BIG – Branschsamverkan i grunden

Forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av vägar och järnvägar

Projekt A2014:13

Höghastighetsspår i Sverige

- på bank

KTH VETENSKAP OCH KONST
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
TRAFIKVERKET
SGI
LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET

BIG – Branschsamverkan i grunden
Forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av vägar och järnvägar

Rapport BIG projekt A2014:13

Höghastighetsspår i Sverige

- på bank

LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET

Framtagen inom ramen för BIG av Luleå Tekniska Universitet

Luleå 2015

BIG projekt Rapport Branschsamverkan i grunden

Beställning Web: www.big-geo.se

Upplaga Digital

Förord

Denna rapport omfattar en förstudie om tekniska möjligheter att bygga höghastighetsjärnväg i Sverige, fokuserat mot sättningar under överbyggnaden.

Projektet har genomförts under 2014 och början av 2015 och är finansierat av Trafikverket genom BIG, Branschsamverkan I Grunden.

Elin Bergliv

Luleå 2015-06-27

Sammanfattning

Det ska byggas höghastighetståg i Sverige, men det finns osäkerheter kring vilken metod som är bäst lämpad för de svenska förutsättningarna. Det kalla klimatet utgör ett frågetecken. Det är även okänt hur sättningar kan komma att utvecklas under konstruktionen, det finns erfarenheter från övriga världen att detta kan utgöra ett problem, särskilt för metoden med spårplattor.

De två metoder att konstruera höghastighetsjärnväg som presenteras i rapporten är ballastburna spår och spårplattor. Ballastburna spår är vanliga i Sverige för konventionell hastighet, det finns gott om erfarenhet kring byggande och underhåll av denna typ av spår. Det är en billigare metod än spårplattor och det är lätt att justera spårläget då spåret är i bruk. Spårplattor däremot sägs vara ”underhållsfria”, vilket innebär att de byggs så att minimalt underhåll ska krävas. Om det då skulle uppstå deformationer under spårplattan är det arbetsamt att korrigera detta, därför ställs kravet att undergrunden ska vara ” i princip sättningsfri”. Försök att definiera vad detta betyder är att ställa mätbara krav på undergrundsmaterialet eller sätta tillåtna gränser för sättningen. Att ställa upp krav på tillåten deformation låter rimligt men det är svårt att dimensionera för eftersom det inte finns metoder för att prognostisera dessa deformationer. Därför har det i denna rapport undersökts hur permanenta deformationer för ett grovkornigt material (som är den typ av material som kan utgöra fyllningsmaterial) beror av olika parametrar.

De permanenta deformationerna drivs på av de yttre lasterna och därför beror de av spänningsnivån både för statiska och repeterade belastningar. Ytterligare parametrar som inverkar är packningen, bergartens hållfasthet, kornens storlek, ytråhet och form. Packningen inverkar genom att tätare material har fler kontaktpunkter och lägre porositet, vilket leder till mindre deformation. Om ett korn är stort är sannolikheten större att det finns svagheter och andra brister än om kornet varit mindre. Större korn har därför lägre hållfasthet samt att större korn har färre kornkontakter mellan varandra vilket gör kontaktkrafterna större, detta leder till större deformationer. Kantiga korn (krossat material) har högre fastlåsningsmöjligheter mellan varandra än rundade korn (naturligt material, naturgrus, natursand). Frys-/töcykler har också inverkan på sättningarna genom att ett grovkornigt material omlagras vid frysning och tining, något som generellt gör materialet lösare och mer sannolikt att deformera.

För att finna samband mellan olika parametrar och den permanenta deformationen används olika försöksmetoder, främst triaxialförsök. Vid studier av litteratur där triaxialförsök har genomförts kunde ses att det var vanligt att skala ned storleken på materialet för att grövre material kräver större försöksutrustning. Undersökningar har visat att kornstorleken påverkar skjuvhållfastheten och då ger inte ett nedskalat material ett representativt resultat. För att undersöka ett mycket grovkornigt materials egenskaper krävs att materialet testas i rätt storlek. Fortsatta studier beskrivs där ett mycket grovkornigt materials egenskaper undersöks med laborativa försök.

Innehåll

FÖRORD I

SAMMANFATTNING II

INNEHÅLL III

1 INTRODUKTION 1

1.1 Syfte 1
1.2 Avgränsningar 1
1.3 Disposition 1

2 HÖGHASTIGHETSBANOR 2

2.1 Överbyggnad 2
2.1.1 Ballastburna spår 2
2.1.2 Erfarenheter från befintliga höghastighetsbanor byggda med ballastburna spår 3
2.1.3 Spårplatta 3
2.1.4 Erfarenheter från befintliga höghastighetsbanor byggda med spårplatta 4
2.2 Grundläggning 5
2.2.1 Landbro 5
2.2.2 Bank 5

3 BANKFYLLNING 6

3.1 Deformationstyper 6
3.1.1 Elastiska deformationer 6
3.1.2 Plastiska deformationer 6
3.1.3 Tidsoberoende deformationer 7
3.1.4 Tidsberoende deformationer 8
3.1.5 Klimatberoende deformationer 8
3.2 Laboratoriestudie 9
3.2.1 Statiska försök 9
3.2.2 Dynamiska försök 12
3.3 Fältförsök och fullskaleförsök 13
3.4 Inverkan av spänning/laster på deformationer 13
3.4.1 Enstaka belastningar/statisk last 14
3.4.2 Repeterade belastningar/trafiklast 15
3.5 Materialkvalitet 19
3.6 Packning 21
3.7 Klimat 24
3.8 Deformationer i järnvägskonstruktioner 25
3.9 Materialmodeller 26

4 DISKUSSION 28

5 SLUTSATSER 32

6 REFERENSER 33

BILAGA A UNDERSÖKT EGENSKAP VS. FÖRSÖKSMETOD 38

BILAGA B UTFORMNING AV FÖRSÖKSUTRUSTNING 40

B.1 Bestämma laster 40

1 Introduktion

I Sverige planeras att konstruera höghastighetsjärnväg, främst i södra Sverige i anslutning till storstadsområdena. Målet är att knyta ihop de tre största städerna och även öppna upp för höghastighetstrafik till norra Europa via Köpenhamn och Hamburg (Malm, 2009). Den första planerade etappen är Södertälje-Linköping.

Det finns flera olika typer av tekniska lösningar för att bygga höghastighetsbanor, för att hålla en linje utan lutning och i rätt elevation kan man antingen lägga spåren på bank eller på landbro. Främst kommer banklösningen att behandlas i denna rapport. Själva överbyggnaden kan bestå av ballastburna spår eller spårplattor. Fördelarna med att anlägga spårplatta på bank jämfört med ballastspår på bank är längre livslängd och minskat underhåll (Michas, 2012).

Dock finns tekniska osäkerheter som behöver utredas närmare för att det ska kunna gå att bygga höghastighetsspår i Sverige. Det finns inte konstruktionskrav gällande höghastighetsjärnväg i Sverige. Det är inte heller känt vilka krav som är rimliga att ställa. Till viss del kan dessa tas utomlands ifrån, men det måste utredas i vilken utsträckning som svenska förutsättningar påverkar, bland annat svenskt klimat. Utöver detta kommer tillåten deformation under spåret vara mycket liten. Deformationen under spåret kommer att ske i den ursprungliga jorden, eventuell fyllning och den tillagda ballasten. Det är alltså kunskapen kring deformationer i dessa material som är avgörande för bedömningen om deformationerna kommer att vara nog små. Detta kommer att vara fokus i denna rapport.

1.1 Syfte

Syftet med denna rapport är att kartlägga erfarenheter från höghastighetsjärnväg på bank. Den ska även sammanfatta kunskapsläget för bankfyllning med inriktning mot deformationer och sättningar. Den utgör resultatet av en förstudie i ett forsknings- och utvecklingsprojekt med syfte att prognostisera och minska deformationer i bankfyllningar.

1.2 Avgränsningar

Denna rapport behandlar permanenta deformationer under överbyggnaden hos höghastighetsspår, alltså deformationer i bankfyllning och undergrund. Specifikt är det aktuellt att undersöka deformationer i grovkornigt material.

Olika typer av överbyggnader och grundläggningsmetoder kommer att behandlas, men då främst för att ge en bild av hur höghastighetsspår skulle kunna byggas och i viss utsträckning hur olika metoder kan påverka permanenta deformationer.

1.3 Disposition

Kapitel 1 - presenterar frågeställningen, rapportens syfte och avgränsningar.
Kapitel 2 - introducerar koncept för höghastighetsbanor, med olika typer av överbyggnader och grundläggningsmetoder.
Kapitel 3 - innehåller en översikt av olika deformationer och vilka parametrar som påverkar specifikt den permanenta deformationen.
Kapitel 4 - utgör analysavsnittet och behandlar vilka osäkerheter som påverkar de permanenta deformationerna.
Kapitel 5 - presenterar rapportens slutsatser.
Kapitel 6 - innehåller rapportens referenser.

2 Höghastighetsbanor

I detta kapitel presenteras olika typer av lösningar för höghastighetsbanor i underavsnitten. Höghastighetsjärnväg kallas de banor där tåg kan färdas i höga hastigheter, dock kan det finnas skillnader mellan olika definitioner som använder olika hastighetsgränser mellan konventionell järnväg och höghastighetsjärnväg. I denna rapport används den svenska klassificeringen: höghastighetsjärnväg består av banor där hastigheten är över 250 km/h (Malm, 2009). Samma definition görs av UIC (Internation Union of Railways), som är ett internationellt samarbetsorgan för järnvägsektorn (UIC, 2014).

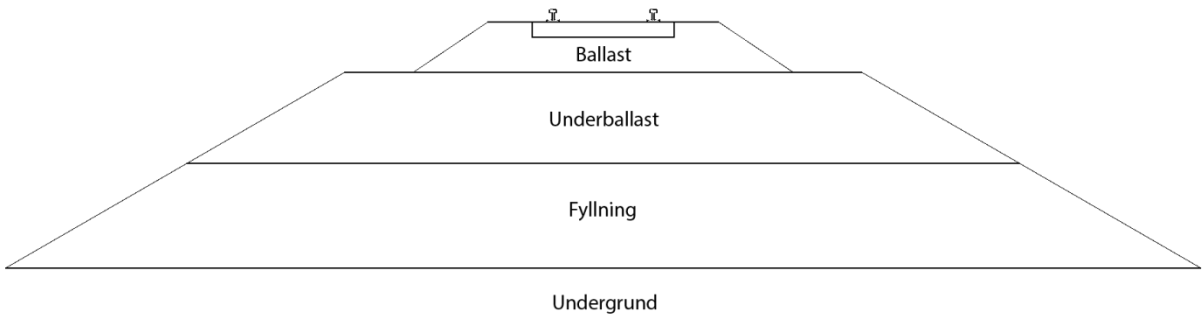
För att kunna köra tåg i hög hastighet med bibehållen säkerhet och komfort krävs att spåret är jämnt. För att uppfylla detta krävs frekvent underhåll som säkerställer korrekt spårläge eller material som inte deformerar. För trafik i konventionell hastighet räknas inte trafiklaster in vid sättningsberäkningar (Trafikverket, 2013). För högre hastigheter uppkommer dock större krafter och om trafiklasten är försumbar för sättningarnas storlek även för banor med högre hastighet är okänt.

2.1 Överbyggnad

2.1.1 Ballastburna spår

Höghastighetsbanor kan byggas som ballastburna spår, på i princip samma sätt som för konventionell hastighet. Denna typ av spår är en vanlig typ av konstruktion där det finns erfarenhet både i byggfas och i underhållsfas i konventionell hastighet (Bezin et al, 2010; Michas, 2010). Ballastburna spår är relativt spårplattor billiga att bygga. Enskilda underhållsåtgärder är också relativt billiga, men det krävs större mängd av dessa för ballastspår än för spårplattor (Michas, 2010).

En typisk överbyggnad kan ses i Figur 1. Ballastlagret ska vara stabiliserande i vertikal och horisontell led och sprida lasten från rälen/slipers till underballasten. För att klara av lastpåkänningen från tågöverfarter krävs att materialet är nötningsbeständigt. Underballastlagret kan utföras i ett eller två lager beroende på klimat och typ av undergrund; förstärkningslager och frostisoleringslager. Förstärkningslagret sprider laster och skyddar undergrund/fyllning mot erosion. Frostisoleringslagret adderas om överbyggnadens tjocklek är mindre än tjäldjupet för att hindra att tjälfarligt material fryser. Dessa lager utgör överbyggnaden. Alla lager i överbyggnaden ska vara dränerande för att motverka problem med tjäle/tjällossning och minskad bärighet. (Trafikverket, 2012)



Figur 1. Överbyggnad för ballastburna spår. Efter Trafikverket (2012).

Fördelar med ballastburna spår är att de är en elastisk konstruktion som sprider lasten och minskar risken för skador på konstruktionen. Detta gör också att vibrationer och buller inte är något stort problem (Michas, 2010). Skulle det dock finnas problem med buller eller

vibrationer kan också elastiska mellanlägg mellan räl och sliper användas för att minska problemen (Sundquist, 2003).
Som nämndes ovan är det viktigt att spårläget kan upprätthållas för att säkerställa komfort och säkerhet. Deformationer uppkommer kontinuerligt men till fördelarna med ballastburna spår hör att det är lätt att korrigera spårläget.
Vid varje tågöverfart bryts partiklarna i de grovkorniga lagren ned och blir mindre. Det finkorniga material som bildas kan täppa till porerna på det grovkorniga materialet, vilket får negativa effekter i form av sämre dränering och större känslighet mot frys-/töcykler.

2.1.2 Erfarenheter från befintliga höghastighetsbanor byggda med ballastburna spår

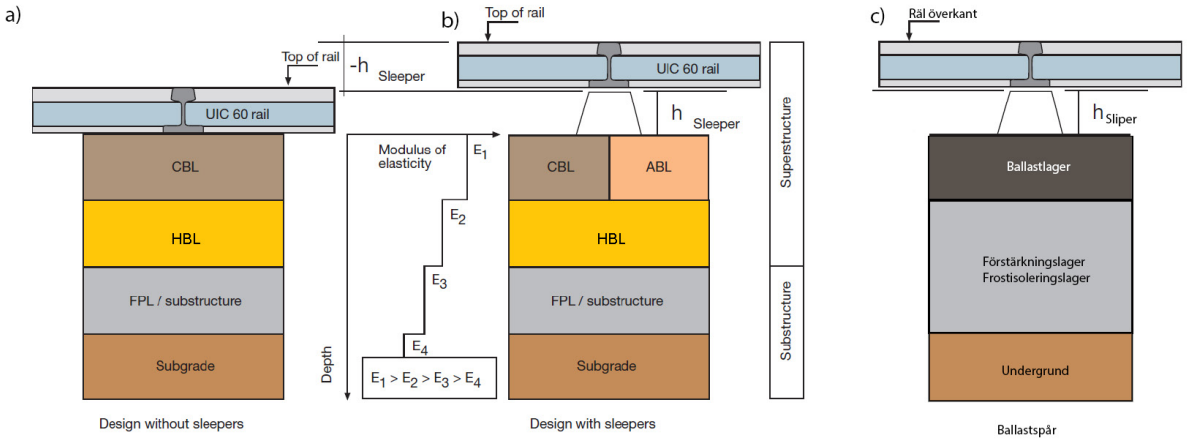
I Storbritannien har problemet med ballastkast belysts i Quinn et al, 2009. Då tåg färdas i hög hastighet på ballastburna spår finns risken att ballastkorn kastas från spårkonstruktionen. Detta kan skada tåget, spårkonstruktionen och annan infrastruktur i närheten av spåret. Problemet har även uppkommit att kornen hamnar på rälen och krossas mellan räl och hjul vid en överfart, vilket skadar både hjulet och rälen.

Det finns ballastburna spår som trafikeras i hög hastighet (upp till 350 km/h) i Frankrike och Spanien, där det beskrivs vara en bra metod för att det finns mycket erfarenhet av att bygga ballastburna spår även för lägre hastigheter (Mundrey, 2010).

2.1.3 Spårplatta

I Europa och övriga världen finns höghastighetsjärnväg byggd på olika typer av spårplattor. Skillnaden mellan att bygga järnväg på spårplatta istället för ballastburna spår på bank är att rälen vilar på en platta av betong eller asfalt (med eller utan slipers) istället för på sliper på en ballastbank. Fördelarna med spårplatta är att den kräver mindre underhåll och har längre livslängd. Däremot är det dyrare att bygga järnväg på spårplatta än ballastspår, det är svårare att korrigera spårläge efter byggtiden och det är vanligt att vibrationer skapar ett störande oljud (Michas, 2012). Spårplattor brukar kallas underhållsfria, vilket inte är en strikt sanning, det är mer en tanke att bygga på sådant sätt att undvika omfattande arbetsinsatser efter byggtiden (Nyquist, 2010).

I Figur 2 ses en skillnad på ballastspår och spårplatta. Där ses de olika materialen som används samt deras lagerföljd. Rälen kan vila antingen på slipers eller vara fästa i det översta lagret, se a) och b) i Figur 2. Det översta lagret består antingen av betong (CBL) eller av asfalt (ABL), där betong är det vanligaste (Michas, 2012). Det andra lagret är ett hydrauliskt bundet bärlager som ökar bärkapaciteten. Här kan noteras att Michas (2012) endast nämner förstärkning av materialet med kalk (hydrauliskt bundet) och inte puzzolan kalk (cementbundet), något som borde vara fullt möjligt att använda. Det tredje lagret är ett frostskyddslager vars tjocklek kan varieras beroende på klimatet i området. Lagret är även dränerande och i viss mån kan frostskyddslagret utgöra en ”dämpare” som jämnar ut skillnaden i styvhet mellan undergrunden och de bundna lagren ovan. Undergrunden är nästa lager och för spårplattor krävs att lagret i princip är sättningsfritt (Lichtberger, 2005). Beroende på hållfasthetsegenskaperna kan det krävas ytterligare stabilisering för att uppnå detta. Stabiliseringen kan bestå av inblandning av cement eller kalk. Det är även möjligt att använda en styvare platta för att minska behovet av markförstärkning (Michas, 2012).



Figur 2. Lagerföljder för a) spårplatta utan slipers, b) spårplatta med slipers och c) ballastspår. Efter Michas (2012) och Trafikverket (2012).

Något som påverkar användningen av spårplattor i kallt klimat är att tjockleken på spårplattekonstruktionen rent generellt är mindre än för konventionellt ballastspår, något som också har resulterat i lägre vikt, alltså lägre statisk last (Michas, 2012). Michas (2012) gjorde en jämförelse på tjockleken på olika typer av spårplattesystem och konstaterade att avståndet mellan rälens överkant till underkanten av det hydrauliskt bundna lagret varierade mellan 650 och 1050 mm. Under dessa lager tillkommer frostskyddslagret som anpassas i tjocklek efter klimatförutsättningar.
Kravet på ”sättningsfri” undergrund är ett hårt krav som kan vara svårt att uppfylla. Som ett led i att definiera vad som är nog bra kvalitet presenteras här tyska riktlinjer för packning i form av parametern E_{v2}, se Tabell 1. E_{v2} utvärderas som styvheten hos ett material vid den andra belastningen vid ett plattbelastningstest. Dessa riktlinjer används för materialen i en spårplattekonstruktion och generellt sägs att om dessa värden uppnås kommer deformationerna inte bli alltför stora.

Tabell 1. Exempel på riktlinjer på packning genom E_{v2} (Lichtberger, 2005).

Lager	E_{v2}
Hydrauliskt bundet lager	$E_{v2} \geq 120$ N/mm^2
Frostskyddslager	$E_{v2} \geq 120$ N/ mm^2
Undergrund	$E_{v2} \geq 60$ N/ mm^2

I verkligheten kommer undergrunden aldrig att bli helt fri från sättningar och därför behövs krav på största tillåtna sättning för spårplattan. Vanligtvis är det tillverkaren av spårplattan som presenterar hur stora sättningar deras system tål och därför kan det förekomma flera olika krav i ett och samma land. I Sverige finns inget nationellt krav på sättningar för ballastfria spår utan det bestäms vid varje enskilt projekt (Trafikverket, 2013). I det japanska systemet Shinkansen används kravet att sättningarna ska understiga 30 mm (Michas, 2012). Det är oklart om detta handlar om deformationen under spårplattan (sättning) eller deformationen av hela konstruktionen under en tåglast (även medräknat sättning).

2.1.4 Erfarenheter från befintliga höghastighetsbanor byggda med spårplatta

I övriga världen används spårplattor till höghastighetsbanor med huvudsakligen goda resultat. Deformationsproblem har främst uppkommit i övergångszoner (mellan spårplattor och andra konstruktioner som konventionellt ballastspår, bro eller tunnel). I övergångszoner uppkommer ojämna deformationer eftersom spårkonstruktionen förändras och då påverkas konstruktionen olika längs banan (Nyquist, 2010). Det är främst deformationer som är

kortvågiga i längsriktningen som har negativ inverkan på trafiken, därför ska övergångszonerna vara så långa som möjligt. Det är däremot inte alltid möjligt att helt undvika deformationer endast genom att förlänga övergångszonen och det är även mer ekonomiskt kostsamt med en lång övergångszon.

I vissa system går det att relativt enkelt justera höjden på rälen (Rheda 2000, som kan justeras max 20 mm i höjdled) medan det i andra system är möjligt att permanent höja rälen mot stor arbetsinsats (Edilon Corkelast Embedded Rail System). I Japan har det uppstått problem med kyla, där cementasfaltsbruk har spruckit till följd av frys- och töcykler. Lösningen bestod i att skydda materialet mot vatten. (Nyquist, 2010)

I Kina finns höghastighetsspår mellan Urumqi-Lanzhou och Harbin-Dalian, där båda spåren är byggda i områden med säsongsberoende kallt klimat. Banan mellan Urumqi och Lanzhou är under byggnation och beräknas vara klar under slutet av 2014 (China.org.cn, 2014). Järnvägen mellan Harbin och Dalian trafikeras av tåg med maximala hastigheten 300 km/h under den varmare perioden på året. Under vintern (december-mars) sänks hastigheten till 200 km/h. (Chinadaily, 2014)

2.2 Grundläggning

Det finns olika sätt att grundlägga en järnväg beroende på faktorer som tillgänglig mark, ekonomi, tillgängliga byggmaterial mm. Olika typer av grundläggning kan också kombineras för en bana för att undvika stora lutningar och får rätt elevation för banan.

2.2.1 Landbro

Att bygga järnväg på landbro är främst aktuellt där marken är dyr eller det finns annan befintlig infrastruktur att ta hänsyn till (tätbebyggda områden). Det ger också fördelen att mindre ballastmaterial krävs. Det är en dyrare metod än att anlägga på bank.

Att anlägga spår på landbro ger själva spåret en fast undergrund som inte får sättningar. Däremot kan det uppkomma mer långvågiga längsgående deformationer i brospannen och vridning vid fundamenten. Det ställs höga krav på konstruktionen för att dessa deformationer inte ska uppkomma (Michas, 2012).

Om dragningen för en landbro påträffar en höjd/kulle kommer grundläggningstypen att bli skärning genom höjden. För att spara in på schaktning är det möjligt att frångå landbrokonceptet och istället anlägga järnvägen direkt i skärningen (som en tunnare bankkonstruktion).

2.2.2 Bank

Att anlägga en järnväg på bank är ett alternativ om det finns mycket utrymme och tillgång på bankmaterial. Bankar tillåts endast ha låg släntlutning (1:1,5-1:2) och detta innebär att om banken blir hög kommer det krävas stor yta att grundlägga på samt stora mängder material. Det är även möjligt att konsumera material från skärningar för att uppnå massbalans om dessa massor är lämpliga. Det kan vara utsprängda massor från schakt och tunnel samt grovkorniga jordar som är lämpliga.

Det är en billig metod som är vanligt använd i Sverige och det finns gott om erfarenhet för att bygga på bank. För en hög bank används mycket material och det kan tänkas att med mer material uppkommer större deformationer (Michas, 2012). I de fall där järnvägen byggs på bank kan det behövas återfyllning under överbyggnaden, alltså att gräva ur och ersätta material av sämre kvalitet i den befintliga marken innan banken anläggs.

Hädanefter kommer grundläggning på bank att behandlas, med avseende på laster, spänningar och deformationer.

3 Bankfyllning

Bankfyllningen är det material som placeras mellan undergrunden och överbyggnaden. Det består av grovkorniga material som sprängsten, krossmaterial eller jordmaterial av materialtyperna 1 (bergmaterial med högt kulkvarnsvärde), typ 2 (blockjord), typ 3A (bergmaterial med lågt kulkvarnsvärde) och typ 3B (siltigt sand, siltigt grus och morän). (Trafikverket, 2012; Trafikverket, 2013)

Det är även möjligt att använda ännu grövre material om banken är hög. Dock finns en begränsning i vilken största kornstorlek som kan användas på grund av tjälproblematik. Om jorden består till stor del av block kan det uppstå konvektion i materialet som kan leda till stora tjäldjup. Därför används
0-200 mm som grövsta material ner till frostfritt djup. På större djup kan grövre material användas.

3.1 Deformationstyper

Det finns olika typer av deformationer som kan uppstå på grund av belastning och olika sätt att dela in dem, se Tabell 2. Detta avsnitt baseras på flera olika källor, Lambe & Whitman (1969), Craig (2004), Axelsson (1998).

Tabell 2. Olika typer av deformation och deras ungefärliga storlekar.

Deformationstyp	Storleksordning
Elastiska	mm
Plastiska	mm-dm
Tidsoberoende	-
Tidsberoende	-
Klimatberoende	mm-dm

3.1.1 Elastiska deformationer

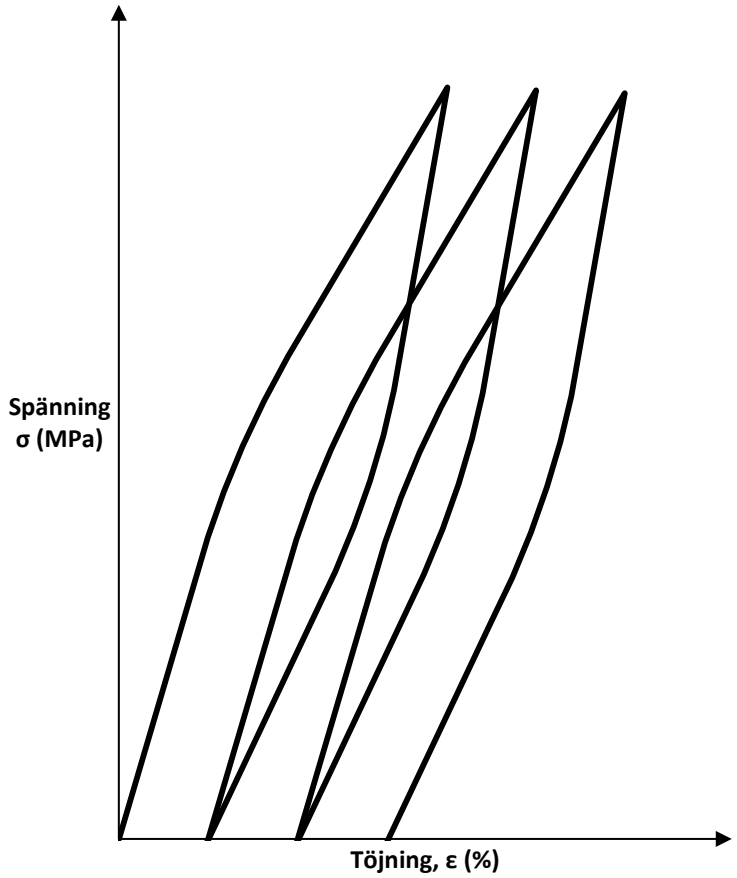
Elastiska deformationer är sådana som går tillbaka i sin helhet efter avlastning. De kallas även reversibla deformationer. Denna typ av deformationer uppkommer för låga spänningar/laster.

Elastiska deformationer uppkommer genom att kornen komprimeras fjädrande vid låga spänningar. Mer avlånga korn kan även böjas elastiskt. Dock krävs att det finns en mothållande horisontell kraft (vid vertikal kompression) som motverkar glidning och omlagring (som är av permanent/plastisk typ).

3.1.2 Plastiska deformationer

Elastiska och plastiska deformationer är två typer av deformationer som är varandras motsatser. Plastiska deformationer är sådana som kvarstår efter avlastning och kallas även permanenta deformationer. I geotekniska sammanhang kallas permanenta deformationer även för sättningar. Elastiska och plastiska deformationer kan uppkomma tillsammans och gör vanligtvis det för trafiklaster. Den deformation som uppkommer vid en överfart av ett fordon består av en elastisk och en plastisk del, se Figur 3. Vid avlastning kvarstår en del av deformationen, den plastiska delen.

På kornnivå finns det olika sätt som de permanenta deformationerna kan uppstå. Den största andelen av de plastiska deformationerna uppkommer av glidning och omlagring för friktionsjord (Lambe & Whitman, 1969). Ytterligare plastiska deformationer kan uppstå från att korn fragmenteras, krossas eller nöts, så att porositeten minskar och finmaterialhalten ökar. Fragmentering, krossning och nötning uppkommer på grund av typen av kraftöverföring i friktionsjord. Kraftöveringen mellan korn sker genom kontaktkrafter i kontaktpunkter. Eftersom kontaktpunkterna är mycket mindre än kornen och dessutom är få för kantiga och grova korn, kan kontaktkrafterna bli höga även om spänningen i jordmassan (belastningen på materialet) inte är särskilt hög (Lambe & Whitman, 1969). Det kan då leda till att kornen går sönder. För större korn är även sannolikheten högre att det finns svaghetsplan och sprickor än för mindre korn och resonemanget leder till att större korn kan ge upphov till större plastiska deformationer på grund av fragmentering och nötning än mindre korn (Alaei & Mahboubi, 2012).



Figur 3. Elastisk och plastisk deformation vid flera lastcykler. Efter Werkmeister et al, 2005.

3.1.3 Tidsoberoende deformationer

Deformationer kan också delas in efter deras tidsverkan. En tidsoberoende deformation är en typ av deformation som är helt oberoende av tidsaspekten, hur länge lasten har varit pålagd eller hur länge en last har repeterande lastats av och på. Ett exempel på en tidsoberoende deformation är deformationen som uppkommer vid byggandet av järnvägen. Ett lager av ett grovkornigt material sprids och packas och då kompakteras materialet

samtidigt som det blir styvare. Permanenta deformationer utvecklas också snabbt vid belastningen av byggtrafiken.

3.1.4 Tidsberoende deformationer

Tidsberoende deformationer är sådana som utvecklas över tid, främst omfattas deformationer som blir större med tiden. Det kan vara både korttids- och långtidsdeformationer.

Korttidsdeformationer i järnvägssammanhang kan vara den elastiska deformation som uppstår vid en överfart av ett tåg, som endast existerar under tågets överfart och återgår efter avlastning. Deformationer i ett längre perspektiv kan vara den statiska lasten av själva järnvägkonstruktionen som aldrig lastas av. När en statisk last fortsätter ge större deformationer långt efter pålastningen kallas deformationen krypdeformation. Permanenta deformationer i ett långsiktigt perspektiv beror främst av trafiklasten och ackumuleras vid varje överfart. Det är en långsam ökning av deformationerna som fortgår under hela järnvägens livslängd. En annan typ av tidsberoende effekt kan vara uppbyggnad av portryck på grund av långa tågset med många axlar/boggis. Högre portryck kan ge större deformationer.

3.1.5 Klimatberoende deformationer

Deformationer kan även vara klimatberoende, i Sverige och i andra delar av det norra halvklotet kan tjäle och frysning av marken ge upphov till deformationer. Tjälhävning uppstår i tjälfarliga, finkorniga jordar där det finns tillgång till vatten. Då jorden fryser expanderar vattnet som finns i jorden med ca 9 % och det uppstår ett undertryck, sug, efter mer vatten från ofrusna delar av marken. Då ytterligare vatten sugits till frostfronten fryses detta och det skapas islinser som häver markytan uppåt. För att tjälhävning ska uppstå krävs tjälfarlig jord, alltså en jord som har hög permeabilitet och kapillaritet (sugförmåga). En typisk tjälfarlig jord är silt. Dock finns olika klassificeringssystem i världen som skiljer sig åt. Gemensamt brukar vara att det finns någon del som baseras på kornstorlek och kornkurva, men olika typer av laborationsförsök kan även användas i klassificeringarna. Indelningen i jordarter kan skilja sig mellan olika klassificeringar och det leder till olika gränser mellan tjälfarliga och icke-tjälfarliga jordarter. Hur resultaten från laborationsförsök ska tolkas och översättas i tjälfarlighet och vägas samman med jordartsbestämningen kan också skilja. En och samma jord kan därmed få olika tjälfarlighetsklass i olika system. I det svenska systemet används kornkurva och jordartsbestämning (Trafikverket, 2013). I det amerikanska systemet används jordartsbestämning enligt United Soil Classification System och en avvägning med material finare än 0,02 mm. Om bedömningen ska vara exakt eller om risk för tjälfarlighet är stor ska även frysförsök användas (Andersland & Ladanyi, 2004).

En annan typ av deformation som kan uppstå till följd av frys-/töcykler är konsolideringssättningar. Då materialet utsätts för upprepade frys-/töcykler omlagras kornen i materialet och detta kan ge upphov till deformationer efter en töcykel (Viklander, 1997).

På kornnivå kan även ses påverkan av kyla och isbildning. Korn som har sprickor kan påverkas genom frostsprängning. Vatten rinner in i sprickor och dessa vidgas då vattnet fryser till is, något som antingen skapar större spricka med fler frys-/töcykler eller spräcker kornet helt. Större korn med fler sprickor och defekter är känsliga för frostsprängning, men även mineral och bergart kan spela roll. Glimmer är till exempel ett mineral som är bladig till strukturen och lätt sönderdelas vid frysning med tillgång på vatten. Att korn sönderdelas påverkar deformationerna hos en bankkonstruktion genom att jordmassor med mindre korn har mindre porer och då ökar deformationerna.

Något som även kan påverka väldigt grovkorniga material är värmetransport genom konvektion. Genom konvektion fås större tjäldjup än vad som beräknas med traditionella metoder som endast tar hänsyn till värmeöverföring genom ledning. Större tjäldjup kan innebära att tjälfronten når en tjälfarlig jord djupt under markytan och det kan ge upphov både till tjälhävning och till konsolideringssättningar.

3.2 Laboratoriestudie

För att skaffa kunskap kring hur deformationer beror av olika inverkande parametrar (packning, spänningsnivå, klimat, kornens egenskaper mm) krävs laboratorie- eller fältförsök. Försök kan omfatta material som återfinns i olika delar av en järnvägskonstruktion eller hela konstruktionen, antingen i nedskalad version eller i fullskala. Fokus i denna rapport ligger på studier av tester på materialet.

Material som finns i olika delar av konstruktionen kan påverkas av olika typer av laster och då kan flera typer av försök vara av intresse. Trafiklasten som uppkommer vid överfart av ett tåg sprids och blir mindre med djupet. För höga bankar blir alltså trafiklasten av mindre vikt för de djupare delarna av konstruktionen. Det är alltså av betydelse att utreda både hur ballastmaterial beter sig vid repeterade belastningar och enstaka belastningar. I fallet med höghastighetsjärnväg uppkommer också dynamiska effekter, som är störst i de övre delarna av konstruktionen och sedan minskar med djupet (Chen et al, 2013).

Här presenteras tre olika typer av försök: statiska laborativa försök, dynamiska laborativa försök och fältförsök. Efter genomgången av de olika försöksmetoderna presenteras en tabell med försök från litteraturen i Bilaga A. En sammanfattning ses i Tabell 3.

Tabell 3. Sammanfattning av de olika typer av försök som förekommer i rapporten. Notera att när det gäller materialtyp kan flera olika typer av material användas i samma studie.

Försökstyp	**Antal i studie**	**Kornstorlek (mm) exempel**
Statiskt skjuvförsök	1	0-150 mm
Statiskt triaxialförsök	6	0-2, 0-80, 5-63
Dynamiskt triaxialförsök	9	0-20, 0-63, 0-90
Fältförsök	4	-
Materialtyp	**Antal i studie**	
Naturmaterial	8	
Krossat material	12	
Inte angett	4	

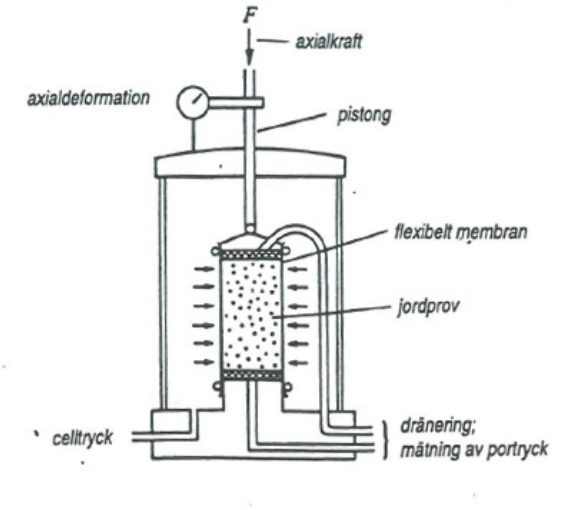
3.2.1 Statiska försök

Dessa typer av laboratorieförsök kopplas till appliceringar där enstaka belastningar är den huvudsakliga typen av belastningar. Med statiska försök menas de försök som endast har en halv lastcykel, alltså pålastning. Pålastningen kan genomföras i steg eller stadigt ökande, antingen till brott eller till en viss gräns som bestämts i förhand. Karaktäriserande är även att belastningshastigheten är låg för att lasterna ska kunna fördelas i provet.

Triaxialförsök
Triaxialförsök genomförs i en triaxialapparat, se Figur 4. En axelspänning, σ_a, påförs ett cylindriskt eller rektangulärt prov via en pistong och provets axiella deformation mäts. Provet omsluts av ett gummimembran och kan då via vattentryck påföra radialspänning så att $\sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$. Provet kan tillåtas dränera bort vatten och är då ett dränerat försök. Om provet däremot inte tillåts dränera bort vatten är det ett odränerat försök och då mäts porvattentryck istället för axiell deformation. (Axelsson, 1998)

Försöken kan utföras som isotropa kompressionsförsök eller som skjuvförsök, beroende på vilket spänningstillstånd som ska vara representativt. Vid isotrop kompression är axelspänningen och radialspänningen lika stor och det förekommer ingen skjuvspänning. Vid skjuvförsök i triaxialapparat förekommer också skjuvspänningar och detta är mer representativt för tillståndet i en bankfyllning. (Axelsson, 1998)

Från triaxialförsök kan effektiva brottparametrar som friktionsvinkel φ' och kohesionsinterceptet c' utvärderas. Om syftet med försöket är att bedöma stabilitet kan skjuvhållfastheten c_u bestämmas. Deformationsparametrar som elasticitetsmodul E och skjuvmodul G kan också bestämmas (SGF, 2012). Att testa olika spänningsvägar är också möjligt, för att finna beteende vid olika spänningsförutsättningar.

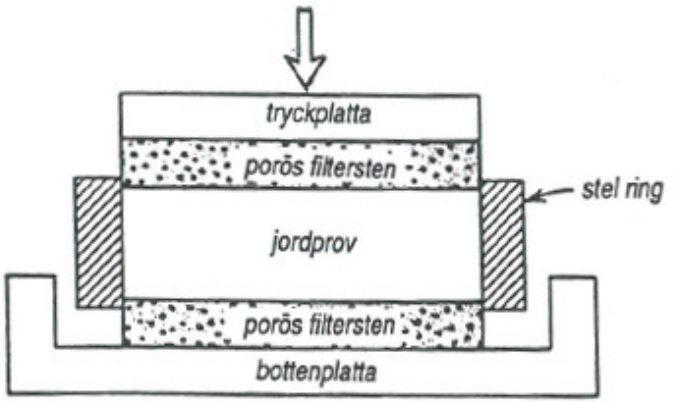


Figur 4. Triaxialapparat (Axelsson, 1998).

Vid ett skjuvförsök i triaxialapparat presenteras resultatet i ett spännings-töjningsdiagram, antingen skjuvspänning eller deviatorspänning kan användas medan axeltöjningen är den aktuella töjningen.

De resultat som är intressanta för en bankfyllning är både brottegenskaper och deformationsegenskaper.

Ödometerförsök
Vid ödometerförsök bestäms kompressionsegenskaper för ett cylindriskt jordprov. Filterstenar ovan och under provet tillåter provet att dränera bort vatten och provet hålls ihop i radiell led med en stel ring, se Figur 5 (Axelsson, 1998). Vanligt är att utföra försök med stegvisa pålastningar, där en lastnivå hålls konstant under en viss tid innan nästa pålastning genomförs. Under försöksförloppet mäts den axiella kompressionen.



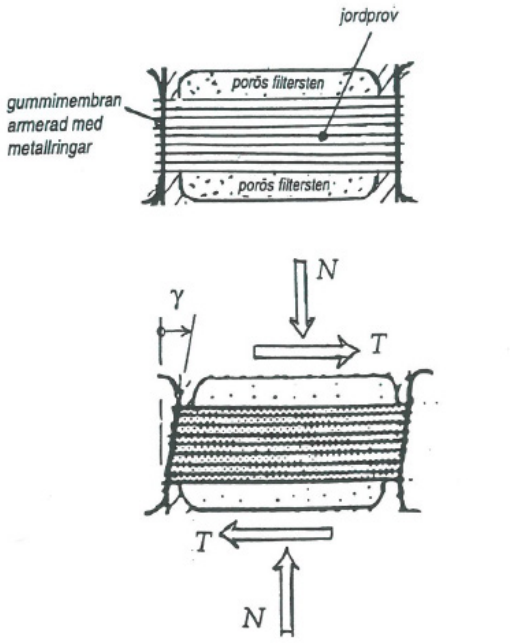
Figur 5. Principiell uppställning för ödometerförsök (Axelsson, 1998).

Resultatet redovisas i spännings-deformationsdiagram. Där kan sambandet mellan spänning och deformation (kompressionsmodulen) tydliggöras, samt deformationernas beroende av tid. Det är även möjligt att bestämma förkonsolideringstrycket, vilket dock är mer relevant för finkorniga jordar. (Axelsson, 1998)

Direkta skjuvförsök

En typ av skjuvapparat kan ses i Figur 6. I den placeras ett jordprov i ett förstärkt gummimembran som håller tvärsnittet konstant. Filterstenar som placeras under och ovan provet kan göra att försöksmetoden blir en dränerad metod. En normalkraft läggs på provet och sedan påbörjas skjuvningsfasen. Skjuvkraften T ökas stegvis. Under försöket mäts horisontalkraft och överstämpelns vertikala och horisontella rörelse. Resultaten presenteras i diagram med skjuvspänning och skjuvvinkel. Härifrån kan deformationsparametern skjuvmodulen G och brottparametrarna friktionsvinkel φ' och kohesioninterceptet c' utvärderas. (Axelsson, 1998; SGI, 2012; Berglund & Forsman, 2008)

Berglund och Forsman (2008) använde en stor skjuvapparat för att utvärdera material med större korn än vad som vanligtvis kan testas. Skjuvapparaten hade en diameter på 640 mm och var 600 mm hög. Materialet med den största kornstorleken som testades var 0-150 mm. Resultaten var överensstämmande med publicerade resultat för mindre utrustningar och detta visar att även större utrustningar kan användas om grövre material ska testas.



Figur 6. Direkt skjuvapparat (Axelsson, 1998).

3.2.2 Dynamiska försök

Med dynamiska försök menas försök som har flera lastcykler som ska simulera exempelvis trafiklast. Dessa tester utförs med en bestämd lastfrekvens. Testerna kan användas för att utforska ett materials motståndskraft mot utmattning om väldigt många lastcykler används.

Triaxialförsök
Vid ett dynamiskt triaxialförsök simuleras trafiklaster och materialets beteende vid stort antal lastcykler är intressanta. För att kunna simulera många lastcykler kräver varje försök mycket tid, något som gör att metoden är dyr.

Den enklaste typen av dynamiskt triaxialförsök är ett försök med konstanta axel- och radialspänningar som växelvis påförs och lastas av. Det är även möjligt att använda olika spänningsnivåer under ett försök, till exempel för att simulera en ökad axellast. För elastiska beteenden är frekvensen hos lastcykeln av liten betydelse (Lekarp et al, 2000a), vilket betyder att det är möjligt att öka frekvensen för att minska den totala tiden som försöket tar.

Vid dynamiska försök är det av mindre intresse att finna brottsparametrar och mer intressant att finna deformationssamband eller töjningssamband. Sällan är dessa samband linjära och de påverkas av många parametrar som spänningsnivå, materialtyp, antal lastcykler och liknande (Lekarp et al, 2000a; Lekarp et al, 2000b; Brecciaroli & Kolisoja, 2006). Till skillnad från statiska försök är det inte enskilda parametrar som ska bestämmas till ett specifikt värde, utan dynamiska försök beskriver materialets beteende som funktion av olika inverkande faktorer.

Direkta skjuvförsök
Även skjuvförsök kan genomföras med flera lastcykler. Likt för triaxialförsöken är det inte att bestämma brottsparametrar som är målet med försöken utan att beskriva materialets beteende vid stort antal lastcykler.

För direkta skjuvförsök är det även möjligt att simulera rotationen av huvudspänningsriktningarna (se avsnitt 3.4 och Figur 8) genom att förskjuta bottenstämpeln åt två riktningar då repeterande testning utförs.

3.3 Fältförsök och fullskaleförsök

Fältförsök benämns de försök som kombinerar flera olika material i till exempel en järnvägskonstruktion och sedan testar hela konstruktionen. Denna typ av försök kan utföras i antingen fullskala eller i nedskalad version.
Fördelen med fältförsök är att det är möjligt att observera samverkan mellan olika material och särskilt i fallet med höghastighetståg är det möjligt att även studera höghastighetseffekter. Nackdelen är att om modellen ska var nog stor för att kunna representera ett verkligt fall är det en dyr och arbetskrävande metod.
Denna metod kan användas för att studera bankar. Mätinstrument installeras i en befintlig konstruktion eller placeras under byggtiden, beroende på vilken typ av instrument som används och vilken typ av storhet som ska mätas. Genom mätning erhålls data som kan användas för bakåträkning av materialparametrar. Denna typ av undersökning är möjlig att göra för andra typer av bankar än järnvägsbankar, till exempel dammar som också kan räknas som en typ av hög bank.

3.4 Inverkan av spänning/laster på deformationer

Laster på materialet är pådrivande för utveckling av deformationer i materialet. Påkänningarna på det grovkorniga materialet i en järnväg kan delas upp i statiska och dynamiska laster.

Statiska laster är egentyngden av konstruktionen och av denna typ av last uppkommer deformationer relativt snabbt under och efter byggtiden.

Dynamiska laster kan syfta på två olika typer av laster: en last som lastas på och av (trafiklast), eller ett lasttillskott av tågets höga hastighet (dynamiskt lasttillskott). Här syftas främst på trafiklast och om det dynamiska krafttillskottet syftas kommer detta att framgå tydligt. Dessa två är olika saker och ska separeras. För trafiklasten uppstår små deformationer med varje lastcykel och efter stort antal lastcykler kan den totala deformationen bli stor. Det dynamiska lasttillskottet kan uppkomma för höghastighetståg och innebär att materialets beteende beror mer av dynamiska krafter än statiska.

De laster som uppkommer i undergrunden/fyllningen under en höghastighetsjärnväg är inte storleksbestämda i detta skede. Det måste utredas hur stora krafter som uppkommer för att kunna bestämma hur tidigare forskningsresultat kan implementeras. De krafter som uppkommer beror av bland annat axellast, tågets hastighet, järnvägens egenvikt och järnvägens jämnhet. Några av dessa kan variera, särskilt olika tåghastighet kan ge upphov till olika dynamiska krafter i undergrunden. Det är alltså inte helt trivialt att bestämma dessa laster. För att ändå skapa en referensram av de försök som är utförda redovisas spänningsnivån för olika försök i Tabell 4.

Det finns även laster i horisontell led som påverkar hur konstruktionen deformerar i vertikal led, detta kommer att presenteras närmare i de följande två avsnitten.

Tabell 4. Olika spänningsnivåer från olika försök.

Referens	Försökstyp	Spänningsnivå
Varadarajan et al, 2003	Statiskt triaxialförsök	σ_1 (brottlast): 1,5-9 MPa σ_3: 0,35-1,4 MPa
Xu et al, 2012	Statiskt triaxialförsök	σ_1: 0,1-4 MPa σ_3:0,1-1 MPa
Li & Zhang, 2012	Statiskt triaxialförsök	σ_1: 0,1-12 MPa σ_3: 0,5-3 MPa
Xiao et al, 2014	Statiskt triaxialförsök	σ_1 (brottlast): 1,6-3 MPa σ_3: 0,4-1,6 MPa
Thom & Brown, 1989	Dynamiskt triaxialförsök Statiskt triaxialförsök	σ_1: 0-50 kPa σ_3:50 kPa
Werkmeister et al, 2005	Dynamiskt triaxialförsök	σ_1:35-600 kPa σ_3:70-280 kPa
Lackenby et al, 2007	Dynamiskt triaxialförsök	σ_1: 230-1400 kPa σ_3: 1-240 kPa
Lekarp & Isacsson, 2001	Dynamiskt triaxialförsök	σ_1: 15-700 kPa σ_3: 10-100 kPa
Thakur et al, 2013	Dynamiskt triaxialförsök	σ_1: 390-660 kPa σ_3: 15-120 kPa
Yasuda & Matsumoto, 1994	Dynamiskt triaxialförsök	σ_1: 107-408 kPa σ_3: 100-400 kPa
Zeghal, 2009	Dynamiskt triaxialförsök	σ_1: 100 kPa σ_3: 50 kPa
Berglund & Forsman, 2008	Statiskt skjuvförsök	Normalspänning: 50-500 kPa Skjuvspänning (brottlast): 30-230 kPa

3.4.1 Enstaka belastningar/statisk last

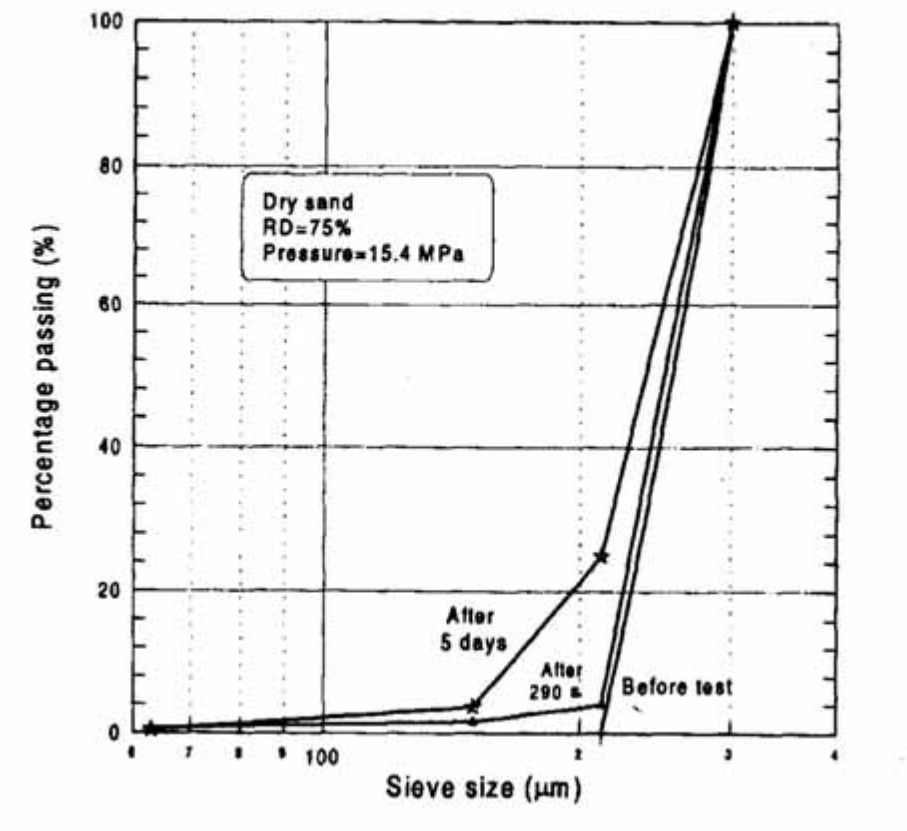
Flera undersökningar visar att ökande radiell spänning ökar skjuvhållfastheten (Xu et al, 2012; Alaei & Mahboubi, 2012; Varadarajan et al, 2003). Ökad radiell spänning leder också till ett mer kontraktilt beteende, medan lägre radiell spänning ger större tendens till dilatation.

Då materialet varit utsatt för tidigare på- och avlastningar visades liknande brottlast, dock med olika spännings-töjningssamband. Ett tidigare på- och avlastat material är initialt styvare än ett tidigare obelastat material och för det tidigare på- och avlastade materialet ses dilatation som den främsta deformationstypen. Detta materials beteende kan härledas till kornens fastlåsning under den tidigare pålastningen, då blir materialet styvare och för att deformeras krävs dilatation. (Xu et al, 2012)

För statisk last som aldrig lastas av är ett materials krypbeteende intressant ur deformationssynpunkt. Krypdeformationer är sådana som utvecklas över tid utan att de yttre spänningarna förändras (Gustafsson, 2014). Det har länge varit känt att finkorniga material har varit påverkade av tidseffekter, dock är det relativt nyligt som det är upptäckt att även mer grovkorniga material även kan uppvisa tidseffekter som krypbeteende och ”åldrande” (aging), som innebär ökad styvhet och hållfasthet över tid (Mesri & Feng, 2014).

Krypdeformationer i granulära material uppstår på grund av omlagring och krossning av kornen (Das, 2013; Gustafsson, 2014). Om ett korns tangentiella kraftkomposant ökar relativt normalkomposanten kan korn glida relativt varandra. Kornen hamnar då i ett stabilare läge som ger ökad styvhet, dock ökar också jordmassans deformation (Mesri & Feng, 2014). Kornens glidning kan nöta ned kornen, nedbrytning av kornen förekommer alltså även vid krypning. Vid enaxiella trycktest med olika belastningstider genomförde Leung et al (1996)

även siktning, se kornkurva i Figur 7. Romero et al (2012) anger att krypbeteende också kan komma av sprickpropagering i kornen, som tillslut kan fragmenteras.

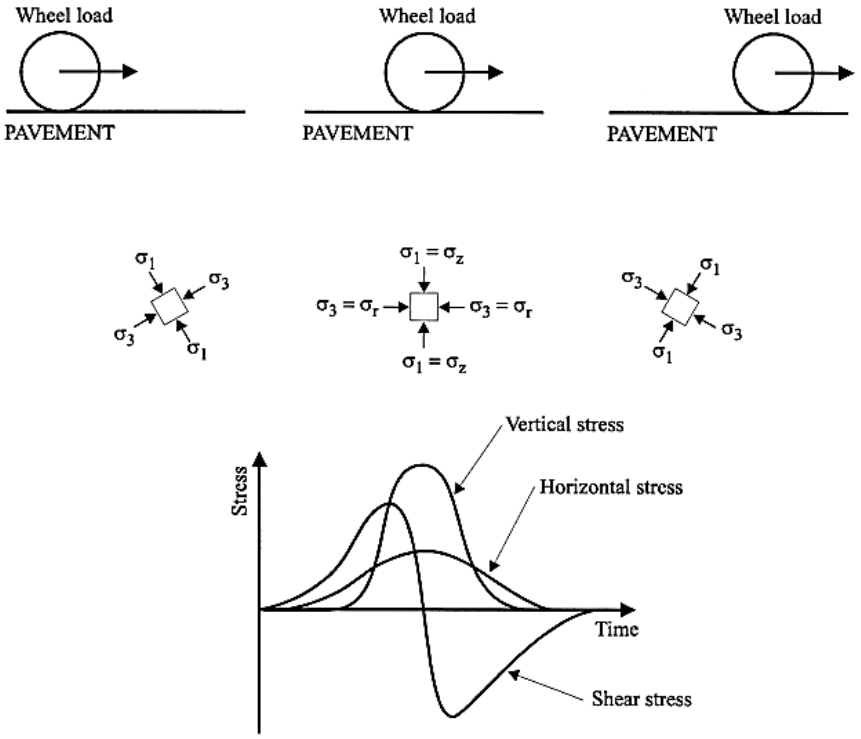


Figur 7. Kornkurva före och efter två enaxiella trycktest med olika belastningstid; 290 sek och 5 dagar (Leung et al, 1996).

3.4.2 Repeterade belastningar/trafiklast

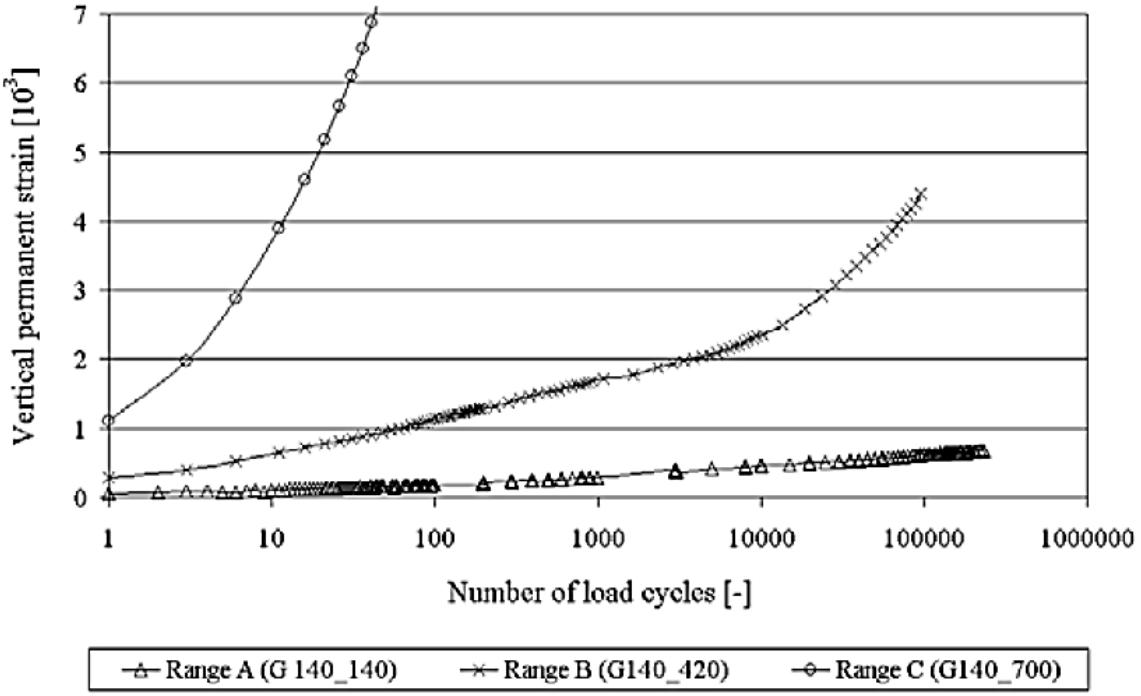
Jiang et al (2014) beskriver trafiklaster från höghastighetståg med tre aspekter; cyklisk effekt, rörelseeffekt och hastighetseffekt. Den cykliska effekten belyser att plastiska deformationer ackumuleras vid varje belastning och att den totala deformationen efter flera miljoner överfarter kan bli stor. Den cykliska effekten innefattar även materialets icke-linjära beteende, där storleken på deformationer kan variera med antalet lastcykler. Rörelseeffekten handlar om att riktningen på huvudspänningarna roterar under en överfart av ett hjul, se Figur 8. Ishikawa et al (2011) har under tester kommit fram till att plastiska vertikala deformationer blir större då rörelseeffekten tas hänsyn till än då endast en vertikal på- och avlastning simuleras. Hastighetseffekten är att då tågens hastighet ökar blir järnvägens påverkan mer beroende av dynamiska fenomen än av statiska. Det blir nödvändigt att ta hänsyn till dynamik och dynamiska modeller för att kunna beskriva hur höghastighetsjärnväg påverkas av trafiken.

En typ av test som tar hänsyn till den cykliska effekten är dynamiska triaxialförsök. Denna metod används i stor utsträckning för att simulera långtidsbeteende med många lastcykler hos vägar och järnvägar (Brecciaroli & Kolisoja, 2006; Thom & Brown, 1989; Werkmeister, 2003; Werkmeister et al, 2005).



Figur 8. Rotation av huvudspänningsriktningarna vid en överfart av ett hjul (Lekarp & Dawson, 1998).

Storleken på lasten är en av de viktigaste parametrarna för storleken på de permanenta deformationerna/töjningarna. Vid triaxialtest har det visats att både den axiella spänningen och den radiella spänningen påverkar de permanenta töjningarna/deformationerna. Om den radiella spänningen ökar minskar deformationerna, och deformationerna ökar med ökad axiell spänning. (Morgan, 1966; Lekarp et al, 2000b; Werkmeister, 2003) I Figur 9 ses en graf över tre triaxialförsök där radialspänningen är konstant och den ökande axelspänningen tydligt påverkar den permanenta axiella töjningen.



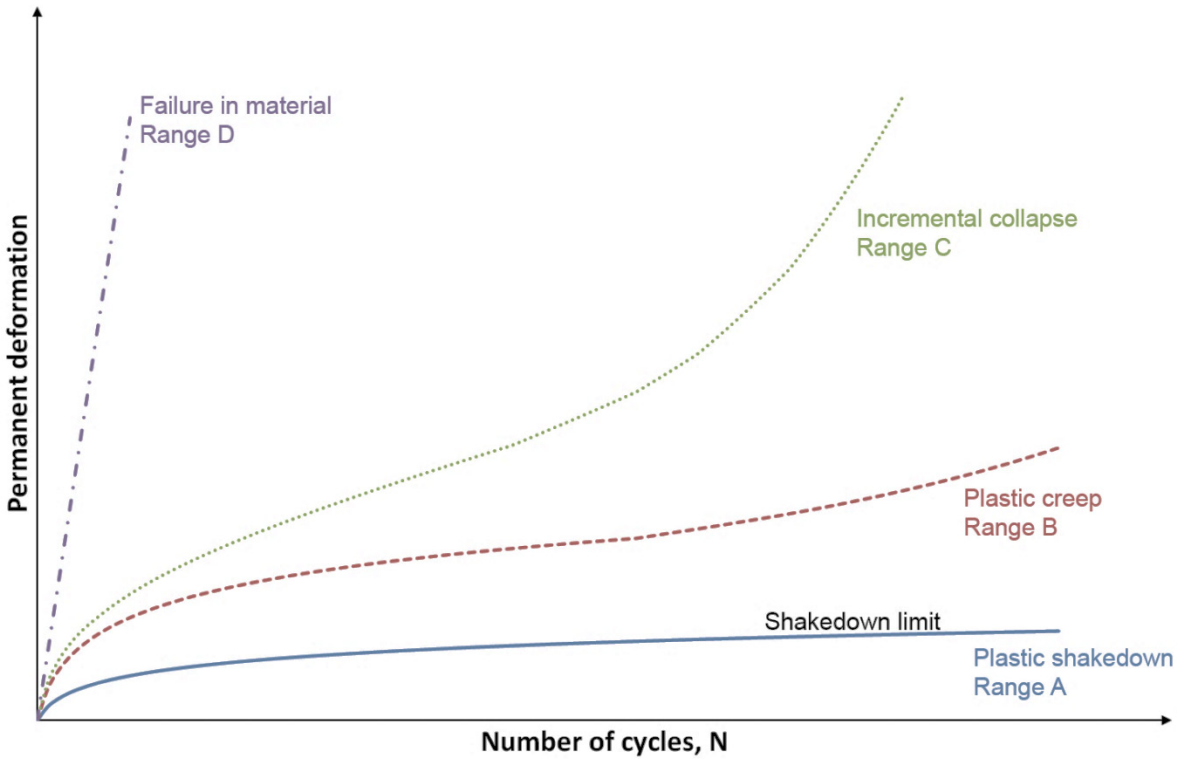
Figur 9. Den permanenta töjningen varierar med axelspänningen. Den radiella spänningen är konstant med värde 140 kPa och axelspänningen har värdena 140 kPa, 420 kPa och 700 kPa (Werkmeister et al, 2005).

Al Shaer et al, 2008; Lekarp et al, 2000b, m.fl. anser att storleken på de permanenta deformationerna beror av antalet lastcykler. Ofta bedöms de permanenta deformationerna bero av antalet lastcykler i ett icke-linjärt samband, antingen logaritmiskt eller exponentiellt. Uppmätta ackumulerade deformationer plottas mot antalet lastcykler och ett matematiskt, empiriskt samband beräknas för att passa med datat. Nedan i Ekvation 1 ses två exempel på samband mellan antalet lastcykler och den permanenta deformationen.

$$s = \alpha N^{\beta};\ s = \gamma + logN \qquad \text{Ekvation 1}$$

Där *N* är antalet lastcykler och konstanterna *α*, *β* och *γ* bestäms i grafen och antas bero av materialets egenskaper, lasttypen eller andra variabler. Dock är det inte utrett hur konstanterna beror av kvantifierbara, mätbara egenskaper som redan används inom geotekniken, t.ex. friktionsvinkel, vattenkvot eller liknande. Det skulle krävas stor omfattning av en sådan studie för att kunna tillämpa deformationssambanden endast baserat på enkla materialtester.

Det finns alltså inget rättframt sätt att enkelt och snabbt uppskatta storleken på de permanenta deformationerna över lång tid. Dock finns en teori som kallas shakedown theory, som innebär att det finns olika spänningsintervall som leder till olika deformationsförlopp i ett material, se Figur 10. Det som brukar kallas ”shakedown limit” är intervall A, plastisk shakedown. Ligger spänningsnivån under denna kommer materialet vara stabilt efter ett nog stort antal lastcykler och deformationerna uppnår endast en begränsad storlek. Shakedown limit utgör endast en gräns för en spänningsnivå då de plastiska deformationerna ska begränsas och överskrids spänningsnivån för denna kommer inte materialet gå i brott direkt, utan det krävs ytterligare högre spänningar. (Sharp & Booker, 1984; Lekarp et al, 2000b; Werkmeister, 2003; m.fl.)



Figur 10. Shakedown-kategorier, olika beteenden vid olika spänningsnivåer vid repeterad belastning. Efter Werkmeister et al (2005).

Det finns flera olika spänningsnivåer som beskrivs inom shakedown. För lägsta spänningsnivåerna finns elastiskt påverkat material, där alla deformationer i sin helhet återgår efter avlastning (under A i Figur 10). När spänningen ökas övergår deformationerna till att bli plastiska och materialets styvhet ökas gradvis. Under shakedown limit är materialet stabilt men de ackumulerade permanenta deformationerna fortsätter att öka. Efter ett stort antal lastcykler minskar storleken på de permanenta deformationerna som uppstår av en pålastning och deformationerna går emot att endast ha en elastisk del. (Jiang et al, 2014; Werkmeister et al, 2005)

Linje B i Figur 10 indikerar en spänningsnivå som till ett visst antal lastcykler ser ut att stabiliseras men ökas antalet lastcykler utvecklas ytterligare deformationer på grund av krypbeteende. Efter ett nog stort antal lastcykler kan material genomgå inkrementell kollaps. Linje C visualiserar en spänningsnivå där de plastiska deformationerna byggs på med varje lastcykel och aldrig helt avtar vid på- och avlastning. Till slut genomgår materialet inkrementell kollaps. Linje D symboliserar brottspänningen. (Werkmeister et al, 2005)

Det finns alltså en teoretisk maximal permanent deformation för ett material som kan kopplas ihop med materialets shakedown limit, som alltså är innan materialet gått i brott. Det är av stort intresse att kunna bestämma denna nivå. Det är dock inget enkelt samband, men Werkmeister (2003) visade att det går att bestämma denna nivå med hjälp av triaxialtester med olika axel- och radialspänningar. Det är tidskrävande tester med många cykler och inget som är aktuellt att göra med varje material som en del i en geoteknisk klassificering i ett järnvägsprojekt.

3.5 Materialkvalitet

Materialtypen har inverkan på deformationsegenskaperna hos materialet. Med avseende på materialkvalitet beaktas fem punkter inom detta avsnitt.

- Tillverkningssätt
- Bergart – bildningssätt
- Kornens egenskaper
- Kornens storlek
- Standardiserade materialkvalitetstester

Tillverkningssättet delas vanligtvis upp i två grupper; krossat material och naturmaterial. Det krossade materialet är tillverkat av människan och karakteriseras av kantiga, råa korn. Här kan även räknas in krossad betong och liknande. Det naturliga materialet är tillverkat av naturens makter, är utsatt för nötning under istider och kännetecknas av rundande, jämna korn. Allen (1973) undersökte skillnaden i permanenta töjningar för ett krossat material och ett naturmaterial under repeterade belastningar. Töjningarna var mycket lägre för det krossade materialet och Allen argumenterade att det berodde på kornens form och ytråhet, att ett krossat material är kantigare och har högre skjuvmotstånd. Werkmeister (2003) lägger fram teorin att ett kantigt material genererar mer finmaterial vid repeterande belastning än ett rundat material. Detta beror på att kornens ojämnheter utsätts för stora spänningar och nöts ned. En med tiden ökande andel finmaterial påverkar också deformationsegenskaper i negativ riktning. Volymen fast massa är konstant, men volymminskningen kommer av att finmaterialet från de nötta och fragmenterade kornen omlagras i porerna mellan (de stora) kornen.

Det finns många olika bergarter och mineraler som används i ballast. Det är inte särskilt svårt att tänka sig att mineralers och bergarters hårdhet påverkar hur lätt de går sönder. Men det är även möjligt att bergarternas bildningssätt inverkar på ett materials hållfasthet, genom att olika svaghetszoner kan uppstå hos kornen beroende på bildningssätt. De typer av jordarter och lösavlagringar som finns på ytan i Sverige är främst olika typer av sediment; erosionsprodukter, glaciala och alluviala avlagringar (Lundqvist, 2008; Cepeda, 1994). Erosionsprodukterna är ofta finkorniga medan glaciala avlagringar kan vara av större storlek (morän). Morän som befunnit sig under flera kilometer tjock inlandsis är kompakt, men mjuka bergarter ger finare korn än hårdare bergarter. Morän som avlagrats från smältande inlandsis kan vara lösa och okonsoliderade, så det finns flera olika typer av morän (Lundqvist, 2008).

Olika enskilda bergarter i ett material kan påverka egenskaperna för materialet i negativ riktning. En bergart som är känd att den kan orsaka problem vid för höga halter är glimmer. Glimmer är en grupp bergarter som mjuk (2-2,5 i Mohs hårdhetsskala) mycket lätt går sönder i en riktning, de klyvs perfekt i en riktning (Cepeda, 1994; Åkesson, 2009). De är bladiga och tunna skivor av bergarten kan frigöras med liten kraft. Ytterligare negativa egenskaper är att de har mycket stor specifik yta som leder till att de kan absorbera mycket vatten (Sundelin, 2012; Åkesson, 2009; Bäckström & Andersson, 2007). Om glimmer är blandade med andra bergarter i korn kan dessa spräckas då glimmer absorberar vatten och sväller (Sundelin, 2012). I små fraktioner (0,125-0,250 mm) kan den även ha negativ inverkan på tjällyftningsprocessen (Åkesson, 2009; Bäckström & Andersson, 2007). Krav gällande glimmerinnehåll kan ses i Tabell 5. Observera att metoderna för bestämning av glimmerinnehåll skiljer sig för väg och järnväg och därför är kraven mycket olika.

Tabell 5. Krav på maximalt glimmerinnehåll i olika obundna lager i vägar och järnvägar (Banverket, 2004 och Trafikverket, 2011).

	Järnväg	**Väg**	
	Ballast	Bärlager till belagda vägar	Grusslitlager
Metod	SS-EN 932-3	VVMB 613	VVMB 613
Maxnivå	10 vol-% Förvaltaren kan avgöra om materialet är godtagbart för glimmerinnehåll mellan 10-25 vol-%	Fri glimmer <50 % För 30-50 % fri glimmer får inte lagret trafikeras av tung trafik	Fri glimmer <40 %

Hardin (1985) lade fram ett nytt sätt att beräkna nedbrytning/krossning (eng: breakage) för korn i en jordmassa. Modellen byggde på spänningsnivåer, portal, skillnad mellan kornstorlekskurva före och efter nedbrytningstest, hårdhet och form på kornen. Hårdheten på kornen uppskattades experimentellt och hade ungefär samma värde som Mohs hårdhetsskala. Formvärdet låg mellan 15 och 25, där högre värden indikerade större kantighet. Med konstanta värden på spänningen, portalet och kornstorlekskurveskillnaden fås att kornen krossas mer då hårdheten minskar (för konstant formvärde) och att kornen krossas mer då kantigheten ökar (för konstant hårdhet). På detta sätt kan bergarten kopplas samman med deformation och nedbrytning. En bergart med hög hårdhet är porfyr.

Thom & Brown (1989) gjorde en experimentell undersökning för att hitta ett samband mellan korns fysiska egenskaper och materialets reaktion på repeterade belastningar. I studien fanns många olika material, bland annat olika typer av kalksten, granit, sandsten, krossad betong, natursand och -grus, stålslagg och flygaska. De allra flesta materialen klassificerades med avseende på form och ytråhet. För samtliga material utfördes repeterade triaxialförsök med varierande axel- och radialkraft. Testerna utvärderades med avseende på elasticitetsmodul, skjuvmotstånd och permanent deformation. Det var inte samma material som hade bäst resultat vid samtliga utvärderingar, men vissa typer av material har bättre resultat än andra. Kalksten var ett bra material i alla aspekter, medan krossad betong fick bra resultat med avseende på skjuvmotstånd och deformationer. Granit, som är en vanlig bergart i Sverige (Nationalencyklopedin, 2014), visade högt skjuvmotstånd men dåliga resultat för elasticitetsmodulen och permanenta deformationer. Naturmaterialen sand och grus fick dåliga resultat på alla tester.

Något som kan påverka resultatet är storleken på kornen (Lekarp & Isacsson, 2001; Ovalle et al, 2014; Alaei & Mahboubi, 2012). Större korn ger generellt lägre skjuvhållfasthet (Ovalle et al, 2014). Varadarajan et al (2003) belyser att detta samband gäller för kantiga korn, men att det omvända gäller för rundade korn. Att större korn har lägre skjuvhållfasthet sägs bero på att de har större sannolikhet att ha defekter och svagheter än mindre korn samt att de utsätts för större kontaktkrafter (Alaei & Mahboubi, 2012). Lekarp & Isacsson (2001) visade att olika största kornstorlekar ändrade den maximala permanenta töjningen vid repeterande triaxialförsök. Olika typer av material (krossad betong, krossad kalksten och naturgrus) visade olika storleksnivåer av töjning och olika inverkan av största kornstorlek. Det fanns ingen tydlig trend som visade hur maximala töjningen berodde av största kornstorlek, men töjningen varierade för de olika största kornstorlekarna.

De materialkvalitetstester som används idag är Los Angeles-, micro Devaltester. Dessa tester utförs i roterande trummor med stålkulor för att testa nedbrytningsmotståndet. Los Angelestestet utvärderar motståndet mot fragmentering och micro Deval testar motståndet mot nötning. I Los Angelestestet används större trumma och större stålkulor än i micro Devaltestet samt att det i micro Deval tillsätts vatten medan Los Angelestestet genomförs i torrt tillstånd (SIS, 2010 och SIS, 2011). Exempel på materialkrav för användning i vägar och järnvägar ses i Tabell 6. Ett högre värde på LA- eller mDe-talet indikerar mer nedbrytning.

Tabell 6. De olika kraven för material med olika användningsområden (Trafikverket, 2011 och Banverket, 2004).

	Belagd väg		Grusväg		Järnväg	
	Bärlager	Förstärknings-lager	Bärlager	Förstärknings-lager	Klass I	Klass II
Los Angeles	≤40	-	-	-	≤20	≤20
micro Deval	≤20	≤20	≤30	≤30	-	-

3.6 Packning

Då ett material packas hamnar kornen närmare varandra och får fler kornkontakter mellan varandra. Då ytan som krafterna kan överföras på blir större minskar trycket på kornkontakterna och detta innebär att deformationerna blir mindre. För kantiga korn ökar även fastlåsning med tätare packning, vilket betyder att kornen låser fast sig i varandra och detta samverkar med friktionsmotståndet. För att kornen i ett tätt packat material ska kunna glida mot varandra krävs dilatation, en expansion av materialet tvärs glidriktningen som motverkas av de yttre krafterna och vissa fall även gravitationskrafter (Brecciaroli & Kolisoja, 2006). För lösare grovkorniga jordar är trycket i kontaktpunkterna högre, något som orsakar större nedkrossning/-nötning och skapar större deformationer (Bopp & Lade, 1997).

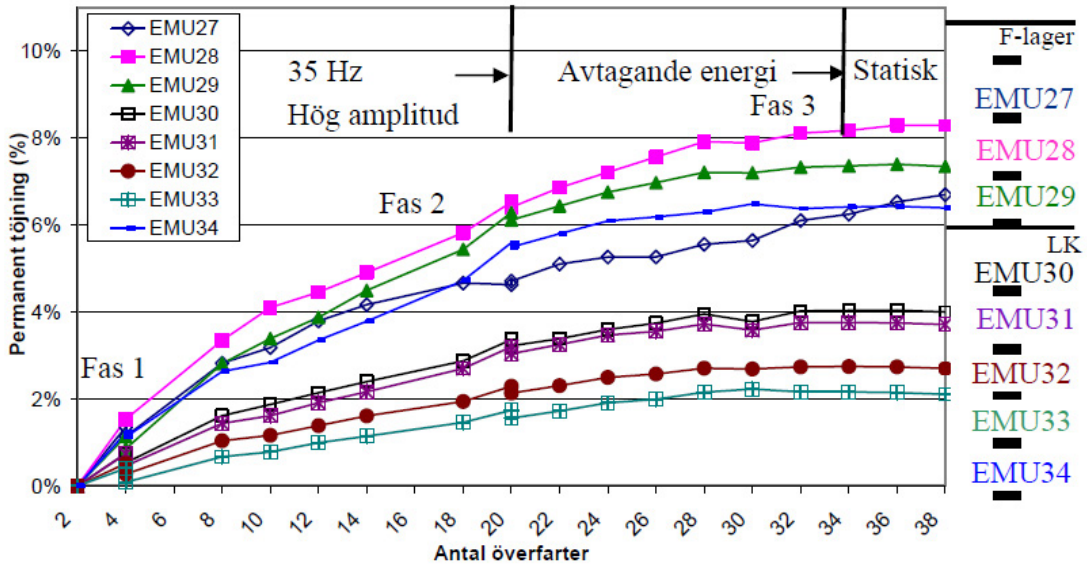
Zeghal (2009) gjorde dynamiska triaxialtester och varierade bland annat densiteten. För ett kantigt material ökade de permanenta deformationerna sju gånger om densiteten minskades från 95 % av maximala modifierade Proctordensiteten till 90 %. Samma material har spridits och packats på en vägarbetsplats och därmed utsatts för ytterligare krossning och ett nytt prov har tagits. För detta material ökade de permanenta deformationerna tre gånger då maximala modifierade Proctordensiteten minskade från 95 % till 90 %. Jämfört med det kantiga materialet var deformationerna två till tre gånger större för det ytterligare krossade/packade materialet.

Det finns ett visst samband mellan gradering, finmaterialinnehåll och packning. I ett material med korn i endast samma storlek (ensgraderat) blir porvolymen större än om det finns en variation på kornens storlek (månggraderat material) där mindre korn kan fylla upp utrymmena mellan de större kornen. Hoff (1999) visade att ett månggraderat material hade bättre lastspridningsegenskaper och högre brottgräns än ett ensgraderat material. Dock får inte andelen finmaterial bli för hög, så att de upptar större volym än porerna mellan de större kornen. Då är de större kornen inte i direkt kontakt med varandra och krafter ska överföras i det finkorniga materialet som har sämre deformationsegenskaper än de större kornen. Detta stöds av Thom & Brown (1988) som visade att ökad andel finmaterial ger sämre deformationsegenskaper och större permanenta deformationer.

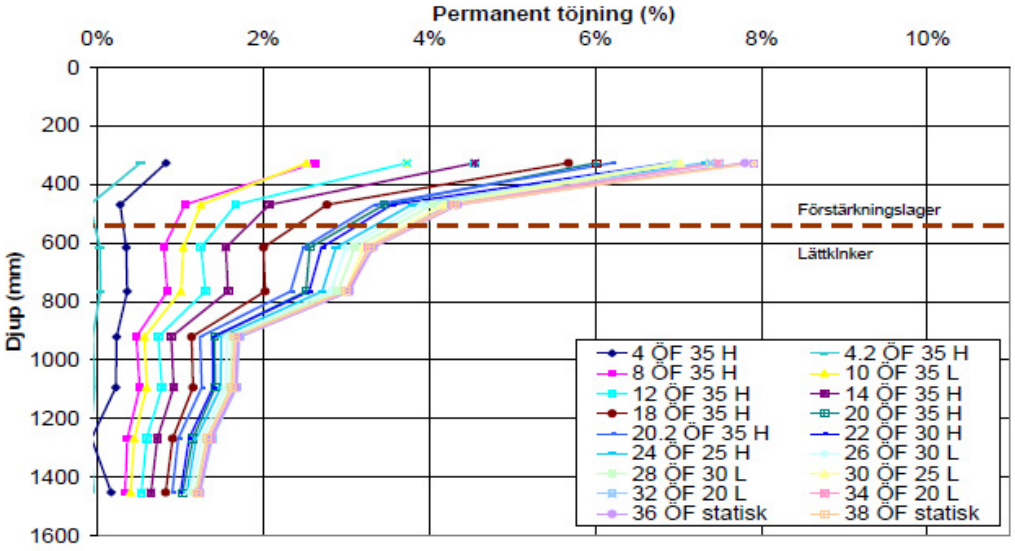
Forskning visar att tätare jordar leder till mindre deformationer än lösa jordar och det kan då tolkas som att mer packning är bättre. Däremot kan detta motverkas av att kornen krossas vid alltför omfattande packning, så att finmaterial bildas och materialets egenskaper förändras (Breitenbach, 2003). Svenska krav säger att antalet överfarter på fyllning ska vara 4-6 beroende på material, lagrets tjocklek och packningsutrustning (AMA Anläggning 13, avsnitt CE). Breitenbach (2003) skriver om packning av sprängstensmaterial i bankar och där rekommenderas 6-8 överfarter.

Sundblad & Widén (2007) undersökte hur de permanenta töjningarna påverkas av fler överfarter än angivet i AMA, vilket för aktuell vält (38 kN/m linjelast)på förstärkningslager är mellan 6 och 10 överfarter (AMA Anläggning, avsnitt DCB.2). Vältförsöken utfördes på förstärkningslagret i en vägkonstruktion där undergrunden bestod av lera eller lättklinker. Flera försök genomfördes, där tjockleken på förstärkningslagret varierades, ett typexempel kan ses i Figur 11. Upp till 8 överfarter ökar de permanenta töjningarna snabbt, för att sedan

avta i hastighet men ändå fortsätta öka upp till 24-28 överfarter. Hade packningen avslutats vid 8 överfarter hade ungefär hälften av de permanenta töjningarna utvecklats, och resterande hälft hade sannolikt istället utvecklats under trafiklast då vägen tagits i bruk. Författarna har undersökt i vilken utsträckning undergrundsmaterialet har krossats, vilket inte har varit särskilt mycket. Däremot har inte förstärkningslagrets krossning undersökts, något som är intressant för att se hur det översta lagret har påverkats av den ytterligare packningen. Figur 12 visar att de övre delarna av förstärkningslagret reagerar med markant större töjning än de djupare mätpunkterna. Projektet har även sammanfattats i SBUF Informerar nr 09:20 och där anges att det finns två faser i packningen, den första fasen, med ”lätt” packning, beror av omlagring och den andra fasen, med ”svår” packning, beror av nedkrossning av materialet. Detta påpekas dock inte av Sundblad & Widén (2007).



Figur 11. Permanent töjning som funktion av antal vältöverfarter (Sundblad & Widén, 2007).



Figur 12. Permanent töjning vid olika överfarter och för olika mätpunkter (Sundblad & Widén, 2007). Resultat från samma försök som i Figur 11.

Krav och kontroller av packning kan vara ett sätt att säkerställa kvalitet i byggskedet och de kan vara nödvändiga för att säkerställa tillräcklig bärighet och för att undvika sättningar i senare skede. Det finns olika sätt att kontrollera packning, där mätningar av densitet för att notera avvikelse från maximal proctordensitet är en av de äldre metoderna. Andra metoder som mäter packning efter att packningen har genomförts är bärighetstester; statiskt plattbelastningstest och fallviktstest är två olika metoder. (Forssblad, 1987)

Att mäta densitet ger ett relativt mått på hur välpackat ett material är, som kan jämföras med maximala proctordensiteten för materialet eller densiteten innan packning för att utvärdera om materialet är bra eller dåligt packat. Icke-relativa mått ger direkta värden som kan jämföras med resultat från andra mätningar. Exempel på icke-relativa utvärderingsmetoder är plattbelastningstest och fallviktstest. (Forssblad, 1987) Plattbelastningstestet mäter statisk deformationsmodul av lagerföljder och den redovisas i enheten MPa. Det går då att jämföra olika lagerföljder och packningsarbete. Packningen utvärderas genom att testet har två pålastningar, med en avlastning mellan. Deformationsmodulerna E_v från varje pålastning utvärderas och en kvot E_{v2}/E_{v1} används för att jämföra bärigheten/sättningen vid de olika pålastningarna. Ett högt värde på kvoten E_{v2}/E_{v1} innebär att det är stor skillnad på deformationsmodulerna, alltså att den första pålastningen har packat materialet så att en högre deformationsmodul erhålls vid den andra pålastningen. (Sundblad & Widén, 2007) Exempel på krav för vägbyggnad kan ses i Tabell 7.

Tabell 7. Krav för statiskt plattbelastningsförsök för flexibel vägbyggnad (Trafikverket, 2011).

Nybyggnad, flexibel konstruktion		
Statistisk acceptanskontroll		**Yttäckande packningskontroll**
Mätning vid bärlager eller översta obundna lagret		Mätning vid bärlager eller översta obundna lagret
n=8	$x_{Ev2} \geq 140+0,96*s$	
n=5	$x_{Ev2} \geq 140+0,83*s$	
I varje kontrollpunkt		I varje kontrollpunkt
För $E_{v2} \leq 140$ MPa:	$E_{v2}/E_{v1} \leq 2,8$	$E_{v2} \geq 125$ MPa
För $E_{v2} > 140$ MPa:	$E_{v2}/E_{v1} \leq 1+ 0,013*E_{v2}$	$E_{v2}/E_{v1} \leq 1,5+ 0,0136*E_{v2}$
Antal godkända kontrollpunkter ska vara minst 7 av 8, eller minst 4 av 5.		Samtliga kontrollpunkter ska vara godkända.
Bärighetsförbättring, flexibel konstruktion		
Statistisk acceptanskontroll		**Yttäckande packningskontroll**
Mätning vid bärlager eller översta obundna lagret		Mätning vid bärlager eller översta obundna lagret
n=5	$x_{Ev2} \geq 120+0,68*s$	
I varje kontrollpunkt		I varje kontrollpunkt
För $E_{v2} \leq 120$ MPa:	$E_{v2}/E_{v1} \leq 2,8$	$E_{v2} \geq 105$ MPa
För $E_{v2} > 120$ MPa:	$E_{v2}/E_{v1} \leq 1+ 0,015*E_{v2}$	$E_{v2}/E_{v1} \leq 1,5+ 0,019*E_{v2}$
Antal godkända punkter ska vara minst 4 av 5.		Samtliga kontrollpunkter ska vara godkända.

Med en vältmonterad packningsmätare är det möjligt att mäta hur väl packad en sträcka är vid en överfart med välten. Packningsmätaren analyserar vibrationer från valsen som kommer av markens reaktion på valsens inverkan (Forssblad, 1981; Landpac, 2014). Resultatet redovisas som ett direkt värde och med hjälp av GPS kan packningsarbetet geografiskt utvärderas och svaga zoner kan identifieras (Landpac, 2014; Atlas Copco, 2014). Packningsmätare används både i byggskedet för att indikera om ett avsnitt behöver fler överfarter och som dokumentation att packning är genomförd. Jämfört med densitets- och bärighetsmätningar ger packningsmätare mycket data på ett enklare och snabbare sätt (Forssblad, 1987).

3.7 Klimat

Den typ av klimat som kan påverka de permanenta deformationerna är kallt klimat med frys-/töcykler. När temperaturen sjunker under 0 °C börjar vattnet i materialet att frysa. För grovkornigt material är vattenkvoten ofta relativt låg eftersom permeabiliteten är hög, men det finns ändå en viss mängd vatten i materialet. När vattnet fryser till is ökar hållfastheten i materialet eftersom isen mellan kornen binder dem samman (Viklander, 1997). Kornen separeras också från varandra eftersom vatten ökar i volym då det fryser. När temperaturen ökar och isen tinar kommer kornen i direkt kontakt med varandra igen, men i en lösare sammansättning (Bilodeau et al, 2012). Processen kallas konsolideringssättning och leder till större permanenta sättningar och lösare jordmassa efter en frys-/töcykel (Bilodeau et al, 2012; Bilodeau et al, 2011; Li et al, 2012).

Vid repeterade triaxialförsök med prover som varit frusna och sedan fått tina är det möjligt att undersöka hur ett material påverkas av frys-/töcykler. Bilodeau et al (2011) och Bilodeau et al (2012) har vid olika försök visat att ett material som varit utsatt för en frys-/töcykel uppvisar större permanenta töjningar än ett material som är opåverkat av frysning. Vissa prover som utsatts för en frys-/töcykel har gått i brott medan samma material som inte varit påverkat av frysning och tining uppvisar stabilt beteende. Om materialet innehåller finkornigt material finns även risken för tjälhävnings- och tjällossningsproblematik.

Även kornen kan påverkas av frys-/töcykler. Om det finns sprickor i kornen kan vatten tränga in och spräcka kornen om temperaturen sjunker under 0 °C (Isacsson, 2009). Risken för sprickor och andra brister ökar om kornen är större (Alaei & Mahboubi, 2012) vilket gör risken större för frostsprängning för grovt material. Frostsprängning är också en risk när det gäller glimmerrika bergarter, då de absorberar vatten och kan spränga korn även utan frysning (Sundelin, 2013). Därför finns det i väg- och järnvägsmaterial krav på maximalt glimmerinnehåll (Trafikverket, 2011 och Banverket, 2004), se Tabell 5. Frostsprängning är en typ av nedbrytning av kornen som resulterar i permanenta deformationer.

En typ av deformation som kan uppnå stora storlekar (dm) är tjällyftning. De uppstår då ett tjälfarligt material med tillgång till vatten fryser och det skapas islinser. Om det tjälfarliga materialet inte innehåller sten eller block som kan hävas uppåt återgår deformationen efter upptining. Dock kan fenomenet utgöra ett problem på grund av storleken på de säsongsberoende deformationerna.

Större tjäldjup kan också uppstå för mycket grovkorniga material. Praxis är idag att beräkna tjäldjup där värmeöverföringen sker med ledning, men för mycket grova korn kan värmeöverföring även ske via konvektion. Detta är känt från dammkonstruktioner där mycket grovkorniga material har använts. Större tjäldjup kan leda till att tjälfarligt material på stort djup fryser och orsakar problem som tjällyftning. För att motverka detta problem tillåts inte grövre material än 200 mm ovan tjäldjupet. Dessa antas då inte leda till konvektiva problem.

3.8 Deformationer i järnvägskonstruktioner

Mycket forskning kring höghastighetståg handlar om dynamiska effekter på järnvägskonstruktionen (Chen et al, 2013; Alves Costa et al, 2010; m.fl.). Skillnaden mellan konventionell järnväg och höghastighetsjärnväg är att det i större utsträckning uppstår vibrationer i höghastighetsjärnväg. Xeucheng et al (2014) konstaterade att för höghastighetsjärnväg uppkommer även större dynamiska krafter och detta kan leda till större sättningar jämfört med konventionell järnväg. Dessa vibrationer kan även orsaka ljudföroreningar och de kan vara skadliga när de påverkar andra konstruktioner i marken, antingen trummor och andra delar av järnvägskonstruktionen eller närliggande bebyggelse (Galvín et al, 2010).

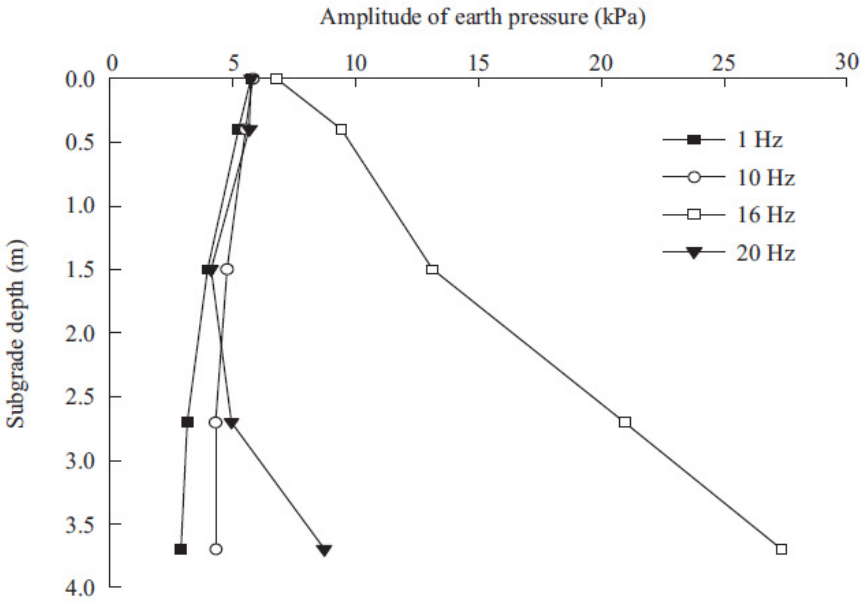
Den höga hastigheten ger upphov till vågor i undergrunden och om tågets hastighet närmar sig våghastigheten i marken kan resonans uppstå, vilket har negativ påverkan på både tåg och spår, i form av bland annat större deformationer. Våghastigheten beror av markens egenskaper, till exempel blir våghastigheten låg i lös jord. Därför rekommenderas styvare jord till undergrund, till exempel genom att byta ut materialet till stort djup, utföra markförstärkning eller grundlägga på pålar. Även att bygga på pelare/bro är en lösning, som dock är kostsam. (Singh & Saha, 2014; Steenbergen et al, 2007) För vibrationer i jordmaterial kan stora hålrum minska problemen (Voznesensky et al, 2011), men samtidigt kan större deformationer uppstå (Hoff, 1999).

I svenska krav utvärderas risken för höghastighetsproblem vid sth (största tillåtna hastighet) över 160 km/h och då undergrunden har låg styvhet. Skjuvvågshastigheten mäts eller uppskattas med empiriska samband och jämförs med sth tillsammans med en säkerhetsfaktor. Om risk för höghastighetsproblem visas från denna jämförelse ska en fördjupad utredning göras. (Trafikverket, 2013)

Xeucheng et al (2010) simulerade ett dubbelspår byggt med spårplatta och kalibrerade simuleringen med laboratorietester. De kom fram till att större delen av deformationerna sker i undergrunden och att det därför är viktigt att ta hänsyn till dessa då spåren dimensioneras. De rekommenderade markförstärkningar för att minska sättningarna.

Chen et al (2013) undersökte hur dynamiska tillskottskrafter fördelar sig i en höghastighetsjärnväg. Vid ett fullskaletest mättes dynamiskt tillskott i olika djup i konstruktionen, se Figur 13. Mätningarna visade att de dynamiska tillskottskrafterna minskar med djupet under undergrundens yta, men att det fortfarande finns tillskottskrafter på djupet 3,7 m under undergrunden yta, som var den djupaste mätpunkten.

Kombinationen av höghastighetsspår och permanenta deformationer är ett område som inte forskningen inte ännu fokuserat på. Främst har forskning kring höghastighetsspår handlat om elastiska/dynamiska deformationer, vibrationer och dynamiska krafter.



Figur 13. Dynamiskt jordtryck som funktion av djupet under undergrundens yta. Notera att för två av fyra frekvenser minskar jordtrycket med djupet. 16 Hz är resonansfrekvens och därför ökar det dynamiska jordtrycket med djupet. (Chen et al, 2013).

3.9 Materialmodeller

Materialmodeller beskriver ett materials beteende i olika situationer. Några modeller kommer att presenteras kort i detta avsnitt.
En av de enklaste materialmodellerna är linjär-elastiska Hookes lag, se Ekvation 2.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$ Ekvation 2

Elasticitetsmodulen E är en materialparameter. Att modellen är linjär innebär att töjningen ökar linjärt med spänningen och att den är elastisk innebär att den töjning som uppstår vid pålastning återgår till sitt ursprungliga tillstånd efter avlastning, alltså att det inte uppkommer någon permanent deformation. Jordmaterial beter sig däremot inte på ett linjär-elastiskt sätt, utan det deformeras icke-linjärt och plastiskt (Ti et al, 2009; Lekarp et al, 2000b). Ytterligare beteenden som är typiska för jordmaterial är att styvheten varierar med spänningen och att kryptöjningar uppstår vid långtidsbelastning (Ti et al, 2009). Det är svårt att få med alla dessa beteenden i en modell och samtidigt ha en modell som är relativt lätt att använda. Därför används förenklingar och antaganden i modeller som gör att de inte alltid är anpassningsbara till andra material och förutsättningar än de som de tagits fram för. Det är viktigt att vara medveten om dessa förenklingar och antaganden när en modell ska användas. I Tabell 8 ses olika materialmodeller.

Tabell 8. Olika materialmodeller presenteras i tabellen.

Referens	Kort beskrivning av modellen
Alaei & Mahboubi, 2012	Krossningskriterie till en diskreta elementmodell (DEM).
Hardin, 1985	Modell för att bestämma krossning för ett grovkornigt material.
Li & Zhang, 2012	Empirisk modell för kryptöjningar. Från triaxialförsök har kryptöjningar bestämts och baserat på töjnings-tids-diagram har en modell tagits fram för att beskriva sambandet
Oldecop & Alonso, 2007	Modell som beskriver töjningar som funktion av tid. Det tidsberoende aspekten är uppsprickning av kornen, där uppsprickningshastigheten bestämmer töjningen.
Rubin & Einav, 2011	Konstitutiv modell som tar hänsyn till krossning av korn samt porös kompaktering och dilatation.
Shoop et al, 2008	Deformationsmodell som tar hänsyn till tjällossning.

Li & Zhang (2012) gjorde krypförsök som beskrevs som statiska triaxialförsök med samma spänningsnivå under 7 dagar för att utvärdera krypdeformationerna. Deformationerna under den första timmen efter pålastning ignorerades medan resten av deformationerna efter denna tid kallades krypdeformationer. Sambandet mellan axiell kryptöjning och tid var linjärt då kryptöjningen och tiden presenterades i logaritmisk form på axlarna. Då föreslogs en empirisk formel i potensform, se Ekvation 3.

$$\varepsilon = a\left(\frac{t}{t_0}\right)^b$$ Ekvation 3

Där *a* och *b* är konstanter som beror av spänningsnivå och materialets egenskaper och t_0 är även den en konstant. De övriga konstanterna *a* och *b* beror av t_0. Denna typ av modell baseras på experimentella data och beskriver ett materials beteende utan att försöka förklara beteendet. Det har inte utretts om det finns någon koppling mellan konstanterna i Ekvation 3 och materialets egenskaper eller lastförutsättningar.

Rubin & Einav (2011) beskriver sin modell som en konstitutiv modell för spröda granulära material och tar hänsyn till krossning av kornen samt porositetens inverkan på kontraktans och dilatation. Modellen tar även hänsyn till att styvheten hos materialet beror av spänningstillstånd, krossning av kornen och porositet. Detta innebär att modellen väl beskriver materialets beteende, men det innebär också att modellen är komplicerad att applicera.

Oldecop & Alonso (2007) presenterar en modell som beskriver hur töjningar hos ett grovkornigt material beror av tiden. På kornnivå beskrivs materialets deformation i två steg: det första där deformationerna uppkommer av glidning och rotation av kornen, samt det andra där krossning av kornen krävs för att ytterligare deformation ska uppstå. Modellen som presenteras innehåller ett uppsprickningsskeende där en spricka i ett korn propagerar och gör att kornet till slut spricker. Varje korn som går sönder leder till en förändring av töjningen. Modellen beskriver hur uppsprickningshastigheten beror av sprickans initiala längd, kornets geometri och makroskopiska spänningen. Under en viss tid kommer då ett antal sprickor att propagera till kanten av kornet och kornet går sönder, vilket leder till en töjningsskillnad. Modellen tar hänsyn till kornens storlek. I denna modell beskrivs och förklaras hur töjningen beror av tiden då spänningen är konstant. Det presenteras även en experimentellt bekräftad del som säger att om spänningen är nog låg kommer kornen inte att spricka under belastning och materialets beteende är oberoende av tid.

4 Diskussion

Höghastighetsjärnväg kan byggas på olika sätt varav två har behandlats i denna rapport: ballastspår och spårplatta. Förutom skillnader i teknisk livslängd, investerings- och livscykelkostnad finns skillnader som påverkar den geotekniska delen av en järnväg. Den främsta skillnaden är att spårplatta har effektivare lastspridning och därmed kan ha tunnare överbyggnad, vilket minskar frostisoleringsverkan hos konstruktionen (Michas, 2012). För ballastspår kan det uppkomma problem med ballastsprut. Båda typerna kan byggas på bank.

När det gäller de olika överbyggnadstyperna finns det skillnader som berör de permanenta deformationerna under överbyggnaden. För ballastburna spår är det lätt att justera spårläget, även om det kräver spårtider som blockerar trafiken är det ett relativt snabbt arbete. Spårplattor är mer känsliga för sättningar eftersom de är mycket svårare att justera spårläget för (Nyquist, 2010). Detta har lett till kravet att undergrunden ska vara ”i princip sättningsfri”. Det finns flera sätt att försöka omsätta detta till utförande; att ställa olika krav på materialen under spårplattan eller använda en gräns för maximala sättningar där en spårjustering måste genomföras.

Det finns dock inget sätt att beräkna sättningar med en noggrannhet på tiotals millimeter som skulle behövas i detta fall. Därför kan inte krav på material härledas från sättningsberäkningar utan endast baseras på godtyckliga empiriska samband. De krav som finns i dagsläget är i form av deformationsmodulen E_{v2} som mäts vid statiskt plattbelastningstest. I Sverige används även kvoten E_{v2}/E_{v1} (Trafikverket, 2011). Den uttrycker skillnad i bärighet mellan första och andra belastningscykeln och kan därför även utgöra ett mått på packning. Den typ av deformation som E_{v2} representerar är elastisk deformation som uppkommer av en kortvarig, statisk belastning. Kvoten E_{v2}/E_{v1} används som krav för bärighet i vägar, men används inte som krav i Sverige för järnvägar. För att även kunna använda testet till att utvärdera en dynamisk komponent hos bärigheten kanske förfarandet eller utvärderingen måste anpassas.

Det finns olika sätt att anlägga järnväg, både på bank och på landbro eller en kombination av flera olika typer (tunnel, bro, skärning). Om höghastighetsjärnväg anläggs på bank är det aktuellt att använda en hög bank på ett flertal meter. Därför är det lätt att dra slutsatsen att största delen av de permanenta sättningarna kommer att uppstå i ett grovkornigt material, antingen i något av ballastlagren eller i bankfyllningen. Den totala sättningen kommer att vara en kombination av sättningar i ballastlagren och sättningar i undergrunden/fyllningen. Dessa kommer att påverkas av olika laster; de övre delarna av konstruktionen kommer att belastas av trafiklaster samt materialets egentyngd medan materialet i den nedre delen av konstruktionen endast kommer att belastas av materialets egentyngd.

Vad är känt om permanenta deformationer i grovkornigt material som belastas av denna typ av laster? De parametrar som behandlats i denna rapport och där sambanden beskrivits är:

- Storlek på spänningarna. Högre axialspänning ger större deformationer och radialspänningar motverkar deformationen, vilket leder till att högre radialspänningar ger mindre deformationer. Högre radialspänningar leder också till högre skjuvhållfasthet.
- Packningsgrad. Ett välpackat material deformerar mindre än ett löst packat material.
- Materiakvalitet:
    - Materialtypen (naturligt/krossat material) inverkar genom kantigheten på kornen. Krossat material innehåller kantiga korn och har därmed bättre deformationsegenskaper än ett naturligt material med rundade korn.
    - Bergarten inverkar genom dess hållfasthet.
    - Kornstorleken kan påverka deformationsegenskaperna hos ett material genom att större korn ger lägre skjuvhållfasthet.

- För trafiklaster: antal lastcykler. De permanenta deformationerna som beror av trafiklaster ackumuleras vid varje lastcykel och vid stort antal lastcykler kan deformationerna bli stora.
- Klimatet. Det kalla klimatet ger upphov till frys-/töcykler som i grovkorniga material ger upphov till omlagring som kan ge deformationer. Mycket grova material kan även ge upphov till konvektion som kan leda till större tjäldjup. För tjälfarliga material kan tjällyftning utgöra ett problem.

Det finns dock ingen modell som kombinerar alla dessa för att beskriva materialets beteende. Om de ackumulerade permanenta deformationerna ritas i en graf som funktion av antal lastcykler (med konstant spänningsnivå) fås ett icke-linjärt samband, vanligtvis exponentiellt eller logaritmiskt. För statiska försök kan töjningen relateras till spänning eller tid, även vanligt är då att sambandet beskrivs som logaritmiskt eller exponentiellt. Det finns ett antal konstanter i kurvans funktion som kan bestämmas. Det skulle vara intressant att kunna relatera dessa till materialets egenskaper, som packningsgraden, vattenkvoten eller spänningsnivån. Detta för att kunna uppskatta deformationerna på ett relativt enkelt sätt. Liknande kartläggning skulle kunna vara till nytta inom området shakedown theory. Werkmeister et al (2005) visade att det går att identifiera olika spänningsnivåer inom shakedown theory med repeterande triaxialtester utförda med olika spänningsnivåer. Går det även att finna gränsen för det stabila området som funktion av materialegenskaper och andra förutsättningar? Detta skulle vara värdefullt för att bedöma möjligheten att använda ett visst material till en viss konstruktion.

Förutom vad som är känt om grovkorniga materials deformationsegenskaper är det också intressant att belysa vad som inte är känt. För ett så pass grovkornigt material kan det tänkas att vattenkvot inte inverkar eftersom materialet är dränerande, men det skulle vara intressant att undersöka sambandet mellan andel finmaterial och vattenkvot, samt vilken inverkan detta har på deformationsegenskaperna. Detta för också intresset vidare till optimal gradering, är det bättre med ensgraderat eller månggraderat material? Månggraderat material ger generellt mindre deformationer, men det finns också risk för att det blir för hög finmaterialhalt. Ensgraderat är bra för dräneringen, då porvolymen blir stor och det är svårt att täppa till porerna. Inverkar kornstorlek i avgörandet för vilken typ av kornkurva som är den bästa, då större korn generellt har sämre hållfasthet än mindre korn?

De samband som identifierats mellan parametrar och deformationer baseras på laborativa försök. Gemensamt för dessa är att de har utförts på material som kan kallas storleksmässigt representativt för ballastlagren i en järnvägskonstruktion. Den största kornstorleken i den studerade litteraturen var 150 mm medan den vanligast förekommande största kornstorleken låg i intervallet 50-60 mm. Vid repeterade triaxialförsök visas ett oklart samband på kornstorlekens inverkan på maximal töjning, men det visas i Lekarp & Isacsson (2001) att olika maximala kornstorlekar ger olika resultat. Den maximala kornstorleken påverkar även vilken utrustning som kan användas, ju större korn desto större provstorlek. Olika författare rapporterar olika siffror, där kvoten mellan största kornstorlek och provets diameter anges till minst tre och störst till sex. Provets höjd bör vara minst dubbelt så stor som diametern (Lekarp & Isacsson, 2001). Ovalle et al (2014) rapporterar att det finns utrustning på upp till 1000 mm som klarar av material med största kornstorlek i intervallet 100-200 mm. Denna typ av utrustning är däremot dyr och det finns inte särskilt många publicerade försök som beskriver egenskaper hos så pass grovkorniga material. Till vanligheten hör att materialen skalas ned till mindre storlekar för att kunna provas i mindre utrustning.

För bankar kan sprängsten användas vilket innebär att det inte kontrolleras vilken som är den största kornstorleken, men den är klart större än de som redovisas i litteraturen, upp till 200 mm och grövre. Ska hänsyn tas till att största kornstorleken påverkar deformationsegenskaperna behövs större försöksutrustning för att undersöka hållfasthets- och deformationsegenskaper hos det aktuella bankmaterialet. De lite större materialen i

studien (60-80 mm största kornstorlek) är ofta material till dammar. Väldigt få studier är inriktade på järnvägsmaterial, även om en del studier använder sig av vägmaterial (som dock är mindre till storleken än järnvägsmaterial).

Om höghastighetståg jämförs med konventionell järnväg kan det ses att det finns vissa skillnader. Med en högre hastighet uppkommer större dynamiska tillskottskrafter som ska tas hänsyn till (Xeucheng et al, 2014). Dessa dynamiska krafter påverkar hur sättningar utvecklas, ger upphov till vibrationer och risk för resonans. Resonansproblem uppstår då våghastigheten i undergrunden och tågets hastighet är ungefär lika stora, och för lösa jordar blir våghastigheten låg nog att det finns risk för att höghastighetståg kommer upp i denna hastighet (Singh & Saha, 2014). Styvare jordar har högre våghastighet och då är risken liten för resonansproblem.

Ett fyllningsmaterial ska alltså vara åt det styvare hållet hellre än löst och vid bankbyggnad är det bra om det är ett material med bra släntlutningsegenskaper. Detta pekar mot att grovkorniga friktionsmaterial är väl lämpade att använda som fyllnadsmaterial. Till viss del går det då att säga att de försök som studerats i rapporten är relevanta eftersom de är grovkorniga material, men samtidigt skiljer kornstorleken mellan det som skulle vara aktuellt (över 200 mm största kornstorlek) och de studerade materialen. Ytterligare en jämförelse som kan göras är gällande spänningsnivån, hur stora spänningar har använts i försöken och hur stora spänningar uppkommer i en fyllning? De spänningar som har använts i försöken (främst statiska och dynamiska triaxialförsök) är fokuserade antingen på flera MPa eller under 1 MPa. Arbete har genomförts för att undersöka vilka spänningar som uppkommer i en fyllning, se Bilaga B. Där kan ses att den maximala spänningen som är aktuell att använda för ett direkt skjuvtest är skjuvspänning på 700 kPa och normalspänning på 600 kPa. Detta är dock den maximala spänningen, det är möjligt att försök kommer att göras även vid lägre spänningar. Spänningsnivån vid de undersökta försöken är i vissa fall relevanta att ta erfarenhet och resultat från.

Sundblad och Widén (2007) samt SBUF (2009) rapporterade att fler överfarter av vält vid packning än kravställt av AMA ger större permanenta töjningar. Upp till 28-30 överfarter fortsatte töjningarna att utvecklas, därefter avtog hastigheten vid de flesta försöken. Detta skedde dock på lös undergrund (lättklinker eller lera) och om samma goda effekt av fler överfarter kan fås vid packning av styvare material är oklart. Vid styvare material är det tänkbart att krossning sker i större utsträckning än för ett lösare material i undergrunden. Däremot skulle det vara önskvärt att uppnå större permanenta töjningar under byggtiden så att dessa inte uppkommer vid trafikering. För att kunna göra laborativa försök är det också aktuellt att kunna definiera hur väl materialet är packat i fält för att kunna simulera liknande förhållanden i labbförsök.

Vid fältförsök i nedskalad storlek används ibland något som kallas mikroballast, alltså ett grovkornigt material som har skalats ner i storlek. Om en försöksmodell har skalats ned till skala 1:3 används mikroballast i skala 1:3, där kornfördelningskurvan har samma form men parallellförflyttas så att största kornstorleken i mikroballasten är en tredjedel av största kornstorleken i den ursprungliga ballasten. Till vanligheten vid ett nedskalat försök är att även minska lasten proportionerligt till modellens storlek. Detta bedöms vara ett bra sätt att simulera en konstruktions beteende och ge representativa resultat. Däremot visar triaxialförsök att största kornstorlek inverkar på skjuvhållfasthet och permanent töjning, något som indikerar att representativa resultat inte fås för nedskalad storlek på materialet. Det som talar för metoden med mikroballast är att även lasten minskas, något som inte undersökts för materialtesten. Eftersom att denna osäkerhet finns kring hur belastning påverkar material av olika största kornstorlekar kan det vara viktigt att analysera vilken spänningsnivå som ska användas i en konstruktion och om spänningsnivån i försöket avviker från denna.

I Alaei & Mahboubi (2012) nämns att för grovkornigt material är krossning av kornen en viktig del i en deformationsmodell, särskilt för material större än grus. Då uppkommer frågan: hur stor del av en permanent deformation utgörs av exempelvis krossning av korn? Hur stor del utgörs av omlagring, glidning, kompression eller böjning av kornen? Okunskapen inom detta område indikerar att nedbrytningen av grovkorniga material på kornnivå inte är känd. För att förstå hur permanenta deformationer uppkommer är det lämpligt att skaffa kunskap om hur kornens nedbrytning påverkar. Att olika typer av nedbrytning förekommer på kornnivå bör tas hänsyn till i en sättningsmodell.

Idag är det vanligt att beräkna stabilitet för bankar och andra geotekniska konstruktioner med enkla linjära samband om handberäkning används. Eftersom det finns mer avancerade beräkningsmodeller i t.ex. olika FEM-programvaror används dessa framför handberäkning vid dimensionering. För att kunna dimensionera korrekt krävs korrekt indata från framför allt laborativa undersökningar. Detta görs inte alltid utan istället används tabellerade värden och ”erfarenhetvärden” som baseras på tidigare undersökningar (väldigt många för att få mer korrekt värde). Eftersom dessa undersökta material kan skilja sig från den typ av material som skulle vara aktuella att i detta fall använda i en fyllning (främst med avseende på kornstorlek) är det inte säkert att sådana värden kan inneha något värde för dimensionering av aktuell bank. Istället krävs laborativa undersökningar av det aktuella materialet för att få de mest korrekta värdena.

Den typen av undersökning som skulle vara aktuella är direkta skjuvförsök i större storlek än tidigare. Den typen av försök undersöker skjuvbeteende, som är den typen av belastning som uppkommer i en bank. Även triaxialförsök kan undersöka skjuvning, men det är en mer avancerad form av testning som är svårare och dyrare att skala upp i storlek. Framtida försök kommer att fokusera på olika spänningsnivåer, olika största kornstorlek, olika graderingar (månggraderat och ensgraderat), samt olika packningsarbete, se exempel i Tabell 9. Den största kornstorleken i Tabell 9 anges till 200 mm. För att kunna material med den största kornstorleken krävs en utrustning som är 1000 mm i diameter och 1000 mm hög, se vidare Bilaga B. Det krävs att en helt ny utrustning utvecklas, vilket för närvarande är ett pågående arbete.

För att utvärdera försöken används FE-modellering som kan beräkna spännings- och töjningssamband för försöken. Det går också att undersöka spänningsnivåer med FEM som inte är möjliga att mäta vid försöken. Det är också intressant att undersöka hur kornen påverkas vid försöken och därför ska bildanalys av kornens storlek och form genomföras. Till bildanalysen ska prover tas minst två gånger per försök, före och efter. Om dynamisk testning också används kan fler prover tas vid olika antal cykler för att få en bild av hur fort en form- eller storleksförändring sker. Flera prover kan också tas om krypförsök utförs.

Med samlade data ska en deformationsmodell som tar hänsyn till den typen av variabler som presenteras i Tabell 9 utvecklas. För att verifiera denna kan uppföljningar ske i större skala i fält med samma eller liknande material.

Tabell 9. Försöks-layout för framtida försöksserier. Normalspänningen indikerar endast antalet olika spänningsnivåer, inte en specifik storlek.

Gradering	Välgraderad	Ensgraderad		
Kornstorleksintervall	0-200	0-100	0-50	
Normalspänning	1	2	3	4
Packning	Löst, opackat	Tätt, packat		
Materialtyp	Krossmaterial	Naturmaterial		
Klimat	Otempererat försök	Fruset material		

5 Slutsatser

I dagsläget är det inte möjligt att bestämma deformationer för grovkornigt material med nog stor noggrannhet och därför är det inte heller möjligt att uttala sig kring huruvida det är möjligt att dimensionera en järnvägskonstruktion så att deformationer ligger under en tillåten gräns. Det finns metoder som markförstärkning som ökar systemets styvhet och minskar risken för sättningar, men samtidigt ger detta inte någon säkerhet att deformationerna kommer att ligga under en viss gräns.

Det är känt att olika parametrar påverkar de permanenta deformationerna. Det finns modeller som beskriver hur töjningar beror av olika av dessa parametrar, dock ingen som använder samtliga intressanta parametrar (spänningsnivå, kornstorlek, packningsgrad, materialkvalitet m.fl.). De laboratorieundersökningar som finns har utförts på material i mindre storlekar (största kornstorlek 50-60 mm) än vad som är aktuellt för en sprängstensfyllning. Som har nämnts tidigare påverkar kornstorleken resultatet av skjuvtester men samtidigt är det ovanligt med försök på material med mycket stora korn. Detta på grund av att större kornstorlekar kräver större prover och större utrustningar, vilket gör det till en dyrare metod. Därför krävs det ytterligare arbete för att verifiera att dessa modeller även är giltiga för större kornstorlekar.

Att genomföra försök på korn och prover större än de identifierade i litteraturen är av stor vikt för att öka kunskapen om mycket grova material. För mycket stora korn nämns krossning av kornen som en viktig del av de deformationer som uppkommer. Därför är det av vikt att studera vad som händer på kornnivå under belastning av ett mycket grovkornigt material.

En av de förutsättningar som det finns osäkerheter kring är det kalla klimatet i Sverige. Generell kunskap finns kring hur grovkorniga material reagerar på frys-/töcykler. Det är dock inte vanligt förekommande att göra frystester på mycket grovkorniga material och detta är ett område där det behövs mer kunskap.

För att öka kunskapen om mycket grovkornigt material krävs fortsatta studier av detta material. Olika parametrar som är intressanta är packning, materialtyp, spänningsnivåer, största kornstorlek, effekt av kantighet, vattenkvot och frys-/töcykler. Dessa grovkorniga material kan testas i en storskalig direkt skjuvapparat i olika serier där olika parametrar är av intresse i varje serie. Till exempel är det av intresse att undersöka skillnader och likheter mellan olika materialtyper (naturligt material och krossat material) när de genomgår skjuvförsök. Dessa material utsätts för ett antal försök där spänningar, packningsgrad och vattenkvot varieras. Sedan kan försöken simuleras i FEM för att studera spänningsnivåer och spänningsriktningar och kunna koppla detta till de uppmätta deformationerna. Kopplingar kan även göras till standardiserade nedbrytningsförsök som micro Deval- och Los Angelesförsök för att se om det går att skapa ett samband.

För att kunna genomföra testning med större kornstorlekar krävs att en ny utrustning utvecklas och det är ett pågående arbete vid Luleå tekniska universitet.

Med resultaten från försöken ska en deformationsmodell utvecklas, som även kan verifieras vid fältförsök.

6 Referenser

[1] Al Shaer, A.; Duhamel, D,; Sab, K.; Foret, G.; Schmitt, L. (2008). Experimental settlement and dynamic behavior of a portion of ballasted railway track under high speed trains. *Journal of Sound and Vibration.* Vol. 316, pp 211-233.

[2] Alaei, E. & Mahboubi, A. (2012). A discrete model for simulating shear strength and deformation behaviour of rockfill material, considering the particle breakage phenomenon. *Granular Matter.* Vol. 14, pp 707-717.

[3] Allen, J.J. (1973). *The Effect of Non-Constant Lateral Pressure of the Resilient Response of Granular Materials*. Doktorsavhandling, University of Illinois, Urbana, Illinois, USA.

[4] Alves Costa, P.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A.; Bodare, A. (2010). Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* Vol. 30, nr. 4, pp 221-235.

[5] Andersland, Orlando B. & Ladanyi, Branko (2004). *Frozen ground engineering.* 2nd ed. Hoboken, N.J.: Wiley

[6] Atlas Copco. (2014). *Dynapac Soil Compactors.* Hämtad från <http://www.atlascopco.us/Images/CArange_US_3492023193_low_spreads_tcm45-3548521.pdf> 16 december 2014

[7] Axelsson, K. (1998). *Jordmekaniken jämte jordmaterialläran.* Skrift 98:4. Luleå: Avdelning för Geoteknik, Luleå tekniska universitet.

[8] Banverket. (2004). *Makadamballast för järnväg*. BVS 585.52. Borlänge: Banverket.

[9] Berglund, A. & Forsman, J. (2008). *Grovkorniga jordars mekaniska egenskaper – laboratorietester med storskalig skjuvapparat*. Examensarbete 2008:170 CIV, Luleå: Avdelningen för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet.

[10] Bezin, Y.; Farrington, D.; Penny, C.; Temple, B.; Iwnicki, S. (2010). The dynamic response of slab track constructions and their benefit with respect to conventional ballasted tracks. *Vehicle System Dynamics.* Vol. 48, tillägg, pp 175-193.

[11] Bilodeau, J-P; Dóre, G.; Schwwarz, C. (2011) Effect of seasonal frost conditions on the permanent strain behaviour of compacted unbound granular materials used as base course. *International Journal of Pavement Engineering.* Vol 12, nr. 5, pp 507-518.

[12] Bilodeau, J-P.; Dóre, G.; Poupart, J. (2012). Permanent deformation of vatious unbound aggregates submitted to seasonal frost conditions. *Cold Regions Engineering 2012.* pp 155-164.

[13] Bopp. P.A. & Lade, P. V. (1997). Effects of initial density on soil instability at high pressures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* Vol. 123, nr. 7, pp 671-677.

[14] Brecciaroli, F. & Kolisoja, P. (2006). *Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading.* A5/2006. Helsinki: Finnish Rail Administration.

[15] Breitenbach, A.J. (2003). *Rockfill Guidelines*. AB Engineering Inc. Littleton

[16] Bäckström, F. & Andersson, M. (2007). *En studie om glimmers förmåga att absorbera och kvarhålla fukt genom kapillära krafter i jämförelse med finfraktion utan glimmer samt glimmers kohesiva egenskaper.* Examensarbete, 2007:36, Luleå: Avdelningen för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet.

[17] Cepeda, J.C. (1994). *Introduction to Minerals and Rocks.* Macmillan College Publishing Company, New York.

[18] Chen, R.; Zhao, X.; Wang, Z.; Jiang, H.; Bian, X. (2013). Experimental study on dynamic load magnification factor for ballastless track-subgrade of high-speed railway. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.* Vol. 5, nr. 4, pp. 306-311.

[19] China.org.cn. (2014). *Xinjang to embrace era of high-speed rail.* Hämtad från <http://www.china.org.cn/business/2013-11/24/content_30688262.htm> 2014-09-24

[20] Chinadaily. (2014). *Harbin-Dalian high-speed railto reach 300 km/h.* Hämtad från <http://www.chinadaily.com.cn/china/2013-04/11/content_16391578.htm> 2014-09-25
[21] Craig, R.F. (2004). *Craig's Soil Meachnics.* 7:e upplagan. Taylor & Francis, Abingdon.
[22] Das, B. M. (2013). *Principles of geotechnical engineering.*8:e upplagan. Cengage Learning, Mason, USA
[23] Forssblad, L. (1981). *Vibratory Soil and Rock Fill Compaction.* Dynapac Maskin AB, Solna.
[24] Forssblad, L. (1987). *Packning av jord- och bergmaterial.* AB Svensk Byggtjänst, Stockholm.
[25] Galvín, P.; Romero, A & Domíngeuz, J. (2010). Vibrations induced by HST passage on ballast and non-ballast tracks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* Vol. 30, pp 862-873.
[26] Gustafsson, V. (2014). *Creep deformation of rockfill.* Examensarbete. Stockholm: Avdelningen för jord- och bergmekanik, Kungliga tekniska högskolan.
[27] Hardin, B. (1985). Crushing of Soil Particles. *Journal of Geotechnical Engineering.* Vol. 111, pp 1177-1192.
[28] Hoff, I. (1999). *Material properties of Unbound Aggregates for Pavement Structures*. Doktorsavhandling, Department of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.
[29] Isacsson, S. (2009). *Nedbrytning av dammbyggnadsmaterial – Litteraturstudie och laboratorietester.* Examensarbete, 2009:130, Luleå: Avdelningen för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet.
[30] Ishikawa, T.; Sekine, E.; Miura, S. (2011). Cyclic deformation of granular material subjected to moving-wheel loads. *Canadian Geotechnical Journal = Revue Canadienne de Geotechnique.* Vol. 48, nr. 5, pp. 691-703.
[31] Jiang, H.; Bian, X.; Cheng, C.; Chen, Y.; Chen, R. (2014). Simulating train moving loads in physical model testingo f railway infrastructure and its numerical calibration. *Acta Geotechnica.*
[32] Lackenby, J.; Indraratna, B.; McDowell, G.; Chrisite, D. (2007). Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading. *Géotechnique.* Vol. 57, nr. 6, pp 527-536.
[33] Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics.* New York: John Wiley & Sons.
[34] Landpac. (2014). *Verification.* Hämtad från <http://www.landpac.com/verification/> 16 december 2014
[35] Lekarp, F. & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials.* Vol. 12, n2. 1, pp 9-18.
[36] Lekarp, F. & Isacsson, U. (2001). The Effects of Grading Scale on Repeted Load Triaxial Test Results. *International Journal of Pavement Engineering.* Vol. 2, nr. 2, pp 85-101.
[37] Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000a). State of the art. I: resilient response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering.* Vol. 126, nr. 1, pp. 66-75.
[38] Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000b). State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering.* Vol. 126, nr. 1, pp. 76-83.
[39] Leung, C. F.; Lee, F. H.; Yet, N. S. (1996). The role of particle breakage in pile creep in sand. *Canadian Geotechnical Journal.* Vol. 33, nr. 6, pp 888-898.
[40] Li, S; Lai, Y.; Zhang, S.; Yang, Y.; Yu, W. (2012). Dynamic response of Qinghai-Tibet railway embankment subjected to train loading in different seasons. *Soil dynamics and Earthquake Engineering.* Vol. 32, pp. 1-14.
[41] Li, H. & Zhang, Y. (2012). Creep Rate and Creep Model of Rockfill. *Procedia Engineering.* Vol. 28, pp 796-802.

[42] Lichtberger, B. (2005). *Track compendium: formation, permanent way, maintenance, economics.* 1. ed. Hamburg: Eurailpress
[43] Lunqvist, J. (2008). *Geologi: processer – utveckling – tillämpning.* Upplaga 4:2. Lund: Studentlitteratur.
[44] Malm, G. (2009). *Betänkande om Utredning av höghastighetsbanor.* Statens offentliga utredningar, SOU 2009:74.
[45] Mesri, G. & Feng, T. W. (2014). Consolidation of Soils. *From Soil Behavior Fundamentals to Innovations in Geotechnical Engineering.* Geotechnical Special Publication No. 233.
[46] Michas, G. (2012). *Slab Track Systems for High-Speed Railways.* Examensarbete. Stockholm: Avdelningen för transportvetenskap, Kungliga tekniska högskolan.
[47] Morgan, J. R. (1966). The Response of Granular Materials to Repeated Loading. *Proceedings, 3rd Australian Road Board Conference, Sydney.* pp 1178-1192.
[48] Mundrey, J.S. (2010). *Railway track engineering.* New Dehli: Tata McGraw-Hill Education.
[49] Nationalencyklopedin. (2014)Hämtad från <http://www.ne.se/sverige/natur/berggrund#> 15 november 2014
[50] Nyquist, D. (2010). *Underhåll av fixerat spår – Erfarenheter från europeiska och japanska system.* Examensarbete. Thesis 208. Lund: Avdelningen för trafik och väg, Lunds tekniska högskola.
[51] Oldecop, L.A. & Alonso, E. E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique.* Vol. 57, nr. 3, pp 289-301.
[52] Ovalle, C.; Frossard, E.; Dano, C.; Hu, W.; Maiolino, S.; Hicher, P-Y. (2014). The effect of size on the strength of coarse rock aggregates and large rockfill samples through experimental data. *Acta Mechanica.* Vol. 225, pp. 2199-2216.
[53] Quinn, A. D; Hayward, M.; Baker, C. J.; Schmid, F. Priest, J. A.; Powrie, W. (2009). A full.scale experimental and modelling study of ballast flight under high-speed trains. *Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit.* Vol 224, pp 61-74.
[54] Romero, E., Alonso, E. E., Alvarado, C. & Wacker, F. 2012. Effect of loading history on time dependent deformation of rockfill. *Unsaturated Soils: Research and Applications.* Springer. Volume 1.
[55] Rubin, M. B. & Einav, I. (2011). A large deformation breakage model of granular materials including porosity and inelastic distortional deformation rate. *International Journal of of Engineering Science.* Vol 49, pp 1151-1169.
[56] SBUF Informerar. (2009). *Bärighet på väg – via förbättrad packning.* Nr 09:20.
[57] SGF. (2012). *Triaxialförsök – en vägledning.* Rapport 2:2012. Svenska Geotekniska Föreningen, Linköping. ISSN: 1103-7237
[58] SGI. (2012). *Bestämning av dränerad skjuvhållfasthet med olika laboratorieförsök.* Varia 630. Linköping, Statens Geotekniska Institut. ISSN: 1100-6692
[59] Sharp, R. W. & Booker, J. R. (1984). Shakedown of pavement under moving surface loads. *Journal of Transportation Engineering.* Vol. 110, nr. 1, pp 1-14.
[60] Shoop, S.; Affleck, R.; Haehnel, R.; Janoo, V. (2008). Mechanical behavior modeling och thaw-weakened soil. *Cold Regions Science and Technology.* Vol 52, pp 191-206.
[61] Singh, A. K & Saha, U. (2014). *Formation Design for high speed trains.* Hämtat från <http://wiki.iricen.gov.in/doku/lib/exe/fetch.php?media=721:3formation_design.pdf> 15 december 2014
[62] SIS. (2010). *Ballast – Mekaniska och fysikaliska egenskaper – Del 2: Bestämning av motstånd mot fragmentering.* SE-EN 1097-2:2010. 2:a upplagan. Stockholm: Swedish Standards Institute.
[63] SIS. (2011). *Ballast – Mekaniska och fysikaliska egenskaper – Del 1: Bestämning av nötningsmotstånd (micro Deval).* SE-EN 1097-1:2011. 2:a upplagan. Stockholm: Swedish Standards Institute.

[64] Steenbergen, M.J. M. M; Metrikine, A.V; Esveld, C. (2007). Assessment of design parameters of a slab track railway system from a dynamic viewpoint. *Journal of Sound and Vibration.* Vol. 306, pp 361-371.
[65] Sundblad, J. & Widén, P. (2007). *Bärighet på väg – via förbättrad packning.* Examensarbete 2007:33. Göteborg, Avdelningen för Geologi och Geoteknik, Chalmers tekniska högskola.
[66] Sundelin, E. (2013). *Glimmermineralens påverkan på obundna bärlager – Glimmerhaltens inverkan på kornfördelning och tjällyftning.* Examensarbete. Luleå: Avdelningen för geoteknologi, Luleå tekniska universitet.
[67] Sundquist, H. (2003). *Byggande, Drift och Underhåll av Järnvägsbanor.* 3:e upplagan. Stockholm: Institutionen för Byggkonstruktion, Kungliga tekniska högskolan
[68] Svensk byggtjänst. (2013). AMA Anläggning 13.
[69] Thakur, P.K.; Vinod, J.; Indraratna, B. (2013). Effect of confining pressure and frequency on the deformation of ballast. *Géotechnique.* Vol 63, nr. 9, pp 786-790.
[70] Thom, N.H. & Brown, S.F. (1988). The effect of Grading and Density on the Mechanical Properties of a Crushed Dolomitic Limestone. *Proceedings, 14th Australian Road Research Board Conference, Materials and Testing*, pp. 94-100.
[71] Thom, N.H. & Brown, S. F. (1989). The Mechanical Properties of Unbound Aggregates from Various Sources. *UNBAR 3, Nottingham, UK*. pp 130-142.
[72] Ti, S. T.; Huat, B. B. K.; Noorzaei, J.; Jaafar, M. S.; Sew, G. S. (2009). A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application. *Electric Journal of Geotechnical Engieering.* Vol. 14, nr J.
[73] Trafikverket. (2011). *TRVKB 10 Obundna lager.* TRV 2011:083.
[74] Trafikverket. (2012). *Typsektioner för banan*. BVS 1585.005.
[75] Trafikverket. (2013). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner.* TK Geo 13.
[76] UIC. (2014). *General definitions of highspeed*. Hämtad från <http://www.uic.org/spip.php?article971> 16 december 2014
[77] Varadarajan, A.; Sharma, K. G.; Venkatachalam, K.; Gupta, A. K. (2003). Testing and Modeling Two Rockfill Materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* Vol. 129, pp 206-218.
[78] Viklander, P. (1997). *Compaction and Thaw Deformation of Frozen Soil – Permebility and Structural Effects due to Freezing and Thawing.* Doktorsavhandling. Avdelningen för Geoteknik, Luleå tekniska universitet.
[79] Voznesensky, E. A.; Kushnareva, E. S.; Funikova, V. V. (2011). The nature and patterns of damping of stress waves in soil. *Moscow University Geology Bulletin.* Vol. 66, nr. 4, pp 261-268.
[80] Werkmeister, S. (2003). *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions.* Doktorsavhandling. Dresden: Technische Universität Dresden.
[81] Werkmeister, S.; Dawson, A.R.; Wellner, F.(2005). Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials. *Road Materials and Pavement Design.* Vol. 6, nr. 1, pp. 31-51.
[82] Xeucheng, B.; Jiang, H.; Chen, Y. (2010). Accumulative deformation in railway track induced by high-speed traffic loading of the trains. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration.* Vol. 9, pp. 319-326.
[83] Xeucheng, B.; Jiang, H.; Cheng, C.; Chen, Y.; Chen, R.; Jiang, J. (2014). Full-scale model testing on a ballastless high-speed railway under simulated train moving loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* Vol. 66, pp 368-384.
[84] Xiao, Y.; Liu, H.; Chen, Y.; Jiang, J. (2014). Strength and Deformation of Rockfill Material Based on Large-Scale Triaxial Compression Tests. I:Influence of Particle Breakage. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* Vol 140, nr. 12, 04014070
[85] Xu, M; Song, E; Chen, J. (2012). A large triaxial investigation of the stress-path-dependent behavior of compacted rockfill. *Acta Geotechnica.* Vol. 7, pp 167-175.

[86] Yasuda, N. & Matsumoto, N. (1994). Comparison of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic and cyclic laboratory tests and in situ tests. *Canadian Geotechnical Journal.* Vol 31, pp 162-174.
[87] Zeghal, M. (2009). The Impact of Grain Crushing on Road Performance. *Geotechnical and Geological Engineering.* 27(2):549-558.
[88] Åkesson, D. (2009). *En studie av fri glimmers vattenupptagningsförmåga.* C-uppsats, 2009:243, Luleå: Avdelningen för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet.

Bilaga A Undersökt egenskap vs. försöksmetod

Undersökt egenskap	Försöksmetod	Partikelstorlek (provstorlek)	Materialtyp	Referens
Skjuvhållfasthet	Statiskt skjuvförsök	0-150 mm (d 640 mm, h 600 mm)	Naturmaterial	Berglund & Forsman, 2008
Krypegenskaper	Statiskt triaxialförsök	0-60 mm (d 300 mm, h 700 mm)	Krossat	Li & Zhang, 2012
Skjuvhållfasthet	Statiskt triaxialförsök	0-2 mm (d 70 mm, h 140 mm)	Inte nämnt	Shoop et al, 2008
Skjuvhållfasthet	Statiskt triaxialförsök	0-80 mm 1: (d 381 mm, h 813 mm) 2: (d 500 mm, h 600 mm)	Naturmaterial	Varadarajan et al, 2003
Skjuvhållfasthet Deformations-egenskaper	Statiskt triaxialförsök	0-60 mm (d 300 mm, h 700 mm)	Naturmaterial	Xiao et al, 2014
Skjuvhållfasthet	Statiskt triaxialförsök	5-63 mm (d 300 mm, h 730 mm)	Krossat	Xu et al, 2012
Permanent töjning	Dynamiskt triaxialförsök	0-20 mm (d 152,4 mm, h 300 mm)	Krossat	Bilodeau et al, 2011
Permanent töjning	Dynamiskt triaxialförsök	0-20 mm (d 152,4 mm, h 300 mm)	Krossat	Bilodeau et al, 2012
Permanent töjning	Dynamiskt triaxialförsök	0-53 mm (d 300 mm, h 600 mm)	Inte nämnt	Lackenby et al, 2007
Permanent töjning	Dynamiskt triaxialförsök	0-16, 0-32, 0-63, 0-90 (d 500 mm, h 1000 mm)	Krossad kalk och betong Natursand och –grus	Lekarp & Isacsson, 2001
Permanent töjning	Dynamiskt triaxialförsök	0-53 mm (d 300 mm, h 600 mm)	Inte nämnt	Thakur et al, 2013
Elasticitetsmodul, permanent deformation, skjuvhållfasthet	Dynamiskt triaxialförsök Statiskt triaxialförsök	0-31,5 mm 1: (d 150 mm, h 300 mm) 2: (d 75 mm, h 150 mm)	Krossat material Naturmaterial	Thom & Brown, 1989
Permanent töjning	Dynamiskt triaxialförsök	31,5 mm (d 150 mm, h 300 mm)	Inte nämnt	Werkmeister et al, 2005
	Dynamiskt triaxialförsök	0-63,5 mm (d 300 mm, h 600 mm)	Krossat material Naturmaterial	Yasuda & Matsumoto, 1994
Permanent deformation	Dynamiskt triaxialförsök	0-20 mm (d 150 mm, h 300 mm)	Krossat (antytt)	Zeghal, 2009

Undersökt egenskap	Försöksmetod	Partikelstorlek (provstorlek)	Materialtyp	Referens
Verifiering av FE-modell	Fältförsök Skalmodell av järnvägsavsnitt	-	Krossat material	Al Shaer et al, 2008
Krafter	Fältförsök	- (bredd 15 m, djup 5 m, höjd 6 m)	Krossat material Naturmaterial	Chen et al, 2013
Permanent deformation	Fältförsök Statisk och dynamisk belastning (byggd modell)	2-12 mm	Krossat (antytt)	Ishikawa et al, 2011
Elasticitetsmodul	Fältförsök Statiskt plattbelastningstest (byggd modell)	- (bredd 15 m, djup 5 m, höjd 6 m)	Krossat material Naturmaterial	Xuecheng et al, 2014

Bilaga B Utformning av försöksutrustning

B.1 Bestämma laster

Vid testning av grovkornigt material i stora prover kan det krävas betydligt högre laster än för mindre prover av mindre korn. Därför är det av vikt att i första steget bedöma vilka laster som kommer att behövas vid försöken för att brott ska uppstå. Vid skjuvning är det även viktigt att ha nog stor rörelsevidd på skjuvningen, särskilt vid repeterad av- och pålastning.

Det finns ett samband mellan kornens storlek och det cirkulära provets storlek, där provets diameter och höjd ska vara 3-5 gånger större än största kornstorleken. Vid större kvot fås mindre risk för felaktiga resultat på grund av att enskilda korn utgör för stor del av den testade dimensionen. Det finns risk för att endast ett korns hållfasthet testas och inte hela jordmassans, om kvoten är för låg. Därför används kvoten 5 mellan provets dimensioner och största kornstorlek. Den typ av material som ska testas bedöms ha största kornstorlek 200 mm, vilket ger höjd och diameter på provet till 1 m. Denna provstorlek kan även minskas till viss mån och fortfarande ligga inom intervallet för 3 ggr större provstorlek än största kornstorlek, alternativt att även största kornstorlek minskas något. Detta är relevant eftersom mindre prover inte kräver lika stora krafter som stora prover, något som tas upp i nästa stycke.

Vilken spänning som kan uppbringas i provet beror av den utrustning som applicerar laster. Det är två laster som ska appliceras, normalkraft och skjuvkraft. Dessa ger i sin tur upphov till olika spänningar i provet. Vilka spänningar som är aktuella att testa prov för måste bestämmas. Det finns även en balansgång mellan provets storlek och den applicerade lasten, om provet är mindre krävs mindre normalkraft för att inducera en särskild normalspänning, då tryckytan minskar för ett mindre prov. Det kan ha relevans för att utrustning med lägre lastkapacitet kan vara billigare och lättare att använda. Detta är en avvägning som måste utföras och tas med i bedömningen av provets storlek och vilken utrustning som ska användas.

Normalkraft

Normalkraften F inducerar normalspänning σ enligt Ekvation iv. Här kan ses att mindre area A gör att normalkraften F kan ge högre normalspänningar σ.

$$\sigma = \frac{F}{A} \qquad \text{Ekvation iv}$$

Det material som ska testas är bankfyllning, alltså undergrundsmaterial. För höghastighetståg är det tänkbart att banken kommer att vara i storleksordningen ett tiotal meter. Den högsta statiska lasten kommer att uppstå på det största djupet medan det dynamiska lasttillskottet är störst på litet djup och minskar med djupet. För statiska försök kommer det vara intressant att ha en maximal normalspänning som motsvarar bankens höjd.

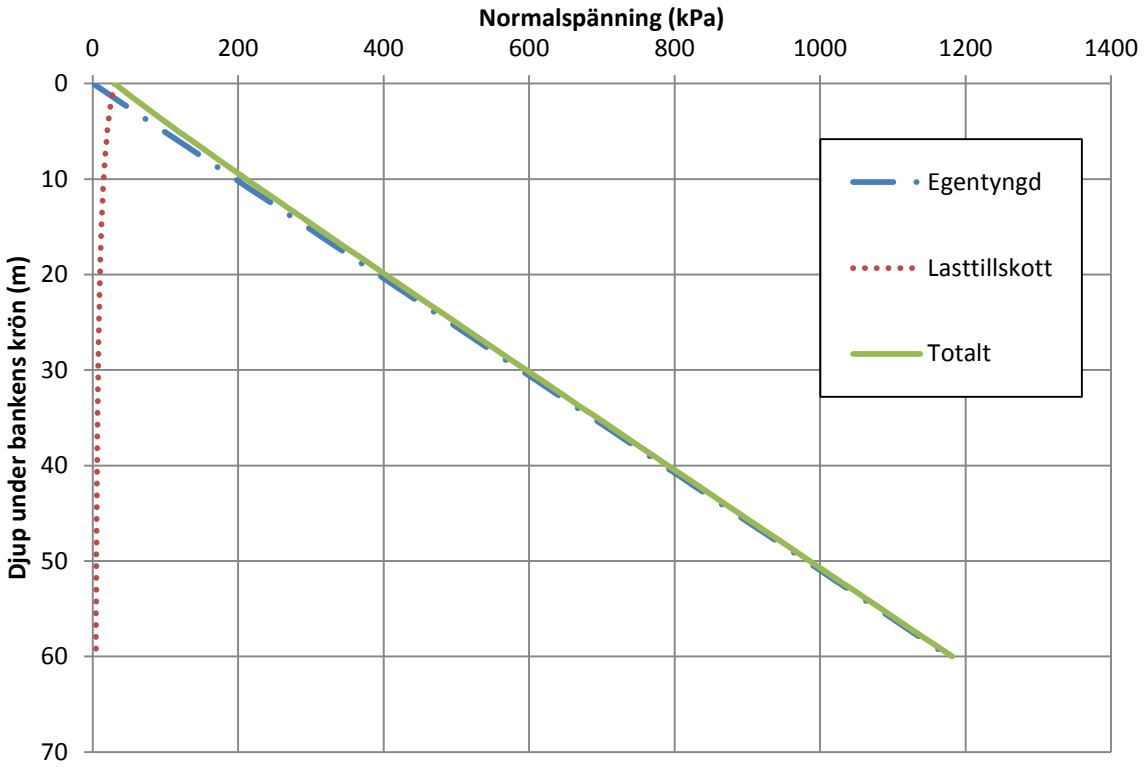
Normalspänningen för den statiska lasten består av två komponenter, egentyngden av materialet och lasten från tåg. Dimensionerande axellast för höghastighetståg är 30 ton för undergrunden och statiska lastfördelningen från axellast kan beräknas med 2:1-metoden, se Ekvation v. Bredden på banken väljs till 10 m. Egentyngden beräknas med Ekvation vi. I Tabell x och Figur xiv kan normalspänningen ses på olika djup under bankens krön. Där kan ses att statiska lasttillskottet från tåg är mycket mindre än egentyngdens komponent.

$$\sigma_{last} = \frac{q}{1 + \frac{z}{b}}$$ Ekvation v

$$\sigma_{egentyngd} = m * g * z = \rho * g * z$$ Ekvation vi

Tabell x. Normalspänningen som funktion av djupet under bankens krön.

Densitet	2	t/m^3	
Axellast	30	ton	
Bredd	10	m	
		2:1 metoden	
Djup(m)	Egentyngd (kPa)	Lasttillskott (kPa)	Totalt
0,00	0,00	30,00	30,00
5,00	98,10	20,00	118,10
10,00	196,20	15,00	211,20
15,00	294,30	12,00	306,30
20,00	392,40	10,00	402,40
25,00	490,50	8,57	499,07
30,00	588,60	7,50	596,10
35,00	686,70	6,67	693,37
40,00	784,80	6,00	790,80
45,00	882,90	5,45	888,35
50,00	981,00	5,00	986,00
55,00	1079,10	4,62	1083,72
60,00	1177,20	4,29	1181,49



Figur xiv. Normalspänningen som funktion av djupet under bankens krön.

Det är osäkert hur hög en bank till en höghastighetsjärnväg ska vara för att uppfylla alla krav, därför är det också svårt att bestämma exakt den maximala normalkraften som behövs. Ju högre en bank blir desto större blir dess bottenyta. Med ökad höjd på banken blir det alltså mindre intressant att anlägga på bank. Därmed kan sägas att en bank inte byggs högre än 10 meter. 10 meters höjd motsvarar drygt 200 kPa i normalspänning enligt Tabell x.

Denna typ av utrustning kommer att vara intressant att använda till grovkornigt material till andra ändamål än bankfyllnadsmaterial för höghastighetsjärnväg, till exempel även till dammbyggnadsmaterial. Dammar kan dock ha större höjd än en bank till höghastighetsjärnväg och det är därmed intressant att även ta med högre normalspänningar än 200 kPa. För dammkonstruktioner uppstår normalspänning av egentyngd av byggnadsmaterialet samt eventuell ytterligare last av vatten, slurry, tailings mm. Exakt vilken normalspänning som uppkommer för olika höjder på dammar med de olika externa laster som är aktuella kommer inte att beräknas här. Den tidigare gigaskjuven klarade av en normalspänning på 500 kPa. Eftersom detta prov kommer att vara större är det aktuellt med en högre last, vilken väljs till 600 kPa.

Den normalkraft som behövs för att inducera aktuell normalspänning i ett prov med diameter 1 m beräknas med Ekvation iv. Arean är $0{,}5^2 * \pi \approx 0{,}785$ m^2.

$$F = \sigma * A = 600 * 0{,}785 = 471\ kN$$

Skjuvkraft

Skjuvkraften som behövs för att deformera provet behöver inducera en skjuvspänning som överskrider den skjuvspänning som uppstår av normalspänningen enligt Ekvation vii.

$$\tau = c + \sigma' tan\phi' \qquad \text{Ekvation vii}$$

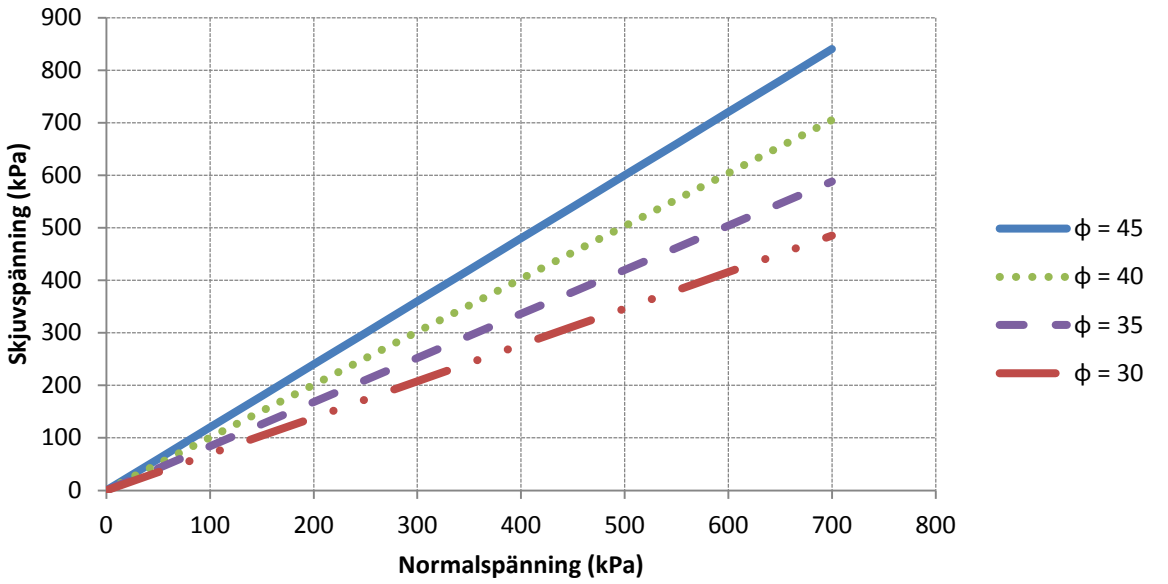
Då materialet är ett rent friktionsmaterial faller kohesionen *c* bort från ekvationen och då kvarstår effektiva normalspänningen *σ'* och effektiva friktionsvinkeln φ*'*. Då en provkropp som blivit packad utsätts för samtidig normallast och skjuvlast krävs att deformationstypen är dilatation, alltså att kornen lyfts ut sitt läge vid skjuvning. Det innebär att volymen ökar vid skjuvning. För att ta hänsyn till detta fenomen används dilatansvinkel som komplement till friktionsvinkeln enligt Ekvation viii.

$$\psi = \phi' - 30$$ Ekvation viii

Värden för mycket grovkorniga material ligger mellan 5° och 15°. Med detta i åtanke är det möjligt att anta att ett rimligt värde för friktionsvinkeln för ett grovkornigt material är från 35° och uppåt.
Skjuvspänningen beräknad från Ekvation vii är endast materialets mothållande skjuvspänning, här räknas inte in ytterligare mothållande kraft från membranets styvhet och andra mothållande krafter. Det är klart att den inducerade skjuvspänningen måste överskrida denna mothållande skjuvspänning med en större marginal ju mindre som är känt om de övriga mothållande krafterna. Därför sätts en ytterligare komponent för skjuvspänningen på 20 procent.
För olika värden på normalspänning och friktionsvinkel fås olika resultat för skjuvspänning, se Tabell xi.

Tabell xi. För olika värden på normalspänning och friktionsvinkel kan skjuvspänningen ses.

Normalspänning (kPa)	Skjuvspänning (kPa)			
	φ = 45	φ = 40	φ = 35	φ = 30
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50,00	60,00	50,35	42,01	34,64
100,00	120,00	100,69	84,02	69,28
150,00	180,00	151,04	126,04	103,92
200,00	240,00	201,38	168,05	138,56
250,00	300,00	251,73	210,06	173,21
300,00	360,00	302,08	252,07	207,85
350,00	420,00	352,42	294,09	242,49
400,00	480,00	402,77	336,10	277,13
450,00	540,00	453,11	378,11	311,77
500,00	600,00	503,46	420,12	346,41
550,00	660,00	553,81	462,14	381,05
600,00	720,00	604,15	504,15	415,69
650,00	780,00	654,50	546,16	450,33
700,00	840,00	704,84	588,17	484,97



Figur xv. Skjuvspänningens som funktion av normalspänning för olika friktionsvinklar.

Den maximala skjuvspänningen enligt Tabell xi och Figur xv är 840 kPa för extremfallet φ=45°. För normalspänning 600 kPa erhålls en skjuvspänning mellan 416-720 kPa för olika friktionsvinklar. Friktionsvinkeln är ofta hög för grovkornigt, välpackat material och därför väljs skjuvspänningen till 700 kPa.

Sambandet mellan skjuvspänning och skjuvkraft ges i Ekvation ix, där den maximala skjuvkraften *T* kan beräknas.

$$\tau = \frac{T}{A} \leftrightarrow T = \tau * A = 700 * 0{,}785 = 550\ kN \qquad \text{Ekvation ix}$$

Provets storlek påverkar hur stor skjuvrörelse som behövs för att uppnå tillräcklig skjuvpåkänning vid repeterad provning. Tillräcklig rörelse motsvaras av en vinkeländring av 0,3 radianer och för olika höjder ger detta olika skjuvsträckor. För att kunna simulera en rotation av huvudspänningsriktningen krävs att skjuvrörelsen kan utföras åt två motsatta riktningar, alltså krävs att den totala sträckan som provet kan skjuvas är dubbelt så stor som för 0,3 radianer. För en höjd på provet som är 1 m krävs en skjuvrörelse som är *t* m lång, se Ekvation x.

$$s = 1 * \sin(0{,}3) = 0{,}296\ \text{m} \qquad \text{Ekvation x}$$

Den totala skjuvsträckan S är dubbelt så lång, alltså *S*=0,592 m. Om höjden på provet minskas, minskas även skjuvsträckan.

Sammanfattning krafter
I Tabell xii ses de förutsättningar och krav som provutrustningen behöver uppfylla.

Tabell xii. Förutsättningar och *krafter*/spänningar för utrustningen.

Provets storlek	
Höjd (m)	1,00
Diameter (m)	1,00
Skjuvsträcka	
Skjuvvinkel (rad)	0,30
Skjuvsträcka (m)	0,59
Maximal spänning/kraft	
Normalspänning (kPa)	600,00
Normalkraft (kN)	471,24
Skjuvspänning (kPa)	700,00
Skjuvkraft (kN)	549,78

BIG – Branschsamverkan i grunden
Forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av vägar och järnvägar

BIG

BIG – Branschsamverkan i grunden - är ett forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av transportsystemets infrastruktur. Programmet etablerades under senhösten 2013, och påbörjade sin verksamhet den 1 januari, 2014.

Målsättningen är att sänka kostnader för byggande och underhåll av transportsystemets infrastruktur genom ett långsiktigt och systematiskt utvecklingsarbete inom geoteknik-området.

I BIG samverkar Trafikverket, Chalmers tekniska högskola, Luleå tekniska universitet, Kungliga tekniska högskolan och Statens geotekniska institut.

Publicerade rapporter

A2014:03 Deformationer i undergrund – Litteratursammanställning och analys
A2014:07 Grundvattensänkning i morän
A2014:13 Höghastighetsspår i Sverige – på bank