnas omfattning, geologins komplexitet samt kompetensen hos geolog/geotekniker som tolkar materialet.

En metod som kan användas för att bestämma ballastlagrets tjocklek okulärt är Banverkets markundersökningsmaskin MUM 9601.
MUM 9601 är ett spårgående fordon utrustat med ett borrör med diametern ca 0,2 m. En ”kärna” med material tas upp ur spåret, vilken kan studeras okulärt genom att en lucka på röret avlägsnas. Prover kan tas till ett djup av 1,5 m från markytan, från spårmitt ut till 0,60 m utanför sliperändarna.

9.2.3 Deformationsegenskaper

Kohesionsjord
Den vanligaste metoden för att bestämma deformationsegenskaperna är CRS-försök på ostörda prover, vilket ger kontinuerliga samband för deformations- och permeabilitetsegenskaperna. Deformationsmodulen M_0, krypparametrar och svällningsegenskaper kan i regel utvärderas ur empiriska samband med tillräcklig noggrannhet. Behövs noggrannare bestämningar av dessa egenskaper så kan de erhållas ur stegvisa ödometerförsök.
Rådande spänningsförhållanden erhålls ur rutinundersökningar på upptagna jordprover i kombination med mätning av portrycken i jorden.
Förkonsolideringstrycket kan också tolkas ur resultat från CPT-sondering, men detta kan endast användas som komplement till ödometerförsök. Dessutom finns en del empiriska samband som kan användas vid överslagsberäkningar, se Bilaga 2.

Friktionsjord
Elasticitetsmodul och kompressionsmodul kan utvärderas ur resultat från CPT-sondering. Resultaten gäller främst för normalkonsoliderad sand. Ur dilatometerförsök i grovsilt och sand erhålls en kompressionsmodul som kan användas på samma sätt som ödometermodulen från laboratorieförsök.

En mycket grov uppskattning av modulen kan göras på basis av resultat från andra sonderingsmetoder (sonderingsmotstånd) eller rena erfarenhetsvärden.

I Larsson (1992), Larsson (1993) och Bergdahl et.al (1991) redovisas metodik och empiri vad gäller friktionsjord.

Torv
I SGIs Rapport ”Torv geotekniska egenskaper”, Carlsten och Lindahl (1999), redovisas rekommendationer avseende kompressionsförsök på torv. Försöken utförs i ödometrar med diametern 50 mm och i kompressometrar med diametern 100 mm. Proverna med diametern 100 mm är upptagna med SGI torvprovtagare och har vid montering i kompressometern normalt höjden 35-45 mm. Försöken utförs och utvärderas enligt SS 027126 ”Ödometerförsök, CRS-försök” eller SS 027129 ”Ödometerförsök med stegvis upplastning”. Proverna vägs innan de monteras in i ödometern. Efter försöket bestäms provets torra vikt och därmed kan såväl provkroppens ursprungliga densitet som dess ursprungliga vattenkvot bestämmas. Konsolideringskoefficienten, c_v, för stegvisa ödometerförsök utvärderas enligt SS 027129 medan permeabiliteten, k, kan bestämmas ur samband mellan k och c_v, M, ρ_w, se vidare SGI Rapport ”Torv geotekniska egenskaper”, Carlsten och Lindahl (1999).

Den specifika vikten hos torv bestäms enligt svensk standard SS 027115, dock med den skillnaden att fotogen används i stället för vatten. Efter försöket torkas proverna och den torra vikten bestäms. På så sätt kan vattenkvoten och portalet före försöket bestämmas.

9.2.4 Hållfasthet

Kohesionsjord
Den odränerade skjuvhållfastheten bestäms punktvis i fält med vingförsök eller via utvärdering av dilatometerförsök eller CPT-sondering. I det senare fallet bör kalibrering ske mot utförda vingförsök eller direkta skjuvförsök.

På laboratorium bestäms den odränerade skjuvhållfastheten på ostörda prover med konförsök eller direkta skjuvförsök.

Den dränerade hållfastheten bestäms på ostörda prover med direkta skjuvförsök eller triaxialförsök. Dessutom finns empiriska samband som kan användas, Skredkommissionen (1995). Dessa bör dock verifieras mot verkliga bestämningar i fält eller på laboratorium.

Beaktande av anisotropi höjer alltid den beräknade säkerhetsfaktorn i slänter med kohesionsjord. Effekten blir större ju brantare slänten är och ju lägre flytgränserna är. Med hjälp av empiriska samband kan anisotropieffekterna uppskattas, Skredkommissionen (1995). Blir effekterna så stora att de i stor utsträckning påverkar släntens stabilitet eller om eventuella förstärkningsåtgärder dimensioneras med hänsyn dessa, skall de empiriskt bedömda anisotropieffekterna verifieras genom triaxialförsök på ostörda prover som rekonsoliderats till in-situ spänningarna, se Skredkommissionen (1995).

Storleken på hållfasthetstillväxten under järnvägsbankar erhålls säkrast genom mätning in-situ med exempelvis vingsond under banken eller med konförsök på ostörda prover som tagits under banken. Hållfasthetstillväxten kan också uppskattas schablonmässigt. Detta ger en försiktig uppskattning av hållfasthetstillväxten under förutsättning att jorden verkligen har konsoliderat för belastningen. Uppskattning av hållfasthetstillväxt under bankar skall inte användas då jorden är överkonsoliderad.

Det finns en osäkerhet i hållfasthetsbestämningarna beroende på brister i utförandet av i fält av sondering och provtagning, hantering av prover och försöken på laboratorium. En annan osäkerhetsfaktor är den tolkning som görs av hållfastheten mellan undersökningspunkterna. Osäkerheten gäller även deformationsegenskaperna.

Friktionsjord
Friktionsvinkeln kan bedömas ur resultat från CPT-sondering. En grövre uppskattning kan göras på basis av resultat från andra sonderingsmetoder (sonderingsmotstånd) eller rena erfarenhetsvärden. Hållfasthetsprovning på laboratorium utförs endast undantagsvis.

Torv
Skjuvhållfastheten bestäms i fält med vingförsök eller på laboratorium med direkta skjuvförsök.
Hållfasthetstillväxt mäts säkrast genom vingförsök under banken eller med direkta skjuvförsök på ostörda prover som tagits under banken. Hållfasthetstillväxten kan också uppskattas med hjälp av empiriska samband. Dessa bör dock användas med försiktighet.

9.2.5 Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer

Portrycksprofilen bestäms genom observationer av den fria grundvattenytan i provtagningshål, vattenståndsrör, brunnar med mera samt uppmätning av vattentryck med portrycksmätare. Portrycksmätning utförs normalt med öppna system i vattenförande jordar (friktionsjord) och slutna system i lågpermeabla jordar (mellan- och kohesionsjord). De enskilda portrycksmätningarna kan ske med stor säkerhet. Osäkerheterna ligger i prognosticering av maximala/minimala porvattentryck samt den interpolering som sker mellan mätpunkterna.

9.2.6 Övriga parametrar

Långtidsdeformationer
Exempel på metoder för mätning av långtidsdeformationer är precisionsavvägning av dubbar eller räl, slangsättningsmätare, bälgslangsättningsmätare med flera. Horisontalrörelser under markytan (även på stora djup) mäts vanligen med inklinometer. Tjälmätare finns i oli-

ka utföranden, alltifrån direkt mätning av temperaturen i jorden till tjälgränsmätare som består av ett rör med färgad vätska, där färgen ändras då vätskan fryser.

Spårläge
Spårlägesmätningar utförs kontinuerligt längs spåret med Banverkets centrala mätvagn för tillståndskontroll och kvalitetsbedömning, STRIX mätvagn. Mätningarna utförs enligt BVF 587.02 ”Spårlägeskontroll och kvalitetsnormer – central mätvagn STRIX”, Banverket (1997). Huvuddelen av Banverkets spår mäts två gånger per år.

Systemet för att mäta spårets relativa läge är ett optiskt mätsystem bestående av accelerometrar, lasrar och gyro. Grundmätdata från mätningarna är spårvidd, spårets sidoläge, spårets höjdläge, rälsförhöjning och kurvatur. Ur rälsförhöjningen beräknas spårets skevning. Sidoläge och höjdläge används för beräkning av kortvågiga och långvågiga punktfel.

Som mer övergripande mått på spårlägets kvalitet används kvalitetstalen Q och K. Q-talet är ett mått på spårlägets förhållande till komfortgränserna för aktuell sträcka och kan användas för underhållsplanering och uppföljning av relativt korta spårsträckor. K-talet, som beskriver hur stor del av sträckan som underskrider de komfortgränser som finns, används för övergripande uppföljning av spårläget på längre sträckor (bandelar och stråk) och är olämpligt som underlag för underhållsplanering på kortare sträckor.

Utöver spårläge mäts även följande parametrar vid STRIX-mätning:
- rälsprofil och rälsslitage
- ojämnheter på rälens överyta (vågor och räfflor)
- kontaktledningens relativa läge
- varmdetektorernas funktion
- dessutom videofilmas banan och kontaktledningen under mätningen.

STRIX mätvagn används idag i första hand för att tillgodose den långsiktiga uppföljningen och planeringen med underlag. Kvalitetstalen redovisas varje år i Banverkets årsredovisning. För mer akuta insatser finns åtta stycken mätdressiner runt om i landet, stationerade på banregionerna.

Automatisk övervakning
Inom Banverket finns även skredvarningssystem av enkelt slag. Det består av en strömförsedd kabel. Blir markrörelserna så stora att strömmen bryts går larmet och det blir stopp i tågens signaler.

Även temperatur och tjäldjup kan mätas.

Det finns också automatiska mätsystem för övervakning. Dessa kan användas i både bygg- och driftsskedet . Systemen är mycket flexibla

och kan skräddarsys för det aktuella uppdraget. Automatiska mätsystem presenteras mer utförligt i Möller (2000).

9.3 Nya möjligheter

9.3.1 Inledning

I följande avsnitt redovisas ett antal metoder som bedöms som intressanta att användas vid statusbestämning av befintliga bankar. Inledningsvis ges i Tabell 9.1 en sammanfattande presentation av olika metoder samt en inbördes relativ värdering av dessa. Metoderna beskrivs och kommenteras utförligare i de följande avsnitten.

Tabell 9.1 Undersökningsmetoder för befintliga bankar

Undersöknings-metod	**Typ av metod** [punkt, yttäckande, volymtäckande]	**Klarlägger** [t ex geometri, jordlager-följd, hållfasthet, defor-mationsegenskaper, permeabilitet /gw-nivå, spårläge]	**Behov av fritt spår**	**Kostnad** [låg, medel, hög]	**FoU-behov** [anpassning, utveckling, forskning]
Geobildtolkning	Yt, (volym)	Geom, (jordlgrf)	Ingen	Låg	Anpassning
GPS	Yttäckande	Geometri	Ingen	Låg	Anpassning
Refraktions-seismik	Volymtäckande	Jordlagerföljd, (deformeg)	Ingen[1)]	Medel	Utveckling
SASW-ytvågsseismik	Punkt (volym)	Jordlgrf, deformeg	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Låg	Utveckling
Georadar	Volymtäckande	Jordlgrf, gw-nivå	Ingen[1)]	Låg	Utveckling
Resistivitets-mätningar	Volymtäckande	Jordlgrf, gw-nivå förorening	Ingen[1)]	Låg	Utveckling
"Cross-hole"-mätning	Punkt (volym)	Skjuvvågs-hastighet	Ingen[1)]	Medel	Utveckling
Kombisond	Punkt	Jordlgrf, hållf, deformeg	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Medel	Forskning
Spårbunden CPT	Punkt	Jordlgrf, hållf, deformeg, perme-abilitet	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Medel	Anpassning
Seismisk CPT	Punkt (volym)	Skjuvvågs-hastighet	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Medel	Anpassning
CPT med resis-tivitetsmätare	Punkt	Förorening jordlagerföljd	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Medel	Anpassning
Spårlägesmätvagn	Yttäckande	Spårläge	Ingen[1)]	Hög	Anpassning
Konventionella metoder i kom-bination med foderrörsborrning (casing)	Punkt	Jordlgrf, hållf, deformeg etc	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Medel	Utveckling
Belastningsmätvagn	Punkt (volym)	Jordlgrf, hållf, deformeg etc	Avstängt spår (intermittent)[2)]	Hög	Utveckling

Anm. 1) Mätning mellan tågpassager. 2)”Vita tider” kan utnyttjas

9.3.2 Markytans geometri

GPS, Global Positioning System, är ett satellitbaserat navigations- och positionbestämningssystem som ägs av USA:s försvarsmakt. GPS får successivt en ökad betydelse även för civila tillämpningar och används bl.a. för geodetisk mätning, navigering samt positionsbestämning i GIS-tillämpningar.

Vid s k stommätning med GPS används för varje mätprojekt två eller flera kompletterande mottagare som placeras ut på kända punkter (polygonpunkter eller andra kända fixpunkter) i det aktuella mätområdet. Med stommätning är idag mätnoggrannheten någon eller några centimeter i plan och ytterligare något sämre i höjd.

GPS används idag för utsättning vid vägbyggen etc. där krav på allra högsta mätnoggrannhet ej föreligger. Utvecklingen går i riktning mot högre mätnoggrannhet och lägre priser på mätutrustningen. På sikt bedöms därför metoden som intressant vid mätning av förändringar i geometrin hos järnvägsbankar och anslutande markområden.

9.3.3 Jordlagerföljd

9.3.3.1 Geofysiska metoder

Allmänt
Elastiska, elektriska, radioaktiva och magnetiska egenskaper samt densitet kan bestämmas med geofysiska mätmetoder (Triumf 1992). Dessa egenskaper kan sedan användas i geotekniska utredningar. Geofysiska metoder kan grovt uppdelas i:

- **Seismiska metoder** som mäter olika elastiska vågrörelsers gånghastigheter i jord- eller bergmaterial varvid den geologiska bildningen kan beskrivas med avseende på lagervariationer.

- **Georadar** som mäter med elektromagnetiska vågor. Beroende av vald frekvens kan alternativt tunna, ytliga skikt eller mäktigare och djupare belägna skikt identifieras.

- **Resistivitetsmätning** som mäter jord- och bergmaterials varierande elektriska ledningsförmåga.

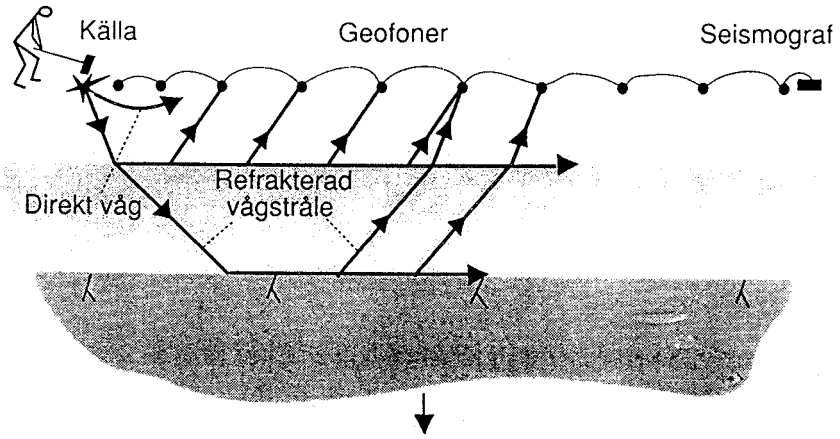
Geofysiska mätmetoders generella användbarhet har bedömts av Vägverket Konsult och SGI i VVKgeo 97:01 "Geofysiska undersökningsmetoders tillämpning inom Vägverket", Vägverket Konsult (1997), se Bilaga 3.

Därutöver kan också nämnas metoden ”Borrhålsmätning”. Metoden används för mätning av markens elastiska egenskaper och kan i princip användas även till stora djup.

Man bör vara medveten om att geofysiska metoder och deras tillämpningar inom geotekniken fortfarande är i ett utvecklingsskede och att utvecklingen sker olika snabbt och med varierande framgång för de olika metoderna. Därför kan man redan idag eller i en relativt snar framtid göra andra värderingar än här redovisade.

Refraktionsseismik

Refraktionsseismik baseras på bestämning av elastiska vågors utbredning i marken. I traditionell refraktionsseismik utnyttjas kompressionsvågen, kallad P-våg. Principen för refraktionsseismisk undersökning framgår av Figur 9.1.



Figur 9.1 Principskiss över refraktionsseismisk undersökning, Triumf (1992).

Enligt Triumf (1992) är refraktionsseismik lämplig för bl.a. bestämning av lagermäktigheter och djup till bergytan. Metoden har begränsningen att vågutbredningshastigheten måste öka med djupet, vilket betyder att jorden måste bli successivt fastare mot djupet. Tillämpningar av metoden för bestämning av den naturliga jordens status under järnvägsbankar bedöms för närvarande därför som begränsade. Däremot kan metoden användas för statusbestämning av själva banken. Exempelvis det tjeckiska företaget G Impuls Praha använder den redan idag kommersiellt för detta ändamål.

Reflektionsseismik

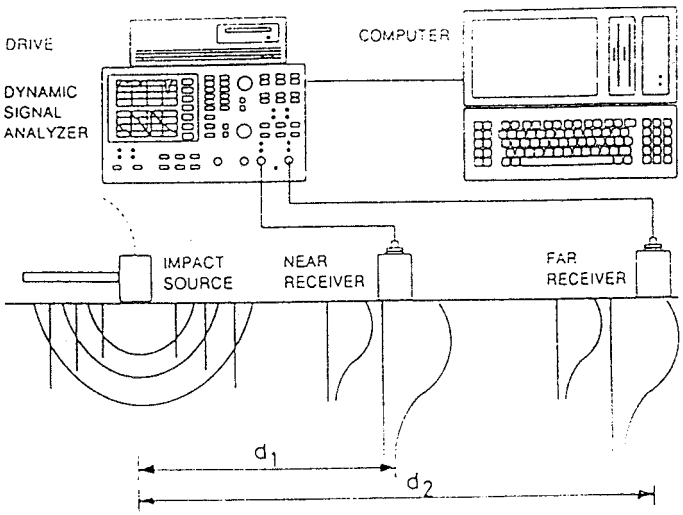
Reflektionsseismik använder sig av i princip samma utrustning och mätuppställningar som refraktionsseismiken. Metoden kan användas också då fastare lager överlagrar lösare lager. Den kräver dock mer resurser för mätning och tolkning. Metoden har hittills visat relativt go-

da resultat på stora djup men relativt dålig effektivitet vid begränsade jorddjup, (< 20 m), och på fyllnadsmassor.

SASW - ytvågsseismik
Spectral Analysis of Surface Waves, SASW, även kallad ytvågsseismik, är en relativt ny geofysisk metod. Den används för att mäta fasthetsvariationer i jorden. Metoden är under utveckling.

Principen är att man mäter den seismiska gånghastigheten (Rayleighvågen) mellan två punkter på markytan, varur en skjuvmodulsprofil som funktion av djupet skapas, Svensson (1999). Genom att mäta våghastigheten för olika frekvenser/våglängder kan man få en bild av hur fastheten varierar med djupet. Metoden fungerar även då ett fastare lager överlagrar ett lösare.

Mätsystemets principiella utseende framgår av Figur 9.2.

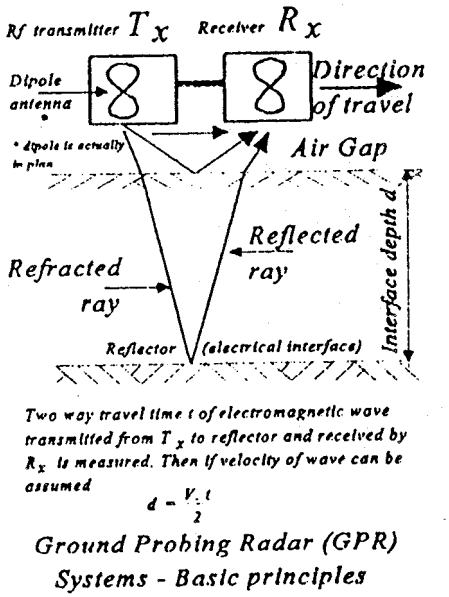


Figur 9.2 Mätsystem för ytvågsseismik, Haegeman (1995).

För att undersöka ytligare jordlager kan en slägga fungera som vibrationskälla. Vid stora djup erfordras vibrationer med mycket låga frekvenser. I USA finns exempel på lastbilsmonterade vibratorer.

Enligt Fransson (1995) är det stora svårigheter att upptäcka tunna, djupt belägna skikt.

Georadar
Mätsystemets principiella utseende vid användning av georadar, (ground penetrating radar, GPR), framgår av Figur 9.3.



Figur 9.3 Mätsystem för georadar, Bevan (1995).

Resultaten av mätningarna är beroende av jordens vatteninnehåll. Torra material ger en mindre dämpning av signalstyrkan jämfört med material med större vatteninnehåll. Friktionsjord ovan grundvattenytan är därför relativt lätt att genomtränga med radar medan lera är betydligt svårare.

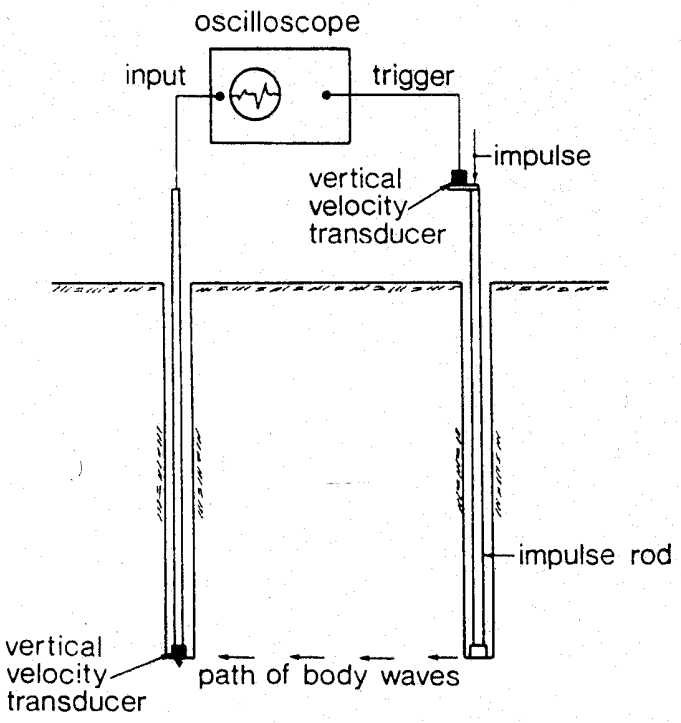
Bevan (1995) konstaterar att georadar för närvarande inte ger en tillräckligt tillförlitlig bild av de verkliga jordförhållandena. Metoden behöver utvecklas vidare för geotekniska tillämpningar. Den används dock i relativt stor utsträckning för bestämning av tjockleken av olika bankar och fyllningar samt olika lager i dessa.

Resistivitetsmätningar
Variationerna i den elektriska ledningsförmågan i marken (resistiviteten) avspeglar jordens och porvattnets sammansättning. Enligt Triumf (1992) bestäms resistiviteten i de geologiska materialen främst av vattenhalt, vattnets salthalt samt halten av lermineral och elektriskt ledande mineral som exempelvis grafit.

Resistivitetsmätningar används bl a för bestämning av lagertjocklekar, djup till grundvattenytan och djup till bergytan. P g a fysikaliska principer finns en mångtydighet i tolkningarna av resistiviteten i marken vilket kräver att kompletterande mätningar/provtagningar utförs i det aktuella området.

Cross-hole mätning
Andreasson (1979) redovisar mätprincipen. Cross-hole mätning utförs i två eller flera borrhål. Mätningen avser att bestämma jordens dynamiska egenskaper; dvs. initiell skjuvmodul och elasticitetsmodul. Mätsystemets principiella utseende framgår av Figur 9.4.

Metoden kan användas för att bestämma jordens dynamiska egenskaper som funktion av djupet och kan användas i alla vanligen förekommande jord- och bergmaterial, från lös lera till fast berg. Den går ut på att man skapar en elastisk våg utgående från en nivå i ett borrhål och registrar dess gångtid till en mottagare i ett annat borrhål, eller alternativt till flera mottagare i ett antal borrhål.



Figur 9.4 Mätsystem för "Crosshole-testing", Andreasson (1979).

Down-hole eller Up-hole mätning
En enklare metod är så kallad "Down-hole"eller "Up-hole" mätning. Vid denna metod behövs endast ett borrhål och gånghastigheten för den elastiska vågen mäts vid "Down-hole" mätning från vibrationskällan på markytan till mottagaren i borrhålet. Vid "Up-hole" mätning sker mätningen omvänt med vibrationskällan i borrhålet och motttagaren på markytan. Båda typerna av mätning kan också utföras med mottagare på flera nivåer i borrhålet.

9.3.3.2 Kombisondering

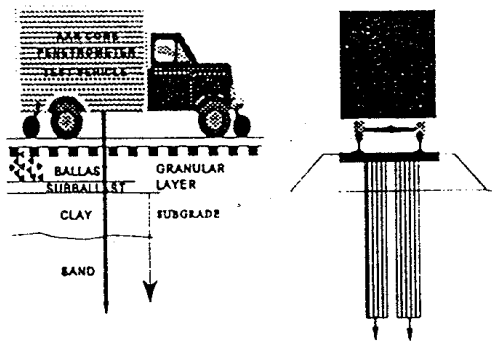
Kombisondering är en sonderingsmetod där man utnyttjar moderna bandvagnars kapacitet och datainsamlingssystem. Metoden ger i prin-

cip möjlighet att utföra två typer av undersökningar vid en och samma borrhålsetablering, Bergdahl et al (1990). Man kan således växla mellan mekanisk trycksondering och dynamisk sondering (hejarsondering) utan byte av utrustning. Metoden rationaliserar borrningsarbetet och skulle på sikt helt eller delvis kunna ersätta vikt-, hejar- och trycksondering.

Metoden är intressant vid statusbestämning av befintliga järnvägsbankar där man först penetrerar ett relativt fast fyllningsmaterial och därefter lösare naturligt lagrad jord innan man slutligen påträffar fastare jord i form av friktionsjord och morän.

9.3.3.3 Anpassning av CPT-sondering till spårbunden utrustning

USA
Association of American Railroads har tagit fram en CPT-utrustning anpassad till spårtrafik, Christmer et al (1995). Fordonets vikt används som mothåll när sonden drivs ner. Fordonets utformning framgår av Figur 9.5.



Figur 9.5 Spårbundet CPT-fordon, Chrismer et al (1995).

Man har också utvecklat en egen robustare CPT-sond för att kunna tränga genom ballasten.

Man planerar också att förse CPT-fordonet med utrustning för provtagning i undergrunden och för mätning av portryck.

Utrustningen anses vara ett klart framsteg då den kan användas med ett minimum av störning av spår och trafik.

Sverige
Hos Banverkets industridivision finns idag en ombyggd spårriktmaskin som utför ballastprovtagning ned till 1,2 m djup. Diskussioner har förts om att kombinera denna ballastprovtagare med geoteknisk fältutrustning, i första hand CPT. Ett sådant koncept skulle ge tillgång till en spårbunden utrustning som kan ”förborra” genom makadam-

ballast- och underballastlagren varefter sondering, provtagning etc kan utföras i undergrunden.

9.3.2.4 Kombinerad CPT-sondering och geofysisk mätning

Seismisk CPT
Vid seismisk CPT-sondering kombineras en konventionell CPT-sondering med en mätning av skjuvvågshastighet enligt ”Down hole”-metoden. Den seismiska CPT-sonden har en inbyggd accelerometer. Under sonderingen stannar man varje meter och skapar en skjuvvåg genom att slå ett slag med en slägga på en balk på markytan. Tiden som det tar för skjuvvågen att nå CPT-spetsen registreras. På så sätt erhålls en profil över jordens initiella skjuvmodul.

Metoden är betydligt snabbare och enklare jämfört med andra borrhålsmätningar, där man är tvungen att montera geofoner i förborrade hål. Exempel på mätningar finns i Larsson och Mulabdic (1991).

CPT-sond med resistivitetsmätare
Vid CPT-sondering med resistivitetsmätning kombineras en konventionell CPT-sondering med en mätning av det elektriska ledningsförmågan i jorden utanför sonden. Metoden används främst för att spåra förorenad jord.

CPT-sonderingar med resistivitetsmätning är ett värdefullt komplement vid kartläggning av jordförhållandena i ett område genom ytresistivitetsmätningar. Metoden har prövats vid projektering av Botniabanan, Morin (2000).

9.3.4 Deformationsegenskaper

Bland laboratoriemetoderna för att bestämma deformationsegenskaper har ”Bender –elements”, Svensson (1998), kommit att användas i stor utsträckning för att bestämma den initiella skjuvmodulen. Utrustningen kan byggas in i ett antal olika laboratorieapparaturer, som triaxialutrustning och ödometrar. Man kan på detta vis studera inte bara skjuvmodulen vid jordens naturliga tillstånd, utan också hur den förändras vid olika typer och grader av konsolidering.

Provning genom triaxialförsök har också fått ett uppsving. Detta beror delvis på att program för avancerade numeriska beräkningsmetoder ofta som indata kräver parametrar som endast kan bestämmas genom triaxialförsök.

I samband med värderingen av effekt av ökad tåglast och ökad tåghastighet kommer effekten av en cyklisk last på olika jordar egenskaper upp som en viktig frågeställning. Detta innebär att cykliska försök i laboratoriet har fått större aktualitet. De cykliska försöken genomfö-

res då för att få kunskap om dels inverkan på bruksstadiet dvs sättnings storlek men även frågan om risken för degradering av hållfastheten dvs brottstadiet är en viktig fråga.

Utveckling har även skett inom provning in-situ. Speciellt för finkorniga moräner har ny utrustning och provningsteknik för pressometerförsök utvecklats, se. tex Larsson (2001) och Ekdahl och Bengtsson (1996).

9.3.5 Hållfasthet

Inga direkt nya metoder har framkommit på senare tid men bestämning av hållfasthet genom triaxialförsök har ökat, bland annat på grund av behovet av parametrar för deformationsegenskaper enligt punkten ovan.

Triaxialförsök med cyklisk belastning (se även 8.2.3) utförs också för att studera undergrundens nedbrytning vid repeterad belastning. Denna kan bestå dels av ackumelerade (permanenta) sättningar och skjuvdeformationer i dränerad jord, dels portrycksgenerering, hållfasthetsnedsättning och accelerande deformationer i lös finkornig jord. Exempel på resultat av denna typ av provning finns i Banverket (1999) för gyttjig lera och lera och i Banverket (2000c) för silt.

För bestämning av hållfasthetsegenskaper i lermorän har tolkningsmetoderna för CPT-sondering, hejarsondering och pressometerförsök prövats och verifierats, Larsson (2001).

9.3.6 Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer

Prognosmetoder för maximala variationer i portrycksnivåerna har presenterats och används alltmer, speciellt i stabilitetsutredningar, Skredkommissionen (1995).

Sammanbindning av portrycksobservationer till portrycksisokroner inom områden sker i allt större utsträckning för att ge underlag till värdering av resultat från avancerade numeriska beräkningsprogram, tex SEEPW.

9.3.7 Styvhetsmätningar

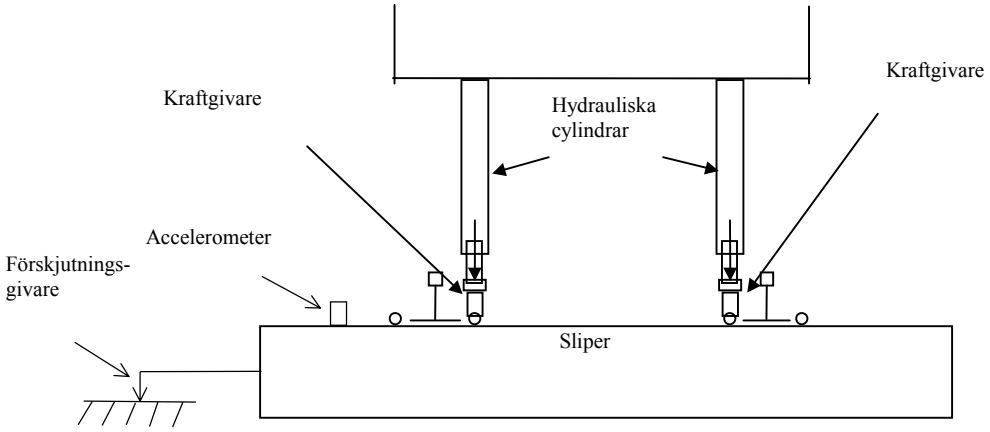
Spårstyvhet
I slutet av 1980-talet utvecklades en belastningsmätvagn för stationära mätningar av Banlaboratoriet, Banverket. Den första generationen ersattes 1994 med en ny, förbättrad belastningsmätvagn med högre belastningskapacitet, se Figur 9.6. Ursprungligen utvecklades belastningsmätvagnen för att kunna mäta spårets dynamiska styvhet och

dämpning. Dessa parametrar skulle användas som indata i beräkningsmodeller vid utvecklingen av höghastighetståget X2000.

Figur 9.6 Belastningsmätvagn.

Sedan dess har belastningsmätvagnen främst använts i forsknings- och utvecklingsprojekt, till exempel inom följande användningsområden:
- vertikal spårstyvhet,
- lateral spårstyvhet och sidostabilitet
- broar dynamiska egenskaper (egenfrekvenser i trågbroar, kontroll av landfästen)
- markvibrationer (test av vibrationsdämpande metoder t ex kc-pelare och påldäck, test av ballastmattor)
- spårkomponenter (mellanlägg)
- produktionsmaskiners effektivitet (t ex dynamisk spårstabilisator, DSS)

Mätvagnens totalvikt är ca 49 ton. Belastning kan appliceras via tre hydrauliska belastningsceller, två vertikala och en horisontell, med en maximal lastkapacitet om 150 kN vardera. Belastningsfrekvensen vid dynamiska mätningar kan varieras mellan 0 och 200 Hz. Vid höga frekvenser är det inte möjligt att komma upp i maximal belastning. De vertikala cylindrarna kan förflyttas i sidled, tvärs spåret, så det är möjligt att belasta på räl alternativt på sliper på in- eller utsidan av rälen.



Figur 9.7 Belastningsmätvagnen, vertikal belastning direkt på sliper.

Vid excitering med belastningsvagnen registreras pålagd kraft och rörelse i spåret. Kraften mäts med kraftgivare som sitter monterade på respektive hydraulcylinder. Mätning av rörelser (deformationer) görs normalt med accelerometer, potentiometer eller laser. Dessa monteras på de ställen som deformationen önskas mätas, t ex på rälhuvud, rälfot eller överkant sliper. Accelerometer kräver en dubbelintegrering för att beräkna deformationen, medan potentiometer och laser ger deformationen direkt vid mätning. Idag finns möjlighet att koppla in totalt 32 givare. Mätvagnen finns beskriven i rapport BM 98/22k ”Track Loading Vehicle – Description”, Banverket (1998b).

Såväl statisk som dynamisk belastning kan appliceras med belastningsmätvagnen. Följande exciteringsfall har använts vid hittills utförda styvhetsmätningar;
- linjär ramp (eller långsamt svep), ger spårets statiska styvhet, tidskrävande, accelerometrar fungerar inte
- kvasistatisk excitering (hjulpulser), ger spårets dynamiska styvhet, möjligt att simulera olika tåghastigheter
- sinussvep med kontinuerligt varierande frekvens, ger spårets dynamiska styvhet vid viss statisk förlast

Spårets styvhet eller receptans beräknas med hjälp av kraft och deformation. Mätningar med sinussvep ger uppgift om bankroppen är extra känslig för en viss frekvens på pålagd kraft.

Vid mätning av spårstyvhet (inkl. räl och mellanlägg) fås ingen direkt information om undergrundens beskaffenhet, eftersom systemets alla delar är med och påverkar den resulterande styvheten. Vid mätning av s k sliperstyvhet (mätning av sliperns förskjutning p g a av pålagd last, d v s exkl. räl och mellanlägg) ger metoden uppgift om styvhet för undergrunden, bankroppen och ballasten tillsammans. Det är inte möjligt att särskilja enbart undergrunden, men en hög styvhet innebär en ”bra” undergrund med bra packat bankmaterial. En låg styvhet kan

innebära att undergrunden utgörs av lösare jordarter och/eller mindre bra packat bankmaterial.

Inom ett europeiskt forskningsprojekt, European Research for an Optimised Ballasted Track (EUROBALT II) under åren 1998-2000, används belastningsmätvagnen för styvhetsmätningar. Syftet är att få bättre förståelse för spårets statiska och dynamiska beteende samt att få indata för kalibrering av beräkningsmodeller. Inom ramen för projektet bedriver Banverket utveckling av en metod för kontinuerlig styvhetsmätning, där syftet är att kunna rulla och samtidigt mäta styvhet längs med spåret. En prototyp skall tas fram och provas. En metod för kontinuerlig styvhetsmätning har stor potential för statusbestämning av spåret.

10. Förstärknings- och förbättringsåtgärder

10.1 Allmänt

I följande avsnitt redovisas både redan nu använda och presumtiva metoder som bedöms som intressanta att användas vid förstärkningsåtgärder av befintliga bankar. Inledningsvis ges i Tabell 10.1 en sammanfattande presentation av olika metoder inklusive en inbördes relativ värdering av dessa. Metoderna beskrivs och kommenteras utförligare i de följande avsnitten.

Tabell 10.1 Förstärkningsmetoder för befintliga bankar.

Förstärknings-metod	**Avhjälper typ av problem** [stabilitet, sättningar, vibrationer, tjäle]	**Behov av fritt spår**	**Påverkan på spår**	**Tids-åtgång [långsam, medel, snabb]**	**Metodens osäkerhet [liten, medel, stor]**	**Kostnad [låg, medel, hög]**	**Typ av FoU-behov [metod-anpassning, utveckling, forskning]**
Tryckbank	Stabilitet, (vibr)	Ingen	Sättningar	Snabb	Medel	Låg	-
KC-pelare	Stab, sättn, vibr	Avstängt spår	Ingen?	Långsam	Liten	Hög	Anpassning
Lättfyllning	Stab, sättn	Avstängt spår	Ingen?	Medel	Medel	Medel-hög	Anpassning
Påldäck	Stab, sättn, vibr	Avstängt spår	Ingen	Långsam	Liten		Anpassning
Bankpålning	Stab, sättn, vibr	Avstängt spår	Ingen	Långsam	Liten	Hög	Anpassning
Cellplast (frostisol)	Tjäle	Avstängt spår	Ingen?	Medel	Liten	Medel	Anpassning
Lutande KC-pelare	Stab, sättn, vibr	Hast.nedsättn	Hävningar	Medel	Medel	Medel	Utveckling
Tryckbank med avskärande spont	Stab, (vibr)	Ingen	(Sättningar)	Snabb	Medel	Medel	Utveckling
Grouting	Stab, sättn, vibr	Ingen	Hävningar	Medel	Medel	Låg	Forskning
Jordspikning	Stabilitet	Ingen	Sättningar	Långsam	Stor	Hög	Forskning
Förenklat påldäck	Stab, sättn, vibr	Avstängt spår	Ingen?	Medel	Liten	Hög	Utveckling
"3B-balk"	Sättn, vibr	Avstängt spår	Ingen?	Långsam	Liten	Hög	Forskning
LLP-metoden	Sättn, vibr	Avstängt spår	Ingen	Medel	Medel	Hög	Forskning
Träpålar genom banken	Stabilitet (sättn, vibr)?	Hast.nedsättn	Sättningar	Snabb	Medel	Låg	Utveckling
Elektroosmos med dränbrunnar	Stab, sättn	Ingen	Sättningar	Långsam	Stor	?	Forskning
Elektrokinetisk stabilisering med tillsatsmedel	Stab, sättn	Ingen	Ingen	Långsam	Medel[1)]	Medel?[2)]	Forskning
Injektering under betongplattor	Sättningar	Hast.nedsättn?	Hävningar	Medel	Medel	Medel	Utveckling
Saltbrunnar i speciell lera	Stab, sättn	Ingen	Ingen	Långsam	Medel	Låg	Anpassning

Anm. 1) Bedömningen förutsätter FoU 2) Prognos för färdigutvecklad metod

En sammanställning enligt Magnan (1994) av sättningsreducerande metoder framgår också av Bilaga 4.

10.2 Nuläge

10.2.1 Tryckbankar

Tryckbankar är den dominerande förstärkningsmetoden för att förbättra stabiliteten hos befintliga bankar på lös undergrund. Metoden är enkel och billig. Vid utläggning kan tågtrafiken pågå obehindrat. Den stora nackdelen med metoden är att den ofta orsakar sättningar i undergrunden. På grund av lastspridning in under den befintliga banken orsakas också här sättningar med åtföljande behov av spårjusteringar.

Vid utläggning av tryckbankar måste det kontrolleras att totalstabiliteten inte försämras samt att inte lastkoncentrationer uppstår som kan orsaka lokala skred.

10.2.2 Djupstabilisering med kalkcementpelare

Kalkcementpelare behandlas i Banverkets handbok BVH 585.16, Banverket (1996b). Användningen av kalkcementpelare innebär att jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper förbättras genom att en blandning av kalk och cement blandas in i jorden. Metoden används främst för att reducera sättningar och/eller förbättra stabiliteten. Kalkcementpelare påskyndar normalt sättningsförloppet. Kalkcementpelarförstärkningen bör om möjligt kombineras med förbelastning och överlast. Förstärkningen utförs antingen som singulära pelare i kvadratiskt eller triangulärt mönster eller som pelare i skivor/gitter eller block. Vilken utformning som väljs beror på syftet med förstärkningen.

För närvarande pågår forskningsinsatser inom bland annat Svensk Djupstabilisering och EU-projektet EuroSoilStab. FoU sker avseende inblandningsteknik, nya tillsatsmedel för bland annat stabilisering av organisk jord samt kontroll- och beräkningsmetoder.

Metoden kräver att tågtrafiken stängs av och att ballast/underballast och grövre fyllning schaktas bort. Vid dubbelspårsdrift kan ett spår vara i drift med nedsatt hastighet under installationen. Problem kan uppstå med spårrörelser på grund av markhävning eller sidoförskjutningar. Stora portrycksökningar kan också uppstå vid installationen.

Förstärkning inom befintligt spårområde kräver en noggrann dokumentation av befintliga kablar, anläggningar etc. samt att man förutom undersökningar av den undergrund som skall förstärkas även un-

dersöker ballast och underballast och eventuella övriga fyllnadsmassor.

Ett exempel på en, inom ett spårområde, utförd KC-pelarinstallation är ”Kållereds station” som redovisas utförligare i Bilaga 5.

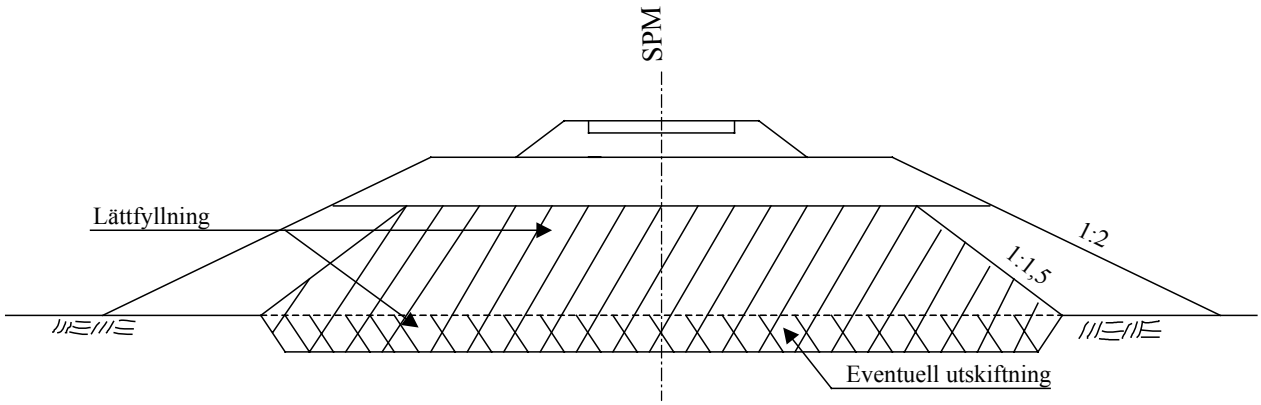
10.2.3 Lättfyllning

Lättfyllning i järnvägsbankar behandlas i Banverkets handbok BVH 585.11, Banverket (2000a). Metoden används för att reducera sättningar och/eller förbättra stabiliteten.

Lätta fyllningsmaterial definieras enligt Banverket som material med tunghet < 10 kN/m^3 . Exempel på lätta fyllningsmaterial är lättklinker, cellplast, skumbetong, bark/flis och vissa restprodukter (slagger, askor etc). För närvarande godtar Banverket endast användandet av lättklinker och cellplast.

Användande av lättfyllning kräver med nu kända arbetsmetoder att spåret stängs av varvid möjligen angränsande spår kan vara i drift med hjälp av temporära förstärkningsåtgärder typ spont etc.

Användandet av lättfyllning i järnvägsbankar framgår i princip av Figur 10.1.



Figur 10.1 Lättfyllning i järnvägsbank, Banverket (2000a).

Ovanpå lättfyllningen läggs makadamballast och underballast och dessutom krävs stabiliserande fyllning på slänterna. För att erhålla en så kontinuerlig styvhet som möjligt i bankens längdled utförs makadamballast och underballast vanligen med tjocklek 0,5 m respektive 0,8 m. Om tunnare underballasttjocklek används kan en lastfördelande betongplatta erfordras. Makadam- och underballastens totala tjocklek får inte underskrida 0,8 m.

Lättfyllning ska ej användas i låglänta partier där risk för översvämning föreligger.

10.2.4 Påldäck

Metoden förbättrar stabiliteten och minskar/eliminerar sättningar och vibrationer i och med att banken bärs av ett betongdäck och lasterna förs via pålar ner till fastare jordlager. Metoden är dyr. Problem kan uppstå vid övergången mellan pålad och opålad sektion. Metoden kräver att tågtrafiken stängs av och att banken schaktas bort innan pålar och betongdäck installeras.

10.2.5 Bankpålar

Bankpålar är ofta ett billigare alternativ till påldäck, men det finns en större osäkerhet i funktionen. Metoden kan användas för att förbättra stabiliteten och minska sättningar och vibrationer. Lasterna från banken förs via pålplattor och pålar till bärkraftig jord. Det är viktigt att plattäckningsgraden är tillräckligt stor så att bankmassorna inte kan tränga ner mellan pålplattorna och orsaka deformationer. Pålplattorna måste vara dimensionerade så att de klarar aktuella laster och att bankmassorna närmast över pålplattorna har lämplig sammansättning. Metoden kräver att tågtrafiken stängs av och att banken schaktas bort innan pålar och betongdäck installeras.

10.2.6 Cellplast som frostisolering

För att förhindra tjälrörelser kan befintligt spår isoleras med hjälp av cellplast. Metoden beskrivs i Banverkets föreskrift BVF 585.53, Banverket (2000b). Utförandet av frostisolering måste ske på avstängt spår. Metoden är ur teknisk synpunkt effektiv. Kostnaden är relativt stor.

10.3 Nya metoder med viss erfarenhet

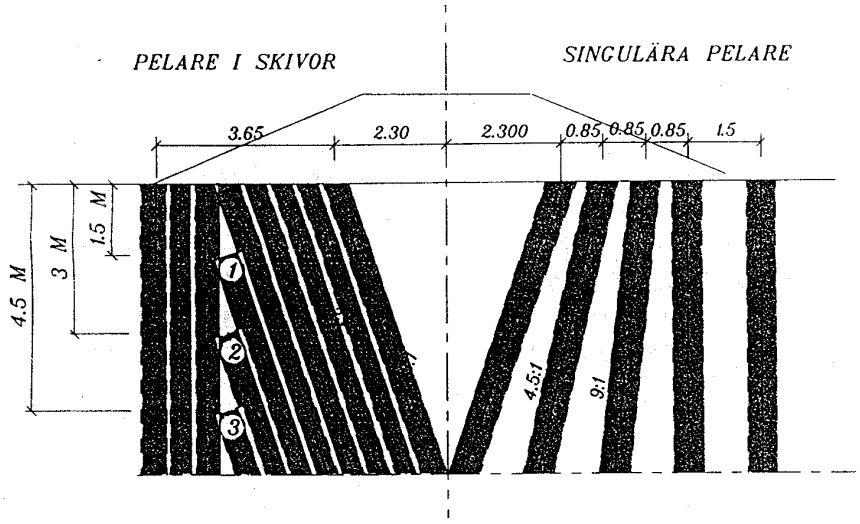
10.3.1 Djupstabilisering med lutande KC-pelare

Metoden används för att reducera sättningar och/eller förbättra stabiliteten.
Kalkcementpelare installeras enligt kapitel 10.2.2, men installationen sker från sidan av banken. Pelarna utförs så de lutar in under banken. Metoden har tillämpats vid ett tillfälle vid nybyggnation av en vägport under befintlig järnvägsbank på sträckan Laxå – Karlstad, Hedberg (1995).

På grund av tillkomsten av den nya vägporten förväntade man sig en permanent grundvattensänkning i den närmaste omgivningen. Undergrunden utgjordes av överkonsoliderad lera med mäktighet varierande mellan 4 – 8 m. En sänkning av grundvattenytan till vägens terrassnivå i vägporten innebar dock att lerans förkonsolideringstryck skulle komma att överskridas.

För att minska och påskynda sättningarna utfördes en stabilisering av leran under järnvägsbanken med KC-pelare intill ett avstånd av 95 m från broläget.

Pelarna som sattes in under järnvägsbanken med lutning varierande mellan 3:1 och 9:1 utfördes dels som singulära och dels som pelare bildande skivor, se Figur 10.2. KC-pelarmaskinerna arbetade parallellt på ömse sidor av spåret.



Figur 10.2 Typsektioner, pelare i skivor resp singulära pelare, Hedberg (1995).

Tekniken med lutande pelare har vidareutvecklats och idag kan pelarna lutas ännu mer och utföras nästan horisontella.

Pelarna sattes medan järnvägen trafikerades med reducerad hastighet.

Sättningar och rörelser följdes upp genom mätning direkt på rälerna och avvägning av sättningspeglar placerade i bankfot.
Vid installationen av kalkcementpelarskivorna erhölls en hävning i storleksordningen 0,03 m av spåret. Dessutom försköts spåret i sidled om inte installationen skedde samtidigt på båda sidor.

I övrigt (singulära pelare) uppmättes sättningar om totalt ca 0,10 m som successivt kompenserades med ett flertal spårjusteringar under installationsperioden och de efterföljande schaktningsarbetena med tillhörande grundvattensänkning. Några problem med kontaktled-

ningsstolpar med tillhörande fundament kunde ej iakttas utan dessa tycks ha god följsamhet vid banvallens rörelser upp och ner.

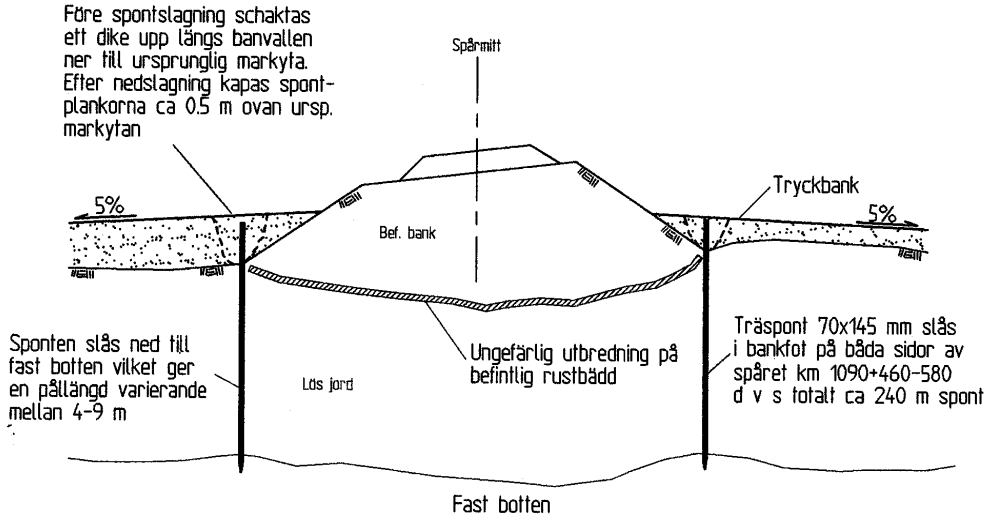
I och med att det är bankens yttre delar som främst påverkas av förstärkningen, jfr kap 5 ”Skador under järnvägsbankar”, bedöms metoden ha en potential vid förstärkning av befintliga låga bankar på lös jord.

10.3.2 Tryckbank med lastavskärande spont

Metoden används för att förbättra stabiliteten.
Konventionella tryckbankar orsakar ofta sättningar i befintlig järnvägsbank på grund av lastspridning till sedimentjorden under banken. För att begränsa lastökningen och därmed sättningarna som orsakas av tryckbanken slås en lastavskärande spont av trä eller stål parallellt med järnvägsbanken. Sponten slås till fast botten, Adolfsson (1996) och BRN (1997).

Principen är att horisontalspänningarna i marken balanseras samtidigt som vertikalspänningarna från den påförda tryckbanken tas upp som skjuvspänningar i sponten. I praktiken uppstår krypbrott mellan jord och spont men det primära är att vertikalspänningarna inte kan spridas in under järnvägsbanken.

Konstruktionsprincipen framgår av Figur 10.3.



Figur 10.3 Exempel på tryckbankar med lastavskiljande spont, BRN (1997).

Metoden har hittills använts vid ett tiotal objekt. Vid de flesta av dessa har det rört sig om tryckbankar på torv, men metoden har även använts vid tryckbankar på lös lera.

Spontslagning och tryckbanksutläggning kan genomföras utan störningar på tågtrafiken. I vissa fall har spontslagningen medfört så stora rörelser i spåret att spårjustering måste utföras.

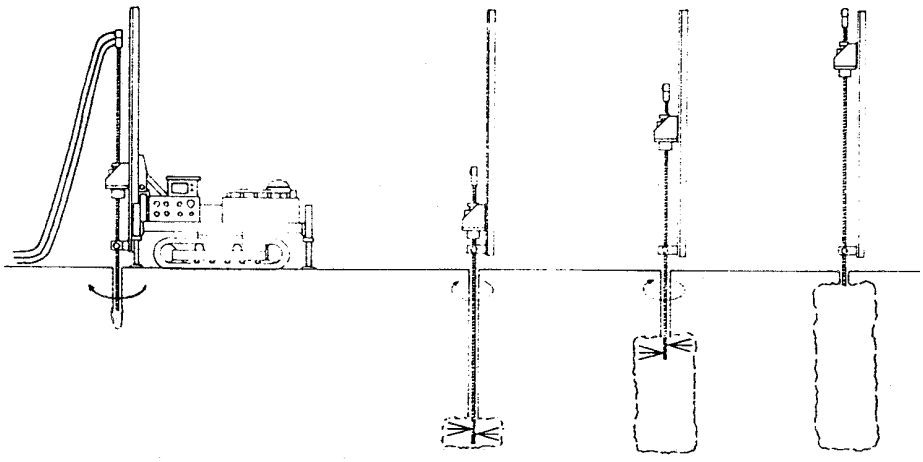
Som en positiv bieffekt anger också Adolfsson (1996) i ”torvfallet” att en dämpning av vibrationerna i marken ägde rum som också verifierades genom mätningar. Vibrationsamplituderna halverades medan frekvenserna blev i stort sett oförändrade.

Beträffande tryckbankarnas stabilitetet måste beaktas att glidytor kan uppstå som till viss del berör gränszonen mellan jord och spont (vidhäftning mellan jord och spont). En sådan "sammansatt" glidyta kan eventuellt ha lägre säkerhet än motsvarande cirkulärcylindriska glidyta i jorden. Sannolikt behövs ökad kunskap om detta.

Träsponten är relativt billig, men tar betydligt längre tid att installera jämfört med stålsponten.

10.3.3 Injektering (Grouting)

Jordinjektering
Jetinjektering (jetgrouting) kan utföras för att förbättra stabiliteten, minska sättningar och vibrationer genom att lös jords hållfasthets- och deformationsegenskaper förbättras. Metoden kan också användas för att täta vattengenomsläpplig jord, Holm et al (1992). Genom ett grovt rör injekteras ett stabiliserings-medel, vanligtvis bestående av en cementslurry, varvid en pelare med hög hållfasthet skapas. Jetinjektering skiljer sig från annan jordinjektering genom att jorden före injekteringen luckras upp med en jetstråle av luft och vatten. Installationsprincipen framgår av Figur 10.4.



Figur 10.4 Jetgrouting, tillverkningsprincip, Holm et al (1992).

Enligt Land och von Reedtz (1998) kan metoden tillämpas i alla typer av jordar och är oberoende av undergrundens struktur och uppbygg-

nad. Enligt Holm et al (1992) måste jorden vara eroderbar. En nackdel är hanteringen av överblivet jordmaterial i form av uppspolad finjord. Om den uppspolade finjorden inte förmår att tränga upp till ytan kan höga portryck och markhävningar uppstå.

I Sverige har metoden använts för att stötta befintliga konstruktioner, för att hindra grundvattenströmning och vid släntstabilisering, Lundström (1987).

I England har metoden använts för att stabilisera en järnvägsbank, Ayres (1994), utan att spåret behövdes ta bort. I banken hade rörelser redan skett och principen var att injektera i den glidyta (spricka) som hade uppstått.

Med hänsyn till att injekteringsmedlet tillfälligt nedsätter skjuvhållfastheten ytterligare i glidytan så kunde man inte injektera sammanhängande sträckor vid en och samma tidpunkt.

Compensation grouting

Inom EU:s forskningsprogram pågår för närvarande ett forskningsprojekt benämnt "Real-time Modelling and Compensation of Soil Movements on Underground Sites" (COSMUS) vars syfte är att utveckla teknik för att kontrollera och kompensera för de rörelser som kan uppstå i omgivningen på grund av undermarksbyggande, ECCREDI (1998a). Injekteringstekniken avses att användas för att kompensera för sättningar. Arbetsgången framgår av Figur 10.5.

Forskningsprojektet består av följande 3 delar:

- 3D-modell som med stöd av finit elementmetod kan simulera jordförhållanden, existerande anläggningar (byggnader, ledningar etc.) och erforderliga insatser med injekteringstekniken. I byggnadsskedet skall man med modellen kunna beräkna de av aktuella grundläggningsåtgärder förväntade sättningarna, beräkna erforderliga "injekteringskvantiteter" samt dagligen uppdatera modellen med stöd av i fält uppmätta resultat.

- Kontrollsystem för "compensation-grouting" som i realtid skall kunna sammanföra och lagra information från ett stort antal mätsensorer beträffande injekteringsarbetet och rörelsemätningar av befintliga omgivande anläggningar.

- Nätverk av fiberoptiska sensorer såsom töjningsgivare och inklinometrar.

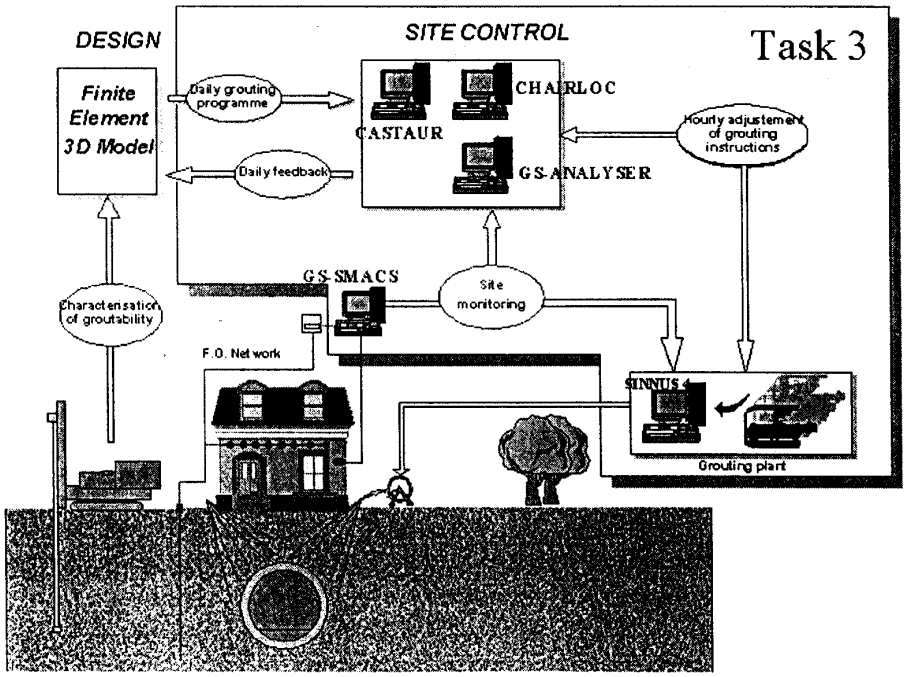


Figure 1 - General concept of the control loop

Figur 10.5 Arbetsgång vid ”Compensation grouting”, ECCREDI (1998a).

”Navigational jet-grouting”

EU-projektet "Navigational jet-grouting" (NAVIJET) syftar till att finna ett ökat antal tillämpningsområden och samtidigt kvalitetssäkra jetinjekteringsmetoden, ECCREDI (1998b).

En central del inom projektet är "Navigational drilling for jet" som avser att utnyttja specialutformat stångsystem för injektering, se Figur 10.6.

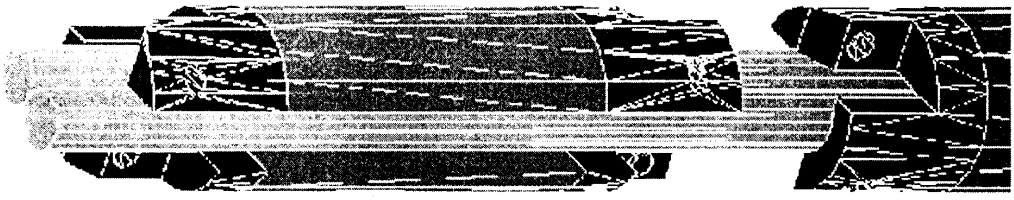


Figure 2 - Description of the new drilling rods system : U shaped rods with special connections integrate the possibility of two or more flexible hoses.

Figur 10.6 Stångsystem för ”Navigational jet grouting”, CCREDI (1998b).

Systemet möjliggör en kontinuerlig hydraulisk och elektrisk koppling mellan borrhuvudet och utrustningen på markytan. Systemet ger förutsättningar för att skapa ett jetinjekteringssystem som med hjälp av sensorer navigerar sig fram i jorden i önskad riktning. Två samverkande system avses att ingå, dels ett som bestämmer borrhuvudets position, dels ett styrsystem som kontinuerligt korrigerar för avvikelser från den planerade borriktningen.

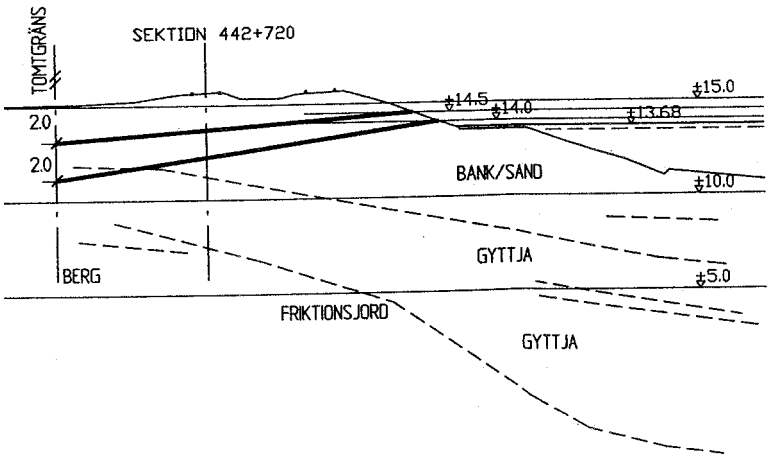
10.3.4 Jordspikning

Jordspikning (Soil Nailing) är en metod för jordförstärkning som under de senaste 20-25 åren utvecklats och använts i Europa och USA. Principen bygger på att passiva stag, spikar, installeras i den befintliga jorden. Genom samverkan mellan jord och spik ökas den totala skjuvhållfastheten hos jorden, varvid stabiliteten förbättras.

Figur 10.7 Installation av jordspikar vid Monumentviken.

Figur 10.8 Jordspikar.

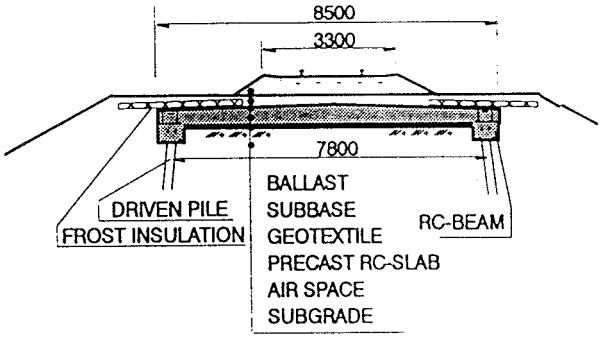
Metoden har använts av Banverket för att förstärka befintliga bankar på västra stambanan mellan Lerum och Partille. Tågtrafiken kunde fortgå obehindrat under installationen av spikarna.



Figur 10.9 Principsektion från Jonsereds gamla station.

10.3.5 Förenklat påldäck

Metoden förbättrar stabiliteten och minskar sättningar och vibrationer. Konstruktionen består av ett förenklat påldäck och har använts vid renovering av en järnvägsbank på lös lera mellan Helsingfors och Åbo i Finland, Törnqvist et al (1999). Konstruktionen består av längsgående förstärkta betongbalkar på ömse sidor om spåret som är grundlagda på betongpålar. På balkarna ligger en prefabricerad betongplatta, se Figur 10.10.



Figur 10.10 Princip för förenklat påldäck.

Pålar och betongbalkar installerades under pågående tågtrafik. För att minska risken för porövertryck och markrörelser vid pålslagningen utfördes förborrning med jordskruv genom banken. Dessutom var pålarna försedda med dräner för att ytterligare minska porövertrycken. Banken satte sig som mest 100 mm under pålslagningen. När betongbalkarna var installerade stängdes tågtrafiken av i fem dygn. Under

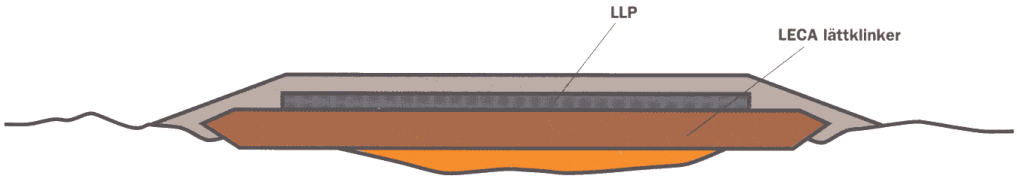
den perioden schaktades banken bort på en 725 m lång sträcka, betongplattan installerades och banken återställdes.

10.3.6 LLP-metoden

LLP-metoden står för ”Lastspridande Lätt Platta” vilken utförs med armerad cementbunden lättklinker, typ leca-kulor, eller lättklinkerbetong. Metoden innebär att en lätt samt böj- och vridstyv platta av cementbunden, armerad lättklinker placeras i banken, ofta i kombination med fyllning av lättklinker. Metoden har tillämpats vid byggnad av vägbankar på lösa och sättningsbenägna jordlager av exempelvis lera och gyttja.

Den största fördelen med ”Lastspridande Lätt Platta” är dess lastfördelande förmåga och den kan också användas som sättningsutjämnande åtgärd exempelvis vid brostöd, övergångar mellan olika typer av förstärkningsåtgärder etc. Enligt uppgift från tillverkare av lättklinker motverkar LLP också markvibrationer.

Metodens principiella utformning framgår av Figur 10.11.



Figur 10.11 ”Lastspridande Lätt Platta”, principiell utformning.

Metoden kräver att tågtrafiken stängs av. Vid dubbelspår bör ett spår kunna trafikeras medan förstärkningsarbetena pågår. Eventuellt kan spont erfordras.

10.3.7 Träpålar genom banken

Inom Banverket har framförts den ”nygamla” idén med träpålar genom befintlig bank för att främst öka stabiliteten. I samband med byggande av ett nytt spår längs ett befintligt spår vid Sunderby sjukhus på sträckan Boden-Luleå användes träpålar för grundläggning av den nya banken. För att förbättra lastöverföringen i fyllningen användes två lager med geonät. Metoden valdes för att klara stabiliteten för den befintliga banken, eftersom urgrävning av den lösa jorden ej var möjlig ur stabilitetsskäl, Sällström (1999).

10.4 Metoder med begränsad erfarenhet

10.4.1 3B-balk

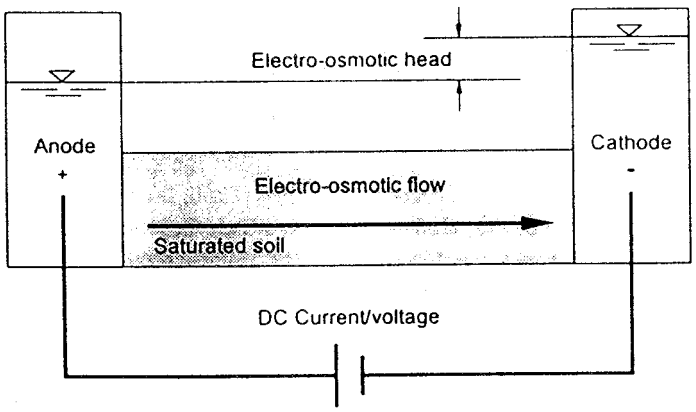
3B-balk är en konstruktion som är avsedd att ge järnvägsbanken en sådan styvhet att problem med elastiska sättningar orsakade av tågpassager reduceras till en acceptabel nivå. Konstruktionen består av en balk av armerad betong med mellanliggande cellplastfyllning.

Metoden kräver att tågtrafiken stängs av. Vid dubbelspår bör ett spår kunna trafikeras medan förstärkningsarbetena pågår. Eventuellt kan spont erfordras.

En utförligare beskrivning av metoden ges i Bilaga 6.

10.4.2 Elektroosmos med dränbrunnar

Metoden elektroosmos innebär att man inducerar en likström mellan en anod och en katod varvid en elektrisk potential uppstår i jorden som medför att porvattnet börjar strömma i riktning mot katoden. På så vis sänks portrycket i jorden med åtföljande konsolidering och reducering av vattenkvoten varvid också hållfastheten ökar. Principen framgår av Figur 10.12.



Figur 10.12 Elektroosmotisk transport av vätska genom en jordvolym, Senneset och Acar (1995).

Metoden, som kan vara lämplig i lera och silt, ligger på forskningsstadiet. I litteraturen möts metoden av både positiva och negativa reaktioner. Exempelvis så är den enligt Broms (1994) dyr och tidskrävande men enligt Eggestad (1983) enkel med relativt låg energikostnad.

I Sverige har metoden främst använts i forskningssyfte, Skå-Edeby och Göteborg, Hansbo (1970). En fallstudie har utförts i Södertälje, Hansbo (1970). I Norge har fullskaleförsök utförts under 1960-talet. Vidare har laboratorieförsök utförts på lera av Larsson (1975).

Försöken i Norge visar att metoden fungerar även i större skala men att det erfordras en konsolidering för att hållfastheten skall öka vilket är en uppenbar nackdel vid förstärkning av befintliga konstruktioner, som exempelvis järnvägsbankar. En fördel med metoden är att tågtrafiken kan fortgå obehindrat.

Med hänsyn till att metoden genererar sättningar torde upprepade spårjusteringar krävas under tiden som förstärkningsarbetena utförs. Metoden som sådan bedöms ändock som intressant med hänsyn till att installationen av anoder resp katoder kan ske på ömse av spåret utan att inkräkta på spårområdet. En med hänsyn till sättningsproblematiken intressant utveckling av metoden beskrivs i följande avsnitt 10.4.3.

10.4.3 Elektrokinetisk stabilisering med tillsatsmedel

Vid elektrokinetisk stabilisering används elektroosmos för att transportera kemiska tillsatsmedel till jorden. Metoden kan användas i finkorniga sediment såsom lera och silt där andra injekteringsmetoder som exempelvis ”grouting” kan vara svåra att genomföra. Stabilisering med tillsatsmedel har den uppenbara fördelen att hållfastheten kan ökas utan att konsolidering behöver ske.

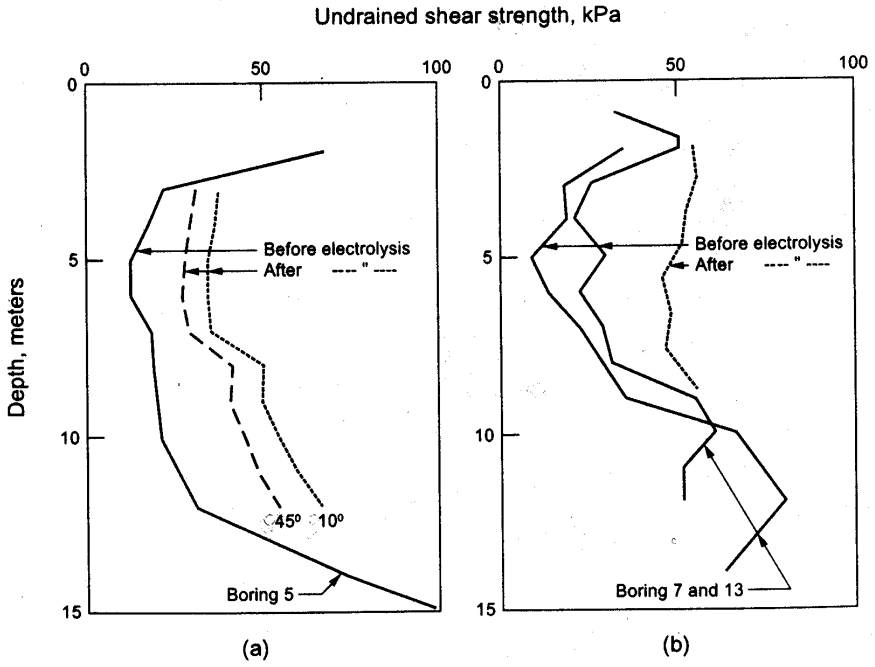
Metoden har prövats i Norge 1967, Senneset och Acar (1995), i syfte att öka stabiliteten i en slänt. Jorden som bestod av lera (kvicklera) med skikt av siltig sand hade en mäktighet överstigande 15 m. Den odränerade skjuvhållfastheten varierade mellan 20–30 kPa.

En anläggning användes liknande den vid elektroosmos kompletterad med tillsats av en elektrolyt vid anoderna. Elektrolyten som bestod av en lösning av kaliumklorid (KCl) blandades i en separat blandningsstation och pumpades sedan ut till de hål i marken i vilka anoderna var monterade. Efter 1 månad uppmättes skjuvhållfasthetsökningar enligt Figur 10.13.

En betydande temperaturökning uppstod i jorden (ända upp till 80^0C) och ånga kunde iakttas vid katoderna. Som framgår av Figur 10.13 är skjuvhållfasthetsökningen temperaturberoende.

Ökningen av den odränerade skjuvhållfastheten var i storleksordningen 20-25 kPa, vilket innebar en 15-procentig ökning av stabiliteten.

Det förstärkta området var 550 m^2 stort och omfattade en jordvolym om 6500 m^3. 20 ton kaliumklorid (KCl) användes och energiåtgången uppgick till 20 kWh per kubikmeter förstärkt jord.



Figur 10.13 Odränerad skjuvhållfasthet före och efter elektrokinetisk stabilisering, Senneset och Acar (1995).

Hur väl metoden fungerar i andra typer av lera behöver utredas vidare och idag krävs sannolikt forskningsinsatser som exempelvis också klarlägger effekterna av andra elektrolyter samt miljöpåverkan på grundvatten, omgivande markområden, djurliv etc.

Metoden har prövats av Soletanche Bachy, dock är ingen tillämpning under järnvägsbankar känd.

10.4.4 Saltbrunnar

Speciellt i västra Sverige finns stora förekomster av kvicklera, som delvis förlorat sina ursprungliga förkonsoliderings- och hållfasthetsegenskaper på grund av urlakning av det salt som fanns i porvattnet då sedimenten avsattes. Detta har också resulterat i att lerans sensitivitet ökat och att den blivit känslig för störningar i form av t.ex. vibrationer. Processen fortgår, men är mycket långsam.

I denna typ av lera kan de ursprungliga egenskaperna i stort sett återskapas och sensitiviteten markant reduceras om saltinnehållet i porvattnet åter ökas. Detta görs genom att rader av s.k. saltbrunnar installeras och fylls med en koncentrerad lösning av vattenlösligt salt. Lämpligen användes kaliumklorid, som visat sig ha den bästa effekten av de salter som sprider sig ut i jorden genom diffusion. Förstärkningen börjar närmast brunnen och sprider sig sedan successivt ut i den omgivande jorden. Tidsåtgången för full förstärkningseffekt beror på

diffusionshastigheten i jorden och avståndet mellan saltbrunnarna. Metodens tillämplighet är begränsad till den ovannämnda typen av lera. Den har använts med gott resultat på t.ex. ett avsnitt av Oslo Ringvej, Rosenqvist (1977).

10.4.5 Injektering under betongplattor

Metoden innebär att man injekterar polyuretanskum under betongplattor där skummet blandas med underliggande bärlager vilket ger hög stabilitet och en lyftande verkan.

Metoden kan eventuellt användas för reducering av sättningsdifferenser vid anslutning till broar, trummor etc.

Ett exempel på tillämpning av metoden i Sverige är på Arlanda flygplats, Luftfartsverket (1998), där man 1997 konstaterade att delar av landningsbana 01-19 satt sig upp till 0,09 m i jämförelse med ursprungligen projekterad profil. Man beslutade därför att lyfta den befintliga banan av betong. Totalt lyftes en sträcka av ca 370 m inom vilken den största höjningen var ca 0,05 m.

Resultatet av lyftningarna är att de stora svackor som fanns innan arbetet utfördes i princip är borta och man har fått en jämnare yta inom det lyfta området.

Metoden som tillämpades på Arlanda kommer från det i USA verksamma företaget Uretek.

11. Referenser

Adolfsson, K. (1996). Sponter med stödbankar som alternativ till konventionella tryckbankar. Nordiskt geoteknikermöte i Reykjavik 1996.

Ayres, D.J. (1994). Hydrofracture grouting of landslips in cohesive soils. Proc. Conf. Grouting in the Ground, sid 261-271. Tomas Telford, London.

Andréasson, B. (1979). Deformation Characteristics of Soft, High-Plastic Clays under Dynamic Loading Conditions, Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg.

Banverket (1995a). 30 ton på Malmbanan, Infrastruktur, Rapport 3.4, Geoteknisk inventering, oktober 1996.

Banverket (1995b). Föreskrift BVF 585.10, Stabilitetsanalyser, 1995-03-01.

Banverket (1995c). Handbok BVH 526.1, Banverkets produktionshjälpmedel, 1995-12-06.

Banverket (1996a). Tåglastens inverkan vid stabilitetsanalyser, etapp III, Delrapport januari 1996, Dnr T91-1058/33.

Banverket (1996b), Handbok BVH 585.16, Kalk- och kalkcementpelare, 1996-07-01.

Banverket (1996c). Föreskrift BVF 586.60, Axellaster, 1996-11-01.

Banverket (1996d). Föreskrift BVF 585.14, Tillåtna sättningar i banunderbyggnad och undergrund.

Banverket (1997a). Föreskrift BVF 587.02, Spårlägeskontroll och kvalitetsnormer – Central mätvagn STRIX, 1997-08-18.

Banverket (1997b). Rapport BVPO 724.001, Buller och vibraitoner från spårbunden linjetrafik. Policy och tillämpning.

Banverket (1998a). Meddelande BVM 598.020, STAX 25 ton - Delprojekt geoteknik, Trafiklastförutsättningar för stabilitetsanalyser och geokonstruktioner, 1998-04-24.

Banverket (1998b). Rapport nr. BM 98/22k, Track loading vehicle – description, oktober 1998.

Banverket (1998c). Geodynamiska analyser, TM 97-059, 1998-01-20.

Banverket, J&W, SGI, KTH, NGI och GEO (1999). Evaluation and analyses of measurements from the west coast line, SGI Dnr 2-9710-502. Två pärmar.

Banverket (2000a). Handbok BVH 585.11, Lättfyllning i järnvägsbankar.

Banverket (2000b). Föreskrift BVF 585.53, Frostskydd av cellplast i befintligt spår.

Banverket (2000c). Tåglastens inverkan vid stabilitetsanalyser, FoU-projekt vid Banverket HK Bansystem, Slutrapport, Teknisk rapport BB 00:03.

Banverket (2000d). Meddelande BVM 598.031, Undersökning och dimensionering av bankar på torv vid STAX 25 ton.

Banverket (2001). Remiss ang. BVF 585.13, Geodynamiska analyser, 2001-01-15.

Banverket/SGI (1999). Status för Banverkets miljötekniska verksamhet. Slutrapport

Bengtsson, P-E. och Larsson, R. (1997). Användarhandbok program EMBANKCO verison 1.02 1994-05-16. Sättningsberäkning för vägbank på finkornig jord. Beräkning av konsolideringssättningar storlek och tidsförlopp, Statens geotekniska institut.

Bergdahl, U., Hartlen, J., Larsson, R., Lechowicz, Z., Szymanski, A. och Wolski, W. (1987). Shear strength increase in organic soils due to embankment loading, Wroclaw Technical University, Scientific Papers of the Institute of Geotechnics, Conferences, nr 52/54, Del 1, sid 21-32.

Bergdahl, U., Malmborg, B.S. och Ottosson, E. (1991). Ytgrundläggning. En handbok av ytgrundläggning för normala konstruktioner, Svensk Byggtjänst.

Bevan, D (1995). Cone penetration tests (CPT) and radar scanning (GPR), Swedish Geotechnical Society, Report 3:95: International symposium on cone penetration testing.

Bjerrum, L., Moum, J. och Eide, O. (1967). Application of elektro-osmosis to a foundation problem in Norwegian quick clay. Geotechnique 17, sid 214-235.

Bodare, A., Abrahamsson, O. och Ottosson, F. (1995). Ytvågsseismik för vägar, Bygg & Teknik nr 8/95, sid 26-30.

Bohusgeo. (1997). Säbylundsmossen, Normalsektion för grundförstärkning av delen 208+900 till 210+400, 1:a utkast. Uddevalla.

Broms, B. (1994). Soil stabilization in South East Asia- recent developments. Proc. Seminar on Ground Improvement Methods, sid 1-60, Hong Kong. Hong Kong Institution of Engineers.

Carling, M., Åkerlund, E. och Back, P-E. (2000). Pilotstudie av föroreningsspridningen vid banvallar i Sverige, Delrapport, etapp 1 och 2, Statens geotekniska institut, Dnr 1-0004-0310, 2000-12-21.

Carlsten, P., (1996a), Skjuvförsök på torvprover, Banverket

Carlsten, P., (1996b), FoU-projekt: Torv under järnvägsbankar – Hållfasthetsegenskaper och undersökningsmetodik

Carlsten, P. och Lindahl, A. (1999), Torvs geotekniska egenskaper, Sammanställning av erfarenheter från laboratorieförsök på torv, Statens geotekniska institut

Carlsten, P. och Lindahl, A. (2000), Befintliga bankar och konstruktioner vid ökad tåglast och högre tåghastighet, Etapp 1, Del 2 Torv under järnvägsbankar

Chrismer, S., LoPresti, J., Read, D. och Li, D. (1995). Cone penetrometer testing on North American railroads, Swedish Geotechnical Society, Report 3:95: International symposium on cone penetration testing.

Eggestad, Å. (1983). Improvement of cohesive soils: State-of-the-report. Proc. 8th ECSMFE, Vol. 3, sid 991-1007, Helsinki. A. A. Balkema, Rotterdam.

Ekdahl, U. och Bengtsson, P-E. (1996). Ny metod att beräkna sättningar vid plattgrundläggning, Väg- och vattnebyggaren, 1996, nr 3, sid 21-24.

ECCREDI, European Council for Construction Research, Development and Innovation. (1998a). Real-time Modelling and Compensation of Soil Movements on Underground Sites (COSMUS). Environmentaly Friendly Construction Technologies, 2nd Annual Workshop Technical Contributions. Brussels, Belgium, 1998.

ECCREDI, European Council for Construction Research, Development and Innovation. (1998b). Navigational jet grouting (NAVIJET). Environmentaly Friendly Construction Technologies, 2nd Annual Workshop Technical Contributions. Brussels, Belgium, 1998.

Fransson, C. (1995). Utvärdering av den ytvågsseismiska metoden SASW samt en litteraturstudie av andra metoder för bestämning av skjuvmodulen G, Tekniska Högskolan i Lund, Geoteknik.

Gaberc, A. (1994). Increase of subsoil bearing capacity beneath embankments, XIII ICSMFE 1994, New Dehli, India, sid 759-762.

Heath, D. L., Shenton, M. J., Sparrow, R. W. och Waters, J. M. (1972). Design of conventional rail track foundations, Proc. Inst, Civ. Engrg., 51, sid 251-267.

Hedberg, B. (1995). Väg 580 Edsberg - Ölme kyrka - Ulvsjö Bro B1, Vägport under järnväg vid Ölme kyrka, TBb/geo 2. Vägverket. Karlstad.

Holm, G. och Ottosson, E. (1985). Förbelastning av varvig lera - Uppföljning i Rävgräva, Statens geotekniska institut, Dnr 1-356/80.

Holm, G., Eriksson, U., Svensson, P.L. (1992). Jetinjekteringsmetoden. Byggforskningsrådet, T2:1992.

Land, P. och von Reedtz, P. (1998). Modern jetinjekteringsteknik, Väg- och vattenbyggaren, 1998, nr 5, sid 32-33.

Landva, A.O., (1980a), Geotechnical Behaviour and Testing of Peat, Ph. D. thesis, Laval University, Quebec

Landva, A.O., (1980b), Vane testing in peat, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, No. 1, pp. 1-19

Larsson, R. (1975). Konsolidering av lera med elektroosmos. Byggforskningsrådet R45:1975.

Larsson, R. (1986). Consolidation of soft soils, Statens geotekniska institut, Rapport 29.

Larsson, R. och Mulabdic, M. (1991). Shear moduli in Scandinavian clays, Statens geotekniska institut, Rapport 40, Linköping.

Larsson, R. (1992). CPT-sondering. Utrustning – utförande – utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskpaer i jord, Statens geotekniska institut, Information 15.

Larsson, R. (1993). Dilatometerförsök. En in-situ metod för bestämning av lagerföljd och egenskaper i jord. Utförande och utvärdering, Statens geotekniska institut, Information 10.

Larsson, R., Bengtsson, P-E. och Eriksson, L. (1994). Sättningsprognoser för bankar på lös finkornig jord, Statens geotekniska institut, Information 13.

Larsson, R. (2001). Investigations and Load Tests in Clay Till. Results from a series of investigations and load tests in the test field at Tornhill outside Lund in southern Sweden, Statens geotekniska institut, Rapport 59.

Li, D. (1994). Railway Track Granular Thickness Design Based on Subgrade Performance Under Repeated Loading. Doctoral Dissertation Geotechnical Report No AAR94-414D, University of Massachusetts, Amherst.

Li, D. och Selig, E. T. (1998a). Method for railroad track foundation design, II: Applications, ASCE Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol 124, No 4, april 1998, sid 323-329.

Li, D. och Selig, E. T. (1998b). Method for railroad track foundation design, I: Development, ASCE Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol 124, No 4, april 1998, sid 316-322.

Liedberg, S. (1999). Erfaringer med byggning og drift av jernbaneanlegg på bløt grunn, Sättningar och uppmätt tillståndsutveckling i driftsfasen för Svealandsbanan, delsträckan Läggesta – Malmby, Rapport nr 7, Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för geoteknik, Rapport nr. B 1999:3.

Ljungberg, R. och Sörensen, N. (1997). Seismic field measurements in soft clay at Grums Sweden, Kungliga Tekniska Högskolan, Avd för Jord- och Bergmekanik, Examensarbete 97/17.

Lord, J. A. (1999). Railway foundations, Discussion paper. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barends et al. Balkema, Rotterdam.

Luftfartsverket. (1998). Lyftning av ojämnheter på Stockholm-Arlanda flygplats bana 01-19. LFV Teknik Mark/Fält Tm/Rapport 98:001.

Lundström, K. (1987). Släntstabilisering med jetinjekteringsmetoden. Rapport X 87:2, Inst. F. Geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Magnan, J.P. (1994). Methods to reduce the settlements of embankments on soft clay: A review. ASCE GSP No. 40, sid 77-91.

Morin, H. (2000). Botniabanan, Grundläggningsdagen 2000, Svenska Geotekniska Föreningen, sid 211-219.

Möller, B. (1998). Kombisondering, statisk och dynamisk sondering i kombination - Ersättning av vikt- hejare- och mekanisk trycksondering, Statens geotekniska institut, projektbeskrivning, Dnr 1-9803-167.

Möller, B. (2000). Automatiskt mätsystem för övervakning och dess implementering i Banverkets detektorsystem, Statens geotekniska institut, rapport till Banverket daterad 2000-01-20, Dnr 3-9806-385.

Rosenqvist, I.Th. (1977). A general theory for quick clay properties. Proc. III Meeting Eur. Clay Groups, Oslo 1977, sid 215-228.

Senneset, K. och Acar, Y.B. (1995). Glimpse at electrokinetic soil improvement. Proc. Bengt Broms Symposium on Geotechnical Engineering, pp. 363-382, Singapore. World Scientific, Singapore.

Skredkommissionen. (1995). Anvisningar för släntstabilitetsutredningar, Rapport 3:95, IVA Skredkommissionen, c/o Statens geotekniska institut, Linköping.

Svensson, M. (1998). Modern methods for determination of shear modulus, spectral analysis of surface waves (SASW) and bender element method, Lund University, Diss, Lund Institute of Technology, Department of soil and mechanics, Report TVGT-1006.

Svensson, M. (1999). Ytvågsseismik-magi eller ett verktyg inom geotekniken?, Bygg & Teknik nr 1/99, sid 42-47.

Sällström, T. (1999). Grundförstärkning , Mötestation Sunderby Sjukhus SuS, km 1164+600 – 11665+700, Banverket, Norra Banregionen, 1999-12-10.

Triumf, C. A. (1992). Geofysik för geotekniker, metoder och tillämpningar, Statens råd för byggnadsforskning, T31:1992.

Törnqvist, J., Fischer, K., Kärkkäinen, M. och Suomalainen, J. (1995). Renovation of high speed track resting on young sensitive clay, European Confernece on soil mechanics and foundation engineering, Köpenhamn, Maj-June 1995, Danska geotekniska föreningen, DGF Bulletin 11, sid 8.175-8.182.

Viberg, L. (1991). Lärobok i geobildtolkning, Statens geotekniska institut, Information 14.

Wolski, W., Szymanski, A., Mirecki, j., Lechowicz, Z., Larsson, R., Hartlen, J., Garbulewski, K. och Bergdahl, U. (1988). Two stage-construted embankments on organic soils. Field and laboratory investigations – Instrumentation – Prediction and observation of behaviour, Statens geotekniska institut, Rapport 32.

Wolski, W., Szymanski, A., Lechowitz, Z., Larsson, R., Hartlen, J. och Bergdahl, U. (1989). Full-scale failure test on stage-constructed test fill on organic soil, Statens geotekniska institut, Rapport 36.

Vägverket Konsult (1997). Geofysiska undersökningsmetoders tillämpning inom Vägverket - Lägesbeskrivning 1996, Rapport VVKgeo 97:01.

Bilagor

Bilaga 1. Dimensioneringsprinciper enligt Li och Selig (1998a)

Dimensionering
För att undvika skador av typen progressivt skjuvbrott och stora plastiska deformationer föreslår Li och Selig en ny metod för design av banken (över- och underballast). Ingående parametrar är dynamisk hjulbelastning, trafiklast, bankmaterialets och undergrundens respektive elasticitetsmoduler, samt undergrundens jordart och tryckhållfasthet.

Karakterisering av förväntade trafikförhållanden spelar här en viktig roll vid dimensioneringen och man fastslår vidare att undergrundens uppträdande influeras inte bara av den maximala lasten utan också av de ackumulerade lasterna av samtliga alla andra axellaster. Därför har man skapat en metod för att konvertera alla typer av axellaster till två dimensionerande variabler, en dimensionerande dynamisk hjullast och det totala ekvivalenta antalet av de dimensionerande lastapplikationerna.

Författarna hävdar vidare att metoden kan användas såväl vid nybyggnation av spår som vid upprustning av befintliga med deformationsproblem i undergrunden.

Den dimensionerande ackumulerade trafiklasten beräknas med utgångspunkt från följande parametrar:

- Statisk hjullast
- Tågets hastighet
- Trafiklast

Den statiska hjullasten, P_{si}, omvandlas till dynamisk last, P_{di}, enligt en av American Railway Engineering Association (AREA) rekommenderad ekvation (1996):

$$P_{di} = [\ 1 + (0{,}0052 * V/D)\ ] * P_{si}$$

där V = hastighet (km/h)
D = hjuldiameter (m)

Dimensionerande antal lastapplikationer för respektive hjullast, N_i, beräknas enligt följande ekvation:

$$N_i = T_i/(8 * P_{si})$$

där T_i är totala (ackumulerade) trafiklasten för respektive hjullast P_{si}

För att ta hänsyn till alla sorters axellasters inverkan på undergrunden konverteras den aktuella axellastens antal lastcykler,N_i, till ett dimensionerande värde, N_i^0, enligt följande:

$$N_i^0 = N_i * [P_{di}/P_d]^{m/b}$$

där m och b är parametrar som beror av jordart (framtagna av Li och Selig) och P_d är den dimensionerande hjullasten.
Exempelvis så är för ”fat clay” m = 2,4 och b = 0,18.

Slutligen så beräknas det totala ekvivalenta antalet lastapplikationer för den dimensionerande lasten, P_d,, enligt följande summering:

$$N = N_1^0 + ...+ N_i^0 + ...$$

I Li och Selig:s artikel görs också jämförande fältförsök som verifierar metoden.

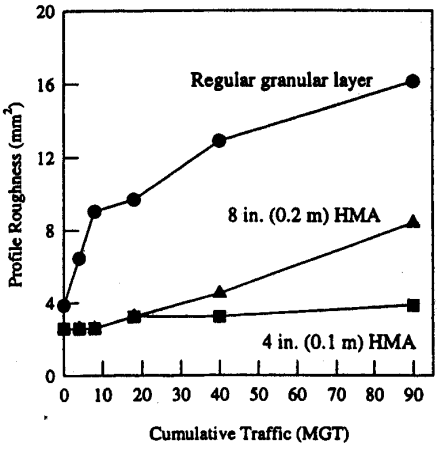
Som ett av flera exempel på tillämpning av metoden ges dimensionering av åtgärder på en cirka 1,6 km lång problemsträcka nära Alps i New Mexico. Den aktuella sträckan krävde regelbundet återkommande underhålls- och justeringsarbeten på grund av progressivt skjuvbrott i undergrunden och s k "mud-pumping". Tre alternativa förslag till design provades: en konventionell lösning med över- och underballast av friktionsjord samt två alternativ där asfaltbeläggning med respektive 0,1 och 0,2 m tjocklek ingick som en del av överballasten.

För den konventionella överbyggnaden bestämdes överbyggnadstjockleken till 0,58 m (se Figur 1). Alternativen med asfaltbeläggning utfördes bägge med en total tjocklek av 0,4 m. I Figur 1 redovisas "Profile Roughness" (variansen för rälens lägesavvikelse från dess ursprungliga läge) som funktion av den av den ackumulerade trafiklasten (miljon bruttoton).

Li och Selig konstaterar att spåret på den konventionella överbyggnaden visserligen erhåller större avvikelser men att de ändock är "only moderate" och vidare (efter extrapolering av resultaten) att ballastjustering erfordras tidigast vid 200 miljoner bruttoton.

Design Results for Alps, NM Test Site

Design parameters (1)	Values (2)
Traffic conditions	P_s = 147 kN V = 56 km/h Annual traffic = 60 MGT
	D = 0.91 m
Granular material	E_b = 276 MPa
Design criterion	ε_a = 4% for a total traffic of 5 yr
Subgrade characteristics	Soil type: CH (fat clay) σ_s = 69 kPa E_s = 14 MPa
Design results	H = 0.58 m



Track Roughness Developments at Alps, N.M.

Figur 1. Uppmätta spåravvikelser, Alps i New Mexico, Li och Selig (1998a).

Kommentarer: Huruvida Li och Selig:s resonemang är direkt tillämpbara för svenska jordförhållanden är för närvarande oklart. Främst krävs ökad kunskap om parametrarna m och b för svenska jordar och då i första hand våra lösa leror .Vid beräkning av den ”historiska” ackumulerade lasten på banan bör också hänsyn tas till de eventuella förbättringsåtgärder som vidtagits under banans livslängd. Ovanstående synsätt på dimensionering ger dock stöd för påståendet att vid statusbestämning av befintliga bankar i samband med ökad axellast/hastighet så är det vid bestämning av ”lasthistoriken” den verkliga ackumulerade lasten (bruttotonnaget) som banan utsatts för som är den dimensionerande lasten och ej den maximala last som varit tillåten på banan.

Bilaga 2. Hållfasthetstillväxt under befintliga bankar

Allmänt

Det är sedan länge känt att då kohesionsjord utsätts för belastning sker en konsolidering i samband med att vatten pressas ur leran och vattenkvoten i leran minskar. Med minskad vattenkvot följer också normalt en hållfasthetstillväxt. Tidsförloppet som är beroende av jordens permeabilitet, jordlagrens mäktighet m m kan vid nybyggnation påskyndas genom åtgärder som exempelvis vertikaldränering vars effekt ökar ytterligare om en temporär överlast anbringas. Utan åtgärder brukar man traditionellt anta att en väsentlig del av konsolideringen för en given belastning ägt rum inom 50 á 60 år. Påförs därefter ytterligare last så startar en ny sättningsprocess med utgångspunkt från de då rådande förhållandena.

Med hänsyn till att flertalet järnvägsbankar i Sverige idag har uppnått en ålder överstigande 50 år finns det därför anledning att anta (trots avsaknaden av åtgärder i form av vertikaldränering etc) att det har skett en hållfasthetstillväxt under dessa bankar.

Enligt muntlig information från Håkan Berger, Banverket, Östra regionen, finns dokumenterade iakttagelser som styrker detta, dock finns även exempel på att ingen eller endast obetydlig hållfasthetstillväxt skett. I detta fall bör regionernas erfarenheter tas till vara och utvecklas. En systematisk dokumentation och analys av hållfasthetstillväxt under befintliga bankar vore därför värdefull.

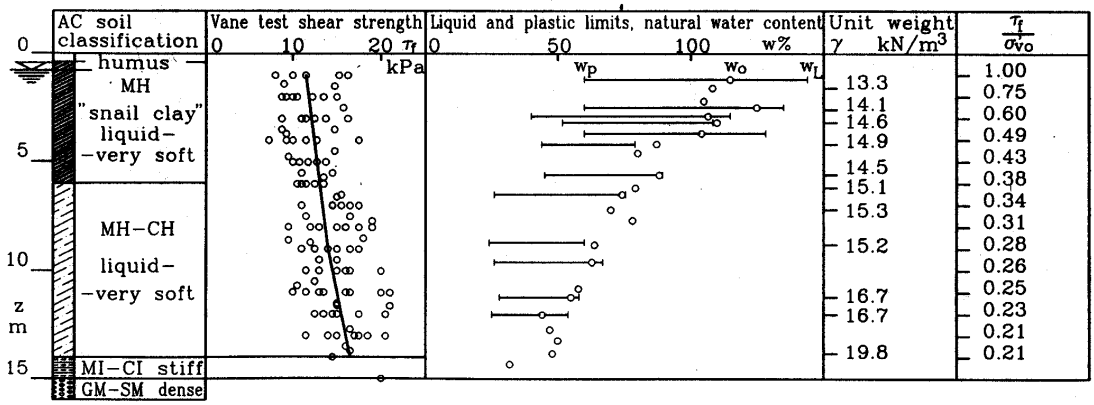
Beträffande hållfasthetstillväxt under befintliga bankar ges vissa rekommendationer i BVF 585.10 ”Stabilitetsanalyser” enligt följande. Hållfasthetsökningen kan schablonmässigt uppskattas genom att ökningen av förkonsolideringstrycket beräknas som skillnaden mellan idag rådande (beräknad) effektivspänning och det ursprungliga förkonsolideringstrycket. En sådan schablonmässigt beräknad ökning är en försiktig uppskattning som dock endast gäller om jorden verkligen har konsoliderat.

Exempel 1: Ljubljana Marshlands, Slovenien

Ökning av undergrundens bärförmåga under bankar har bl a studerats i Slovenien (Gaberc 1994) där man i samband med ett planerat vägbygge inledningsvis utförde en provbank där ca en tredjedel av provytan lämnades utan påskyndande åtgärder i form av vertikaldränering, temporär överlast etc.

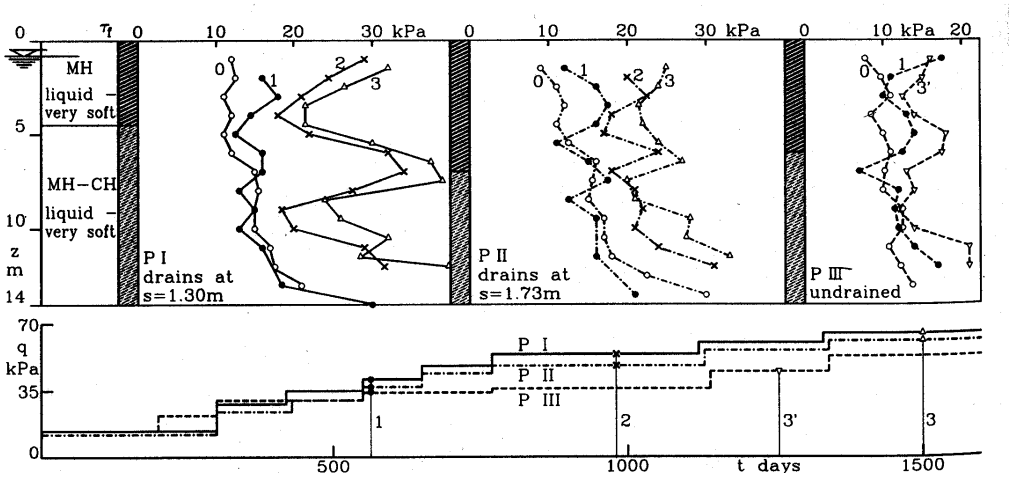
Försöken utfördes inom ”the Ljubljana Marshlands” (”sumpmarker”) som är ett flackt ca 25 x 10 km stort område där jorden består av glaciala och postglaciala, leriga och siltiga sediment. Jordens

egenskaper före försökens utförande framgår av Figur 1. Grundvattenytan är belägen inom 0–1 m djup under markytan beroende av årstid.



Figur 1. Jordens naturliga egenskaper, Ljubljana Marshlands, (Gaberc 1994).

För sektionen utan vertikaldränering (PIII) utfördes skjuvhållfasthetsbestämning med vingsond vid tre tillfällen: initiellt samt efter 550 och 1250 dygn. Banken byggdes upp successivt med lagertjocklek 0,4-0,5 m vid varje tillfälle, se Figur 2.



Figur 2. Successiv upplastning och bestämning av odränerad skjuvhållfasthet, (Gaberc 1984).

Av resultaten framgår att det även inom det odränerade området PIII sker en hållfasthetstillväxt som med undantag av något jordlager är av betydande omfattning efter 1250 dygn. Vid tidpunkten 1250 dygn utfördes stabilitetsberäkningar för aktuell bankhöjd. Om man vid detta tillfälle använde de initiella skjuvhållfasthetsvärdena erhölls vid

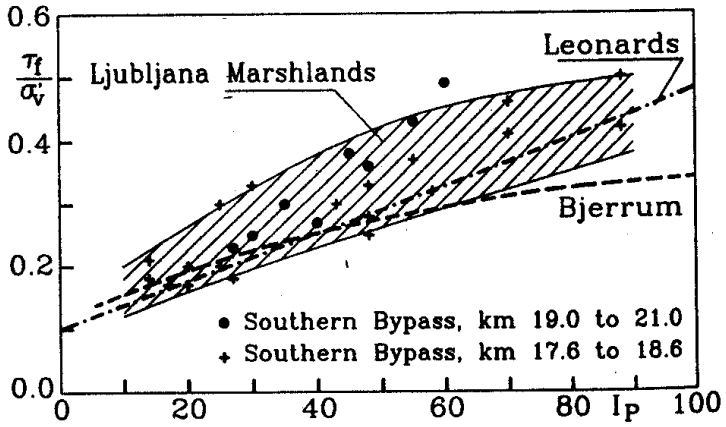
en odränerad analys en säkerhetsfaktor $F_c = 1{,}21$. Genom att ansätta de vid denna tidpunkt aktuella skjuvhållfasthetsvärdena erhölls en säkerhetsfaktor $F_c = 1{,}45$, således en förbättring med ca 20%.

Section	Safety factor F		
	$\varphi = 0, c \neq 0$		$c' = 0, \varphi' \neq 0$
	$\tau_{f\ initial}$	$\tau_{f\ increased}$	
PI	1.73	2.30	2.31
PII	1.85	2.35	2.31
PIII	1.21	1.45	1.56

Figur 3. Resultat av stabilitetsberäkningar, (Gaberc 1994).

Kommentarer: Av Figur 3 framgår också att resultaten av den odränerade analysen närmar sig de som erhålls vid en dränerad analys. För bankar med lång liggtid kan således den dränerade analysen vara dimensionerande.

I rapporten (Gaberc 1994) redovisas också att kvoten τ_f/σ_v' som funktion av plasticitetsindex I_P (differensen mellan flytgräns och plasticitetsgräns), se Figur 4.



Figur 4. Samband mellan kvoten τ_f / σ_v' och plastiticitetsindex, (Gaberc 1984).

Gaberc (1984) drar härvid slutsatsen att kvoten τ_f/σ_v' synes bero, såväl före som efter pålastning, av plasticitetsindex och hävdar vidare att detta överensstämmer med tidigare försök av Bjerrum (1972) och Leonards (1968).

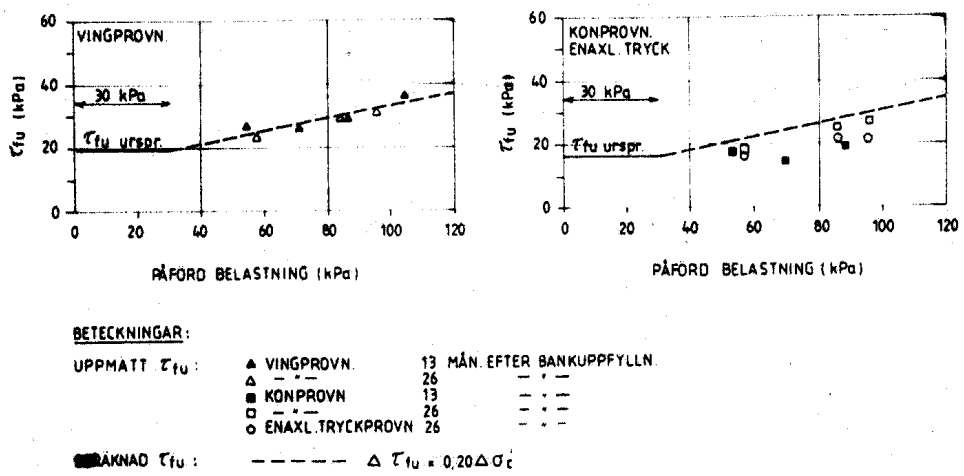
Kommentarer: Med hänsyn till att plasticitetsindex är en (för varje aktuell jord) egenskap och således konstant oavsett förändringar i påförd belastning, vattenkvot etc ligger det nära till hands att vid försök att uppskatta sambandet mellan uppmätt skjuvhållfasthet vid sidan av banken och under densamma även studera jordens respektive flyt- och plasticitetsgräns. Dock behövs sannolikt också kunskap om portrycksförhållandena under resp vid sidan av banken för att en fullständigare bild av sambandet ska erhållas.

Exempel 2: Rävgräva, Örebro

Förbelastning utan dränerande åtgärder har också studerats i svenska leror av Holm och Ottosson, (1985). Vid trafikplats Rävgräva väster om Örebro utfördes s k ”tidig utläggning” av upp till ca 5,5 m höga bankar (tryckbankar erfordrades för h > ca2,5 m) inom ett område där jorden överst består av 1-2 m silt och därunder av 4–6 m lös, något överkonsoliderad ,(ca 30 kPa) varvig lera vilande på morän. Undersökningen inriktades primärt på att studera sättnings- och portrycksutvecklingen under förbelastningstiden men även lerans skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck bestämdes vid några tidpunkter.

Resultat från portrycksmätningar under förbelastningstiden visade på en portrycksutveckling som i princip svarade mot sättningsutvecklingen. Man konstaterade vidare att utjämningen av under upplastningen inträffade portrycksökningar varierade för de olika nivåerna. Detta ansågs bero på olika grad av konsolidering i de olika skikten.

Skjuvhållfastheten befanns öka enligt sambandet $\Delta\tau_{fu} = 0{,}2 \cdot \Delta\sigma_c'$, se Figur 5, varvid leran antagits ha konsoliderat till 100% för påförd last.



Figur 5. Skjuvhållfasthet före och efter bankuppfyllnad, (Holm, Ottosson 1985).

Av Figur 5 framgår att skjuvhållfastheten bestämd in-situ ökar linjärt med bankhöjden enligt ovan redovisat samband. För laboratorieförsöken är dock överensstämmelsen sämre sannolikt beroende av varierande provkvalité.

Hållfasthetstillväxten som funktion av tiden har ej undersökts explicit men av försöken framgår att så sker och då tydligast under den inledande 13-månadersperioden.

Beträffande förkonsolideringstrycket påvisas en ökning 13 och 26 månader efter bankuppfyllnaden. Man kunde dock inte finna någon samstämmig bild i den meningen att förkonsolideringstryckets ökning stod i direkt proportion till bankhöjden. Som troliga orsaker till detta angavs permeabla skikt och jordprovernas kvalité.

Kommentarer: Ovanstående undersökningar visar entydigt att en hållfasthetstillväxt sker med tiden under en befintlig bank men att det råder osäkerhet om i vilken grad och med vilken hastighet detta sker beroende av variationer i jordens sammansättning och egenskaper samt grundvatten- och portrycksförhållanden.

Så länge dessa samband ej kan kvantifieras bättre erfordras därför undersökningar (i första hand hållfasthetsbestämningar in-situ) under befintliga bankar.

Bilaga 3. Geofysiska mätmetoder

Tabell: Geofysiska mätmetoder, principer och användningsområden. Bearbetat efter Triumf, 1992, tabell 3.1, (Rapport VVKgeo 97:01

Användningsområde	Geofysiska mätmetoders generella tillämpbarhet				
	Refraktion-sseismik	Reflektions seismik	Ytvågs-seismik	Resistivitets-mätning	Georadar
1A. Markens elastiska egenskaper	Lämplig		Lämplig		
2A. Grundvattenytans läge i jord	Lämplig	Lämplig		Lämplig	Mycket lämplig
2B. Grundvattenkvalitet - lakvattenplymer				Mycket lämplig	Lämplig ibland
3A. Djup till bergyta >15 m	Mycket lämplig	Mycket lämplig			Lämplig ibland
Djup till bergyta <15 m	Mycket lämplig				Mycket lämplig
Djup till berg - lägre krav på upplösning	Lämplig		Lämplig ibland	Lämplig	
3B. Bergkvalitet - identi-fikation av svaghets-zoner och potentiellt vattenförande zoner	Mycket lämplig	Lämplig ibland		Mycket lämplig	Lämplig ibland
4. Lagerföljder >15 m	Lämplig	Mycket lämplig			Lämplig ibland
Lagerföljder <15 m	Lämplig				Mycket lämplig
Lagerföljder - lägre krav på upplösning	Lämplig		Lämplig ibland	Lämplig	
5A. Lera - detektion	Lämplig ibland		Lämplig ibland	Mycket lämplig	Lämplig
Lera - bestämning av mäktighet	Lämplig ibland	Lämplig ibland	Lämplig ibland	Lämplig	Lämplig ibland
6. Tjäle	Går ej att mäta	Proble-ma-tiskt			Lämplig ibland

Bilaga 4. Sättningsreducerande metoder

En sammanställning över metoder för att reducera sättningarna för bankar på undergrund av lös lera framgår av Magnan (1994), se Figur 1. Sammanställningen beaktar dock ej förstärkning av befintliga bankar under trafikförhållanden.

TABLE 1. Main Characteristics of the Methods Used for Controlling Settlements

Methods	Necessary data	Constraints	Reliability	Comments
Preloading	Compressibility Permeability	Time necessary	Low if the desired settlements are small	Slow Cheap
Preloading with vertical drains	Compressibility Horizontal and vertical permeability	Less time necessary	More flexible	Fast Relatively expensive
Replacement of soft clay	Layer thickness	Disposal for extracted soil New fill	Good in case of total replacement	Expensive Rapid
Stone columns, compaction sand piles	Soil resistance and moduli	Equipment Preliminary trials	Good after analysing a set of trial columns	Expensive Rapid
Piled rafts and bridges	Soil resistance		Good	Very expensive
Electro-osmosis and injection	Physico-chemical properties compressibility permeability	Destruction of electrodes Electricity needed	Uncertain	Very expensive
Lightweight materials	Compressibility Permeability	Protection of the lightweight material	Low if the desired settlements are small	Expensive
Piled embankments	Soil resistance and moduli		Good	Expensive Rapid
Jet-grouted columns	Soil resistance and moduli		Good	Expensive Rapid

Figur 1. Sättningsreducerande metoder (Magnan 1994).

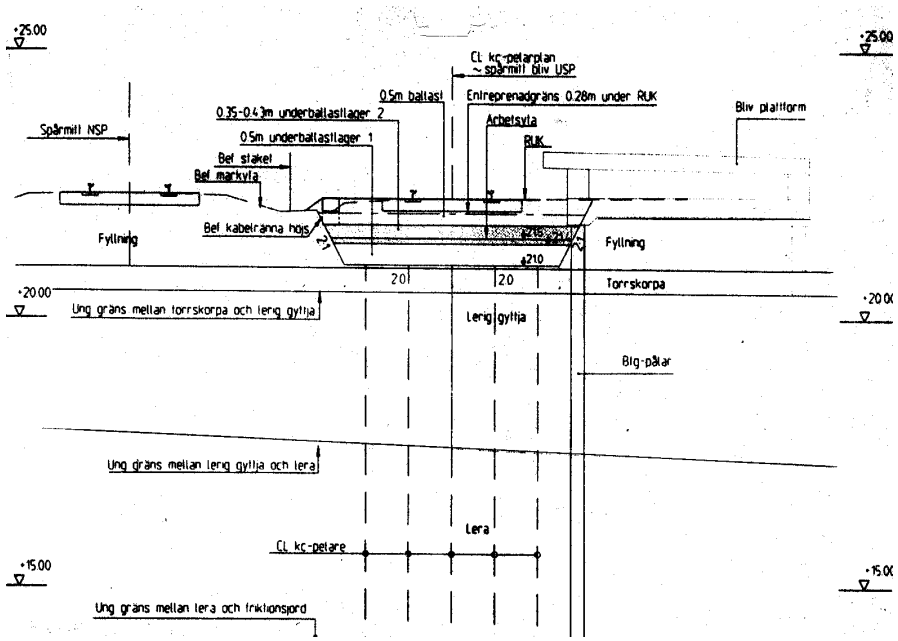
Notera att kalk-cementpelarmetoden, som under det omfattande byggandet av ny infrastruktur i Sverige har varit den dominerande förstärkningsmetoden, saknas i sammanställningen.

Bilaga 5. KC-pelarinstallation vid Kållereds station

Ett exempel på en nyligen utförd KC-pelarinstallation är de förstärknings-arbeten som i juli 1998 utfördes vid Kållereds station på sträckan Göteborg-Malmö. I anslutning till en pålgrundlagd GC-tunnel har man under hela 90-talet kunnat konstatera att sättningar förekommer under nedspåret i anslutning till GC-tunneln. Befintliga länkplattor har satt sig men också anslutande oförstärkta delar av spåret. Sättningarna har uppskattats till totalt ca 0,5 m under perioden 1991-1998 (≈70 mm/år !) och upprepade spårjusteringar har därför krävts.

Förstärkningsarbetena utfördes med nedspåret helt avstängt varvid all trafik framfördes med begränsad hastighet på uppspåret. Jorden i det sättningsdrabbade området består under en tunnare torrskorpa av ca 3 m lerig gyttja varunder följer ca 3-5 m lera vars mäktighet ökar i riktning söderut. Fastare bottenlager av friktionsjord finns inom ca 8-10 m djup under r ö k.

KC-pelarnas längd valdes för att få en överföring av lasten till fast botten i området från GC-tunneln och vidare förbi länkplattan. Därefter gjordes en jämn avtrappning till den ostabiliserade banken. Vid dimensionering antogs att inga vibrationsproblem föreligger i området. Utformning och jordförhållanden exemplifieras i Figur 1.



Figur 1. Kållereds stn, tvärsektion, (Banverket ritn nr 1-512905 G003 C 162).

Installationen av pelare utfördes i huvudsak i enlighet med projekteringen och resultatet blev såvitt är känt godtagbart. Dock medförde installationsarbetet en rad praktiska problem värda att notera med tanke på att motsvarande problematik torde vara aktuell vid liknande förstärknings-åtgärder som görs inom spårområden.

- Några KC-pelargrupper fick flyttas efter det att befintliga teleledningars läge under spåret definitivt kunde fastställas (dock förutsett i anvisningarna).

- Det var svårt (omöjligt) att ta sig igenom ursprunglig fyllning av makadam (inslag av sten och sand). Materialet fick skiftas ut mot sand varvid KC-pelarmaskinen fick vänta en hel dag.

- En kabelbrunn som ej fanns med på ritningarna medförda att flera pelare fick flyttas och att ytterligare pelare i dess närhet fick lutas.

- Kontaktledningarna och maskinens mast kom i konflikt med varandra trots att ledningarna hängts åt sidan. Vissa pelare fick därför lutas.

- Vid en maskinförflyttning inom arbetsområdet trycktes en signalkabel till. Kabeln som är ytterst viktig för signalöverföring var dock försedd med flera skyddslager som vid detta tillfälle förhindrade en skada. En eventuell skada kunde dock ha haft stora tidsmässiga och ekonomiska konsekvenser.

Kommentarer: Förstärkningsåtgärder inom befintligt spårområde kräver en noggrann dokumentation av befintliga kablar, anläggningar etc samt att man förutom undersökningar av den undergrund som skall förstärkas även undersöker över- och underballast och eventuella övriga fyllnadsmassor.

Bilaga 6. 3B-balk – Säbylundsmossen

Förslaget till 3B-balk är ett åtgärdsförslag framtaget av Banverket och Bohusgeo (1997).

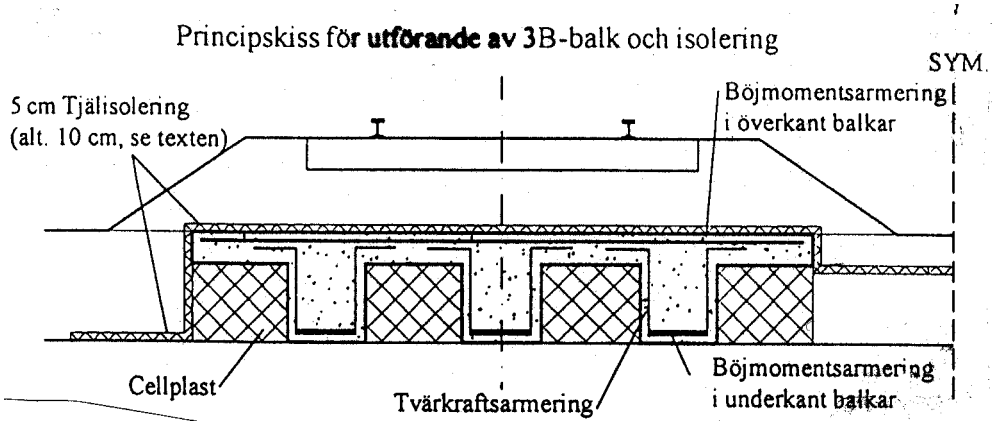
Det befintliga dubbelspåret projekterades 1918 och byggdes strax därefter. Vid en besiktning 1920 rekommenderades att tryckbankar skulle läggas ut längs delar av sträckan. Dokumentation visar att problem med både långtidssättningar och elastiska sättningar har förekommit i samband med tågpassager varför både spår och tryckbankar har justerats vid ett flertal tillfällen och då senast 1984. De förväntade framtida långtidssättningarna (vid nuvarande bankhöjd) bedöms som relativt små varför det dominerande problemet idag är de rörelser som orsakas av tågpassagerna.

Sträckan som är i behov av grundförstärkning är totalt ca 1,5 km och jordlagren består av mycket sättningsbenägen jord av gyttja på lera med 10-12 m mäktighet. Inom delar av området förekommer även torv i ytan. I områdena på ömse sidor av spåret har lerans okorrigerade skjuvhållfasthet uppmätts till $\tau_{fu} \approx 7+1{,}2d$ ($2 \leq d \leq 7$ m u my). Under banken varierar skjuvhållfastheten mellan 15-20 kPa. Leran är ner till 8-10 m djup mycket kompressibel (M_L = 100-250 kPa) och därunder troligen svagt överkonsoliderad (M_L = 400-500 kPa). Modulerna avser jordförhållandena bredvid spåret.

Den planerade förstärkningsåtgärden består av en balkkonstruktion av armerad betong med mellanliggande cellplastfyllning, se Figur 1.

Balkkonstruktionen som tills vidare benäms "3B-balk" är avsedd att ge banken en sådan styvhet att problemen med de elastiska sättningarna orsakade av tågpassager reduceras till en acceptabel nivå. Vid Säbylund projekterades den nya profilen att ligga maximalt 0,3 m över den befintliga och mängden cellplast valdes så att konsolideringssättningarna skulle bli acceptabla.

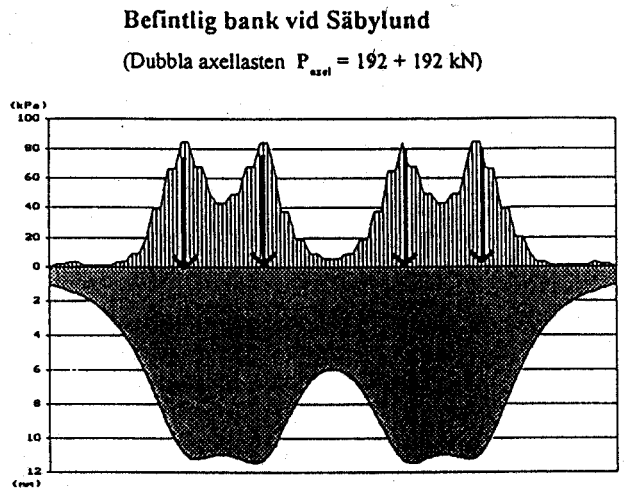
Förstärkningsarbetena avsågs att genomföras för ett spår åt gången med trafik på intilliggande spår. Med hänsyn till stabiliteten erfordrades därför ett något större avstånd mellan spåren än normalt.



Figur 1. Balkkonstruktion typ 3B, (Bohusgeo 1997).

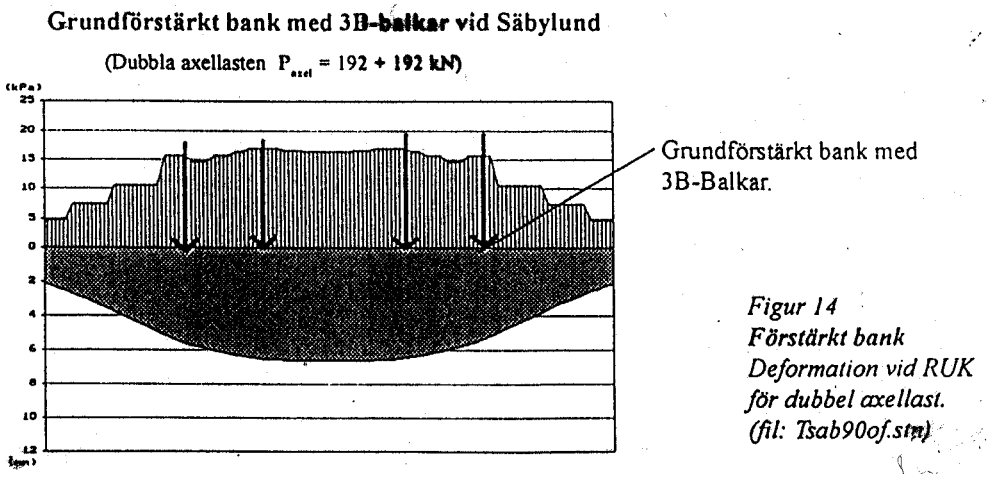
Förstärkningsmetoden har ännu ej kommit till praktiskt utförande men har prövats "vid skrivbordet" av Banverket och Bohusgeo i en beräkningsmodell som via ett iterationsförfarande möjliggör samverkansberäkning mellan en platta och underliggande jord. Modellen har kalibreringsberäknats mot geodynamiska fältmätningar vid Alvhem och Säbylund och har därefter använts för dimensionering av balkkonstruktionen vid sistnämnda plats. Banverket/Bohusgeo konstaterar sammanfattningsvis att modellen ger god överensstämmelse vid kalibreringsberäkningar mot uppmätta deformationer och accelerationer men konstaterar också att modellen är osäker beträffande hur det dynamiska lasttillskottet påverkas av tåghastigheten.

Dimensioneringsberäkningar för 3B-balkar vid Säbylund genomfördes därför enligt principen $P_{axel} = 2*P_{stat}$ samt hastighet v = 200 km/h. Beräknade deformationer för befintlig oförstärkt bank och förstärkt dito framgår av respektive Figur 2 och 3.



Figur 15.
Befintlig - oförstärkt bank
Deformation vid RUK för dubbel axellast..
(fil: Ksab11rk.stn)

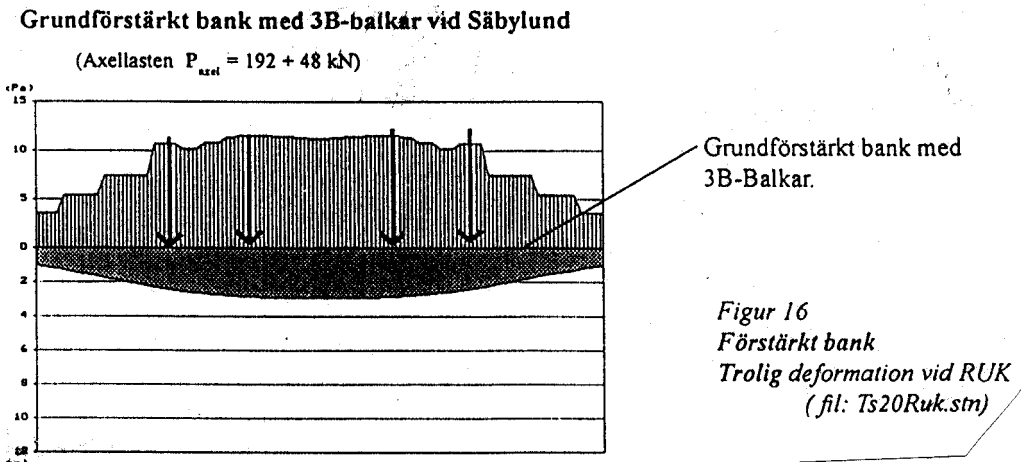
Figur 2. Oförstärkt bank, last och deformation vid RUK, (Bohusgeo 1997).



Figur 3. Förstärkt bank, last och deformation vid RUK, (Bohusgeo 1997).

Av Figur 2 och 3 framgår att de beräknade deformationerna minskar från 12 till 6 mm, således en halvering. Av resultaten framgår också tydligt hur deformationerna utjämnas.

Utredarna redovisar även en beräkning där en justering av jordlagrens deformationsegenskaper gjorts med hänsyn till deformationsbilden i Figur 3 ("G/G_0 justering") varvid även det dynamiska lasttillskottet har justerats med ledning av de beräknade accelerationer som erhålles från samma deformationskurva. Som framgår av Figur 4 halveras deformationerna ytterligare en gång.



Figur 4. Förstärkt bank, last och deformation vid RUK. Justerade jordegenskaper och dynamiskt lasttillskott, (Bohusgeo 1997).

En sammanställning av de använda och beräknade parametrarna redovisas i Tabell 1.

Tabell 1. Sammanställning av beräkningsparametrar för Säbylund, (Bohusgeo 1997).

	G/G0	E - modul	Acceleration	P_{dyn} av P_{stat}
Oförstärkt Bank	0.45 - 1.0	7000 -120000	0.2G	100 %
Förstärkning med 3B-balk	0.90 - 1.0	10500 - 120000	0.05G	25 %

Kommentarer: Förslaget till "3B-balk" ger ett intressant perspektiv på effekterna av radikalt ökad styvhet inom de översta delarna av undergrunden. Metoden behöver dock prövas och utvärderas vid praktiskt utförande (byggande av lämpliga provsträckor) i våra svenska lösa jordar.

Statens geotekniska institut
Swedish Geotechnical Institute
SE-581 93 Linköping, Sweden
Tel: 013-20 18 00, Int + 46 13 201800
Fax: 013-20 19 14, Int + 46 13 201914
E-mail: sgi@swedgeo.se Internet: www.swedgeo.se