



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Arbetsrapport 10
1997-04-05

Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering

**Finska Vägverkets
klarlägganden 18/1997**

Svensk Djupstabilisering

Svensk Djupstabilisering (SD) är ett centrum för forskning och utveckling inom djupstabilisering med kalk-cementpelare. Verksamheten syftar till att initiera och bedriva en branschsamordnad forsknings- och utvecklingsverksamhet, som ger säkerhetsmässiga, funktionsmässiga och ekonomiska vinster som tillgodoser svenska intressen hos samhället och industrin. Verksamheten baseras på en FoU-plan för åren 1996-2000. Medlemmar är myndigheter, kalk- och cementleverantörer, entreprenörer, konsulter, forskningsinstitut och högskolor.

Verksamheten finansieras av medlemmarna samt genom anslag från Bygghälsorådet, Svenska byggbranschens utvecklingsfond och Kommunikationsforskningsberedningen.

Svensk Djupstabilisering har sitt säte vid Statens geotekniska institut (SGI) och leds av en styrgrupp med representanter för medlemmarna.

Ytterligare upplysningar om verksamheten lämnas av SD:s projektledare Göran Holm, tel: 013-20 18 61, 070-521 09 39, fax: 013-20 19 13, e-post: goran.holm@swedgeo.se, <http://www.swedgeo.se/sd.htm>.

Swedish Deep Stabilization Research Centre

The Swedish Deep Stabilization Research Centre coordinates research and development activities in deep stabilization of soft soils with lime-cement columns. A joint research programme based on the needs stated by the authorities and the industry is being conducted during the period 1996 - 2000. Members of the Centre include authorities, lime and cement manufactures, contractors, consultants, research institutes and universities.

The work of the Swedish Deep Stabilization Research Centre is financed by its members and by research grants.

The Swedish Deep Stabilization Research Centre is located at the Swedish Geotechnical Institute and has a Steering Committee with representatives chosen from among its members.

Further information on the Swedish Deep Stabilization Research Centre can be obtained from the Project Manager, Mr G Holm, tel: +46 13 20 18 61, fax: +46 13 20 19 13 or e-mail: goran.holm@swedgeo.se, <http://www.swedgeo.se/sd.htm>.



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Arbetsrapport 10
1997-04-05

**Dimensioneringsvägledning
för djupstabilisering**

Översättning av
Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997
ISSN 0788-3722, ISBN 951-726-344-9

Linköping 1999

Förord

Svensk Djupstabilisering (SD) baserar verksamheten på sin FoU-plan som bl a innehåller ett antal stora FoU-projekt. För att öka underlaget för dessa forskningsprojekt satsar SD på kompletterande mätningar/analyser i lämpliga förstärkningsprojekt. Redovisningen av dessa mätningar /analyser granskas inte av SD, utan redovisade resultat och framförda åsikter är författarens. Redovisningarna är arbetsrapporter inom SD. De ingår i SD:s arbetsrapportserie och skall endast användas internt inom SD och inte spridas utanför SD.

Föreliggande arbetsrapport är en översättning av finska vägverkets publikation ”Syvästabiloinnin mitoitusohje” (Guidelines for project planning in deep stabilization) (1997). Översättningen är gjord av Håkan Pihl, Partek Nordkalk AB och bearbetad av Peter Carlsten, SGI och Jan Lindgren, SGI. Det finska vägverket har för avsikt att efter nu pågående provperiod eventuellt göra en revidering år 2001.

Linköping i januari 1999

Göran Holm
Projektledare för SD

Arbetsrapport

Beställning
(endast för
medlemmar av SD)

Upplaga

Svensk Djupstabilisering
c/o Statens geotekniska institut
581 93 Linköping

Tel: 013-20 18 62
Fax: 013-20 19 13
E-post: susanne.sylvan@swedgeo.se

150 ex

Förord

Framtagandet av ”Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering” ingår i Finska Vägverkets pågående kvalitetsutveckling av djupstabilisering, varvid man utöver en förbättrad dimensioneringspraxis även har som målsättning att höja pelarnas produktion och kvalitetsbestämning. Dimensioneringsvägledningen är avsedd att gälla interimistiskt och förnyas vid behov och senast då resultaten från TPPT-projektet föreligger.

Det mest problematiska inom utvecklingen av djupstabilisering har upplevts vara variationerna i produktens kvalitet. Därför har man i dimensioneringsvägledningen tämligen mångsidigt beskrivit produktionstekniken, så att planerarna vid bestämning av kvalitetskrav och utarbetandet av arbetsbeskrivningar kan ställa kvalitetskrav på produktionen och få en mer realistisk prognos för den planerade hållfastheten. En annan betydelsefull uppgift är att presentera utgångspunkter och metoder för dimensionering av ”fasta”, ”halvfasta” och ”mjuka” pelare. I detta sammanhang har man fäst uppmärksamhet vid jordens och pelarens/den stabiliserade jordmassans samverkan och understrukt dess betydelse.

Helsingfors den 5 april 1997

Innehåll

Förord

Sammanfattning	7
1. Inledning	8
2. Dimensioneringsantaganden	9
2.1 Belastningsförutsättningar	9
2.2 Säkerhetskoefficienter	9
2.3 Laboratorie- och dimensionerande hållfasthet	9
2.4 Produktionsteknik	12
2.5 Tjälens inverkan	13
2.6 Provpelare	13
3. Stabiliseringstyper	14
4. Dimensionering av bankar	16
4.1 Fasta pelare	16
4.2 Halvfasta pelare	18
4.2.1 Sättningsberäkningar	
4.2.2 Bankens stabilitet	
4.3 Mjuka, plasticerande pelare	22
4.3.1 Sättningsberäkningar	
4.3.2 Stabilitetsberäkningar	
4.3.3 Svensk dimensioneringspraxis	
4.4 Pelare av bestämd längd	27
4.5 Masstabilisering	27
5. Skärningssläntens stabilitet	29
6. Valvbildning	31
7. Litteratur	32
Bilaga 1: Beräkningsexempel	34
Bilaga 2: Tabell	42

Sammanfattning

Den allt mera allmänna användningen av djupstabilisering och strävan att använda djupstabilisering i alltmer krävande objekt har ökat behovet av forskning och utveckling. Under senare tid har man närmast utvecklat stabiliseringens tillverkningsmetoder och undersökt bindemedlen. Även dimensioneringsmetoderna bör utvecklas, för att bättre kunna utnyttja djupstabiliseringens många möjligheter.

Med djupstabilisering kan man förstärka ler- och siltlager samt numera även gyttje- och torvlager. Planerad hårdhet väljs på basen av jordart, konstruktionens dimensioneringsmetod samt stabiliseringsprov. I takt med produktionsmetodernas utveckling eftersträvas samma hållfastheter på fältet som i laboratorieförhållanden.

I denna vägledning presenterade dimensioneringsmetoder grundar sig på klassisk jordmekanik. Djupstabiliserande pelare under bank indelas i tre kategorier: ”fasta”, ”halvfasta” och ”mjuka” pelare. Med fasta pelare avses pelare vilka fungerar som pålar, genom vilka all belastning antas förmedlas till bärande grund. I denna metod fäster man uppmärksamhet vid pelarnas homogenitet och välvning. I synnerhet behöver de fasta pelarnas dimensioneringsmetoder utvecklas.

De halvfasta pelarna antas fungera i samverkan med undergrunden, så att en del av belastningen överförs till jorden. Härvid förväntas smärre sättningar. I Finland har man främst erfarenhet av halvfasta pelare och vare sig användning eller projektering innebär i allmänhet några överraskningar.

Mjuka kallas sådana pelare, vilka dimensioneras så, att deras kryplast överskrids. Mjuka pelare kan antas fungera även som vertikala dräner, varvid överfyllningens sättning kan påskyndas. Mjuka pelare är vanliga i Sverige och man har goda erfarenheter av dem. I synnerhet i samband med höga bankar bör man se till att stabiliteten är tillräcklig.

Masstabilisering är en rätt ny jordförstärkningsmetod, där dimensionerings- och tillverkningsmetoder behöver ytterligare forsknings- och utvecklingsarbete.

De flesta misstagen har inträffat vid stabilisering av skärningslänter. Dimensioneringens utgångspunkt är släntens naturliga säkerhet. I slänter rekommenderas block- eller lamellartade stabiliseringar.

1. Inledning

Djupstabiliseringen har etablerat sin ställning som en av grundförstärkningsmetoderna. Stabiliserade pelare användes idag alltmera och även masstabilisering blir allt vanligare.

Djupstabilisering används till att öka markens bärförmåga och stabilitet samt för att göra sättningar och sättningsskillnader mindre. Metodens konkurrenskraft har förbättrats genom utvecklingen av arbetsmetoder och bindemedel. Utvecklingsarbetet har möjliggjort stabilisering även av organiska jordar, användning av större pelare samt att metoden är användbar i mera krävande projekt än tidigare.

De vanligaste bindemedlen är kalk och cement, vilka kan utnyttjas antingen var för sig eller tillsammans. Till dessa bindemedel kan därtill blandas olika restprodukter. Bindemedlet väljs på basis av jorden, den stabiliserade konstruktionens funktionssätt samt stabiliseringsprov. Lämpliga jordslag för stabilisering är lera och silt. Nuförtiden undersöks och utvecklas stabiliseringens lämplighet till förstärkning av gyttje- och torvlager. Härvid användes vanligen cementbaserade bindemedel och behovet av bindemedel är ofta rätt stort.

Vägledningens tyngdpunkt ligger i dimensioneringsmetoder av bankar. Pelarna under bankarna kan göras fasta, halvfasta eller mjuka beroende på situationen. Avgörande faktorer i bankdimensionering är stabilitet, sättningar, bärförmåga samt valvbildning.

I fråga om skärningsslänter är den dimensionerande faktorn stabilitet. I dimensioneringsmetoderna presenteras enbart konventionella, på klassisk jordmekanik grundade dimensioneringsmetoder. I vägledningen beskrivs också svensk dimensioneringspraxis.

Problemet med djupstabiliserade grundkonstruktioner har varit produktens brist på homogenitet. Då tillverkningsmetoden har en stor betydelse för konstruktionens slutliga kvalitet, beskriver vägledningen hur nuvarande tillverkningsmetoder borde utvecklas för att ge en god, homogen slutprodukt.

2. Dimensioneringsantaganden

2.1 BELASTNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR

Vägbankens belastning beräknas i enlighet med anvisningen ”Väggeotikens allmänna dimensioneringsgrunder” (TIEL 3200150) som utges i serien Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997. Trafikbelastningen beaktas i stabilitetskalkylerna samt i dimensioneringskalkylerna för styva pelare. Vid sättningsberäkningar inom vägens verkningsgränsområde tas inte trafikbelastningen i beaktande.

Planerade ingrepp för att göra konstruktionen lättare skall beaktas som minskande faktorer till belastningen. Om ingreppen görs efter förbelastningsskedet, skall konstruktionens stabilitet granskas i varje arbetsskede.

2.2 SÄKERHETSKOEFFICIENTER

I allmänhet utförs dimensioneringen enligt den totala säkerhetskoefficientsmetoden med användning av säkerhetskoefficienter ur anvisningarna ”Väggeotikens allmänna dimensioneringsgrunder” (TIEL 3200150). Till broar eller övriga krävande konstruktioner anslutande stabiliseringskonstruktioner skall dimensioneras med beaktande av faktorer nämnda i ”Grundbyggnadsanvisningar för broplanering” (TIEL 2172068).

2.3 LABORATORIE- OCH DIMENSIONERANDE HÅLLFASTHET

Först görs ett antagande om dimensionerande hållfasthet, beroende på den planerade konstruktionens funktionssätt. Med laboratorieprovning i projekteringsskedet undersöks om jorden, i det aktuella projektet, kan stabiliseras. Vanligtvis testas man med laboratorieprov också de olika bindemedlens inverkan på hållfastheten samt söker fram det mest fördelaktiga bindemedelalternativet. Vid val av bindemedel bör man även beakta deformationsegenskaperna hos det stabiliserade provet. Säkilt viktigt är detta för plasticerande (halvfasta) pelare.

I laboratorium tillverkas provkroppar ur jordprov i enlighet med anvisningarna TPPT-M33, projekt 332 Laboratorieundersökningar. Härvid används bindemedel i planerad mängd, provkroppen blandas och packas och emballeras enligt anvisning. Provkroppen testas i allmänhet med ett enaxligt tryckförsök. Den i laboratorieprovet erhållna tryckhållfastheten σ_{lab} ger skjuvhållfastheten enligt ekvation 1

$$\tau_{lab} = \frac{\sigma_{lab}}{2} \quad (1)$$

σ_{lab} = i laboratorium bestämd enaxlig tryckhållfasthet

τ_{lab} = på basis av tryckhållfastheten bestämd skjuvhållfasthet

Då man i fältförhållanden inte kan tillverka den djupstabiliserade konstruktionen lika väl och kontrollerat som i laboratorium, kan man i planeringen endast utnyttja en del av de i laboratoriet erhållna värdena för tryck- och skjuvspänning (ekvation 2).

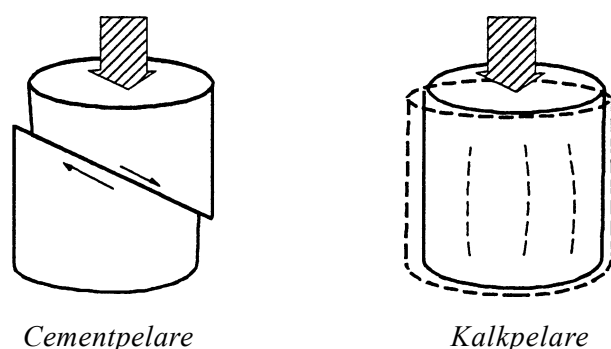
Korrektionsfaktorn f_d väljs från fall till fall. Då cementbaserade bindemedel används och dimensioneringen gäller fasta pelare, är på basen av praktiska erfarenheter värdet för koefficienten f_d cirka 0,5 och vid halfasta samt mjuka, kalk- och kalkcementinnehållande stabiliseringar nära 1,0.

$$\tau_d = \tau_{lab} \cdot f_d; \quad \sigma_d = \sigma_{lab} \cdot f_d \quad (2)$$

σ_d = beräknad hållfasthet
 τ_d = beräknad skjuvhållfasthet
 f_d = Korrektionsfaktor (0,5-1,0)

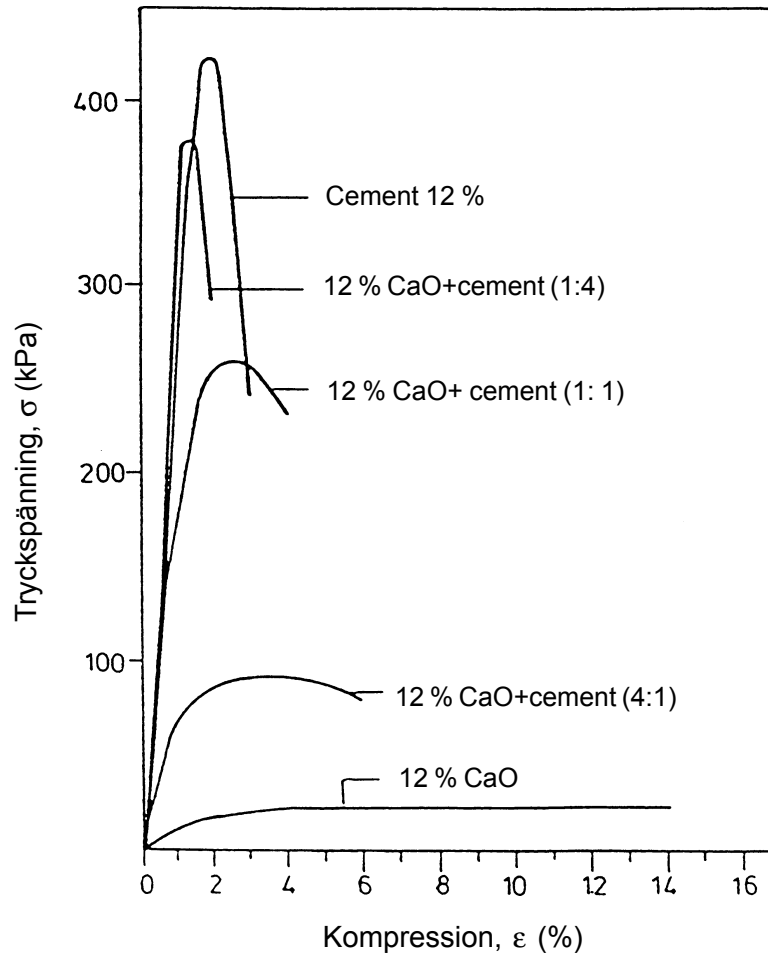
Ett enaxligt tryckförsök säger inget om materialets anisotropi. Ifall konstruktionen utsätts för horisontella krafter, eller om horisontell skjuvspänning har en ansevärd inverkan på konstruktionens beteende, bör - utöver tryckförsöken - dessutom direkta skjuvförsök, och vid behov, triaxialförsök utföras.

Bindemedlets sätt att inverka vid djupstabilisering avviker från varandra i många avseenden. Vid kalkstabilisering inträffar bindningsreaktionerna inom mineralsubstansen hos kalk och lera. Cement däremot är ett hydrauliskt bindemedel, som i reaktion med vatten bildar ett hårt, i vatten olösligt gel. Figur 2 visar kvoterna av spänning – deformation hos a) enbart cement, b) enbart kalk samt c) dessas kombinationer i ett enaxligt tryckförsök med lika stora totala halter bindemedel. Jord stabiliserad med cement beter sig vid snabba belastningar som ett skört material och bryts vid små deformationer (figur 1 och 2). Spännings- deformationsbeteendet hos kalkstabiliserad jord liknar beteendet hos ett material som uppvisar flytbeteende /Lahtinen & Kujala 1990/.

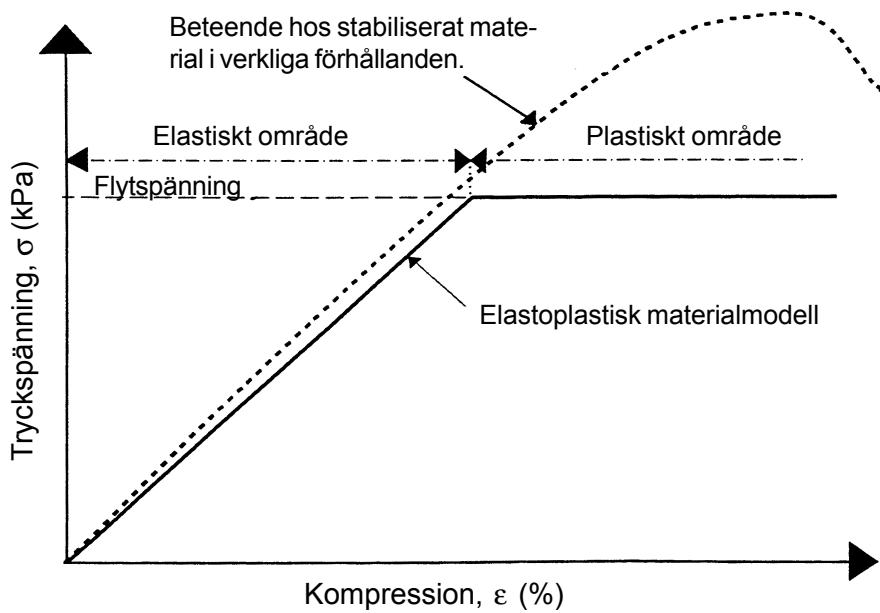


Figur 1. Beteendet hos stabiliserad lera i ett enaxligt tryckförsök. Principskiss av brottbeteende.

Vid praktisk dimensionering antas den stabiliserade jorden bete sig lineärt i enlighet med en elastoplastisk materialmodell. Med flytspänningen σ_y avses den belastning, vars överskridande värden förorsakar att pelaren börjar bete sig plastiskt och deformationen ökar (figur 3). Vid belastning med mindre värden än flytspänningen antas deformationen vara elastisk.



Figur 2. Beteende hos stabiliserad lera i ett enaxligt tryckförsök. Spänning – deformations samband /Lahtinen & Kujala 1990/.



Figur 3. Beteende hos stabiliserat material. I verkliga förhållanden och elastoplastisk materialmodell samt definition av flytspänning.

2.4 PRODUKTIONSTEKNIK

Pelarens tillverkningsteknik har en märkbar inverkan på pelarens homogenitet och hållfasthetsegenskaper. Därför är det viktigt att i den byggnadstekniska beskrivningen förutom bindemedlets typ och mängd även presentera anvisningar och krav för tillverkning av pelarna.

De mest väsentliga faktorerna runt pelartillverkning är kontrollen av bindemedlets inmatning och att blandningen lyckas. Vid matningen av bindemedlet bör minsta möjliga mängd tryckluft användas, för att så lite som möjligt störa jorden. En övermängd luft försämrar också pelarens hållfasthetsegenskaper.

Moderna maskiner har i allmänhet en automatisk reglering av bindemedlet, vilken oftast grundar sig på vägning av massan i behållaren. Uppföljningen av blandningsarbetet kräver också registrering av både blandarens rotationshastighet och den vertikala rörelsens hastighet. I avtal ska framgå att dessa faktorer dokumenteras. Blandningsarbetets inverkan på produktens kvalitet har kommit fram speciellt i samband med stabiliseringsarbeten på Kyrksläatts försöksbankar, som tillhör TPPT-forskningsprojektet.

Bindemedlets mängd borde vara varierbar i olika jordskikt för att åstadkomma en pelare med jämn kvalitet på hållfastheten. Till skikt med mera vatten bör man kunna leda mera bindemedel än till torrare skikt. Om inte doseringen av själva bindemedlet kan varieras för de olika skikten, måste man dröja längre i de skikt som kräver mera bindemedel.

En väsentlig faktor i störning av jordgrunden är blandarens nedtryckningsskede. Härvid borde man undvika tryckluftsmatning. Bindemedlets matningsöppningar borde konstrueras så, att de kan tillslutas vid nedtryckningen.

Ifall detta inte är möjligt, skall blandningsstången ovanför matningsöppningarna förses med skåror eller små vingar för att underlätta tryckluftens avlägsnande. Ovan jord bör därför monteras en skyddskåpa för att hindra stänk.

Nuförtiden är blandarens rotationshastighet 120 - 180 varv i minuten. Vid användning av stort matningstryck ihop med dessa rotationshastigheter slungas bindemedlet mot pelarens periferi, och mitten av pelarna får endast lite bindemedel. När man vill ha fastare pelare av bättre kvalitet, är rekommenderad hastighet 40-60 varv i minuten. Till halvfasta och mjuka pelare 100-120 varv i minuten.

Det vanligaste använda blandningsverktyget har två blandningsnivåer (knivar). För tillfället utvecklas verktyg med flera ”knivar” – helst minst 4, för att få ett bättre blandningsresultat. Genom att öka antalet knivar kan stigningen per varv höjas. Enligt japanska undersökningar är den viktigaste mätaren av blandningseffekten det s k ”knivvarvsantalet”. Knivvarvsantalet är antalet knivar multiplicerat med antalet blandningsvarv per pelarmeter. /Dong & al 1996/. Rekommenderat knivvarvsantal är 250 - 370, beroende på eftersträvd hållfasthet. T.ex. 4 st vingar på 13 mm stigning ger 308 vingvarv per pelarmeter.

I bilaga 2 finns en tabell med VTT:s förslag till hur laboratoriehållfastheter kan transformeras till hållfastheter in situ, på basen av blandarens blandningsverktyg och den odränerade skjuvhållfastheten. Tabellens värden grundar sig enbart på resultat från försöksobjektet i Kyrkslätt, så de bör ses över när flera väldokumenterade provresultat kommer in.

2.5 TJÄLENS INVERKAN

Stabiliseringen ändrar jordens tjälbeteende. Bindemedlet påverkar hur tjälbeteendet ändras. När en djupstabiliserad konstruktion (cement-, gips- och svavel) fryser till och därefter tinar, uppstår skörhet och sprickbildning. Vid användning av kalk som bindemedel, förvandlas en impermeabel och måttligt tjälände jord vid stabilisering till permeabel och tjälfarlig. Därför bör tjälens inverkan tas i beaktande vid planeringen. Normalt för vägbankar har inte skörhet i pelarnas övre partier någon större betydelse, men i krävande specialkonstruktioner är det skäl att beakta tjälens inverkan.

2.6 PROVPELARE

Provpelare görs vanligen i större stabiliseringsobjekt, varvid den beräknade dimensioneringen kan granskas i verkliga användningsförhållanden. Försöksfältet med provpelare tillåts härda, varefter man testat resultatet med press-, pelarving-, pelarborr eller provtagning. Upptagning av hela pelare är ett mera sällsynt sätt att kontrollera djupstabiliseringen. Med provpelare kan man granska korrektionskoefficienten f_d i ekvation 2.

På basis av provresultaten kan man ändra på t.ex. bindemedlets halt eller pelaravstånd. Resultaten från provpelartesterna är maskin- och produktionsberoende.

3. Stabiliseringstyper

I stabilisering används termerna fasta, halvfasta och mjuka pelare. Med fasta pelare avses i denna vägledning pelare, som är dimensionerade att ta emot hela belastningen och vars planerade skjuvhållfasthet är större än 150 kPa. Dimensioneringen av fasta pelare visas under avsnitt 4.1. Med mjuka pelare avses pelare, vilkas planerade skjuvhållfasthet är högst 100 kPa och vilkas flythållfasthet antas överskridas (avsnitt 4.3). Halvfasta pelare antas samverka med jorden, men deras flythållfasthet överskrids inte (avsnitt 4.2). Valet av pelartyp påverkas även av förhållandet mellan pelarens och jordens deformationsmoduler. Då deformationsegenskaperna sällan är exakt kända, kan nämnda kvot uppskattas med hjälp av skjuvhållfastheternas kvot. Om kvoten mellan pelarens och jordens skjuvhållfasthet är större än 10, kan man inte anta att jorden kan samverka med pelaren. I Tabell 1 presenteras pelarnas definitioner och exempel på tillämpningsobjekt.

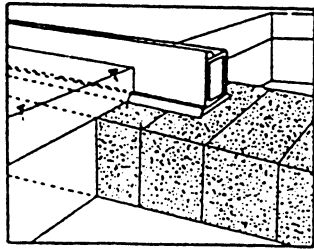
Tabell 1. Pelartyper.

Pelartyp	Fasta pelare	Halvfasta pelare	Mjuka pelare
Dimensioneringsmetod och definition	Fast, pålliknande dimensionering, all belastning på pelarna, momentkapacitet	Flytspänningen överskrids inte, samverkar med jorden	Plasticerande pelare, samverkar med jorden
Normativt skjvspänningsområde	> 150 kPa	< 150 kPa	< 100 kPa
Tillämpningsområde	Högre bankar, tillåtna sättningar små, inget utrymme för motviktsbankar, Gärna till fast botten	Låga eller relativt låga bankar, små sättningar	Låga – höga bankar, stabiliteten ordnas med motviktsbankar, sättningar under arbetet
Att observera	Valvbildning	Valvbildning	Kalk-cement-pelare max. kompression 3-5%, inte lämplig för sköra pelare

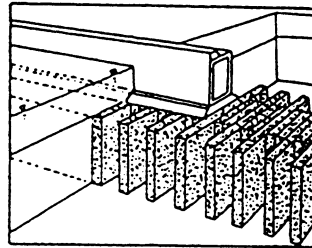
Masstabilisering är en stabiliseringsmetod, där jorden omsorgsfullt blandas till önskat djup från markytan. I samband med blandningen tillförs bindemedel till jorden. För närvarande kan masstabilisering göras till ett djup av 5 meter. Masstabilisering kan även användas i kombination med pelare. En vanlig lösning är att ersätta massutskiftning med masstabilisering.

Med masstabilisering åstadkommer man en plattliknande konstruktion av önskad tjocklek för att öka bärförmåga, utjämna belastning, minska sättningar och sättningsdifferenser samt säkra valvbildning.

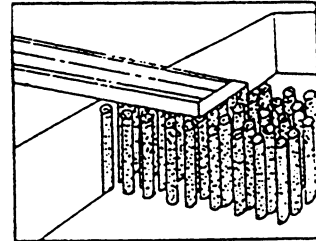
Figur 4 visar olika stabiliseringslösningar. Med blockliknande stabilisering avses masstabilisering eller sådan pelarkonstruktion, där överlappningen av pelarna är minst 50 mm i två riktningar. Med vägglänkande stabilisering avses pelarrader, där pelarna överlappar varandra i väggens riktning minst 50 mm. Dessa stabiliseringsmetoder eller singulära pelare kan kombineras på många olika sätt. Sålunda erhålls ett vidsträckt spektra olika stabiliseringslösningar.



Blockliknande stabilisering



Vägglänkande stabilisering



Singulära pelare

Figur 4. Olika stabiliseringslösningar /Terashi 1990/.

4. Dimensionering av bankar

4.1 FASTA PELARE

Typiskt för fasta pelare är en stor tryckhållfasthet och att de bryts vid mycket små deformationer. Belastningen blir koncentrerad till pelarna på grund av att jordens och pelarens deformationsmoduler avviker stort från varandra. De fungerar alltså som icke dragtåliga pelare, vilkas uppgift är att förmedla belastningar till fast botten. Styva, fasta pelare dimensioneras som pålar, varvid antas att pelarna bär hela belastningen och sidomotståndet lämnas obeaktat. Härvid bör även trafikbelastningen eller andra nyttolaster tas med som belastning. (ekvation 3). Då de fasta pelarna dimensioneras som pålar, måste den totala säkerhetsfaktorn mot brott för en pelarkonstruktion vara densamma som vid dimensionering av pålning, dvs. 2,0. Vid användning av fasta pelare måste speciell uppmärksamhet riktas på pelarens tillverkningsteknik och kvalitetskontroll, för att få jämn kvalitet.

En singular pelares bärförmåga är i huvudsak av spetsbärande. Pelarens hållfasthet bestäms på basen av laboratorieprov och/eller provbelastning, och den innehåller tillräcklig säkerhet mot brott. Med ekvationen 4 granskas, att inte pelarens belastning överskrider dess beräknade hållfasthet. Avståndet mellan pelarcentra kan uträknas i ekvation 5.

$$q_{tot} = \gamma \cdot H_{bank} + q_{trafik} \quad (3)$$

$$\sigma_{dim} \cdot A_p = q_{tot} \cdot A' \cdot F; \quad \sigma_d \geq \sigma_{dim} \quad (4)$$

$$b = \sqrt{\frac{\sigma_{dim} \cdot A_p}{q_{tot} \cdot F}} \quad (5)$$

- q_{tot} = pelarnas totala belastning
- γ = bankmassans volymvikt
- H_{bank} = bankens höjd
- q_{trafik} = trafikbelastning och övriga nyttolaster
- A' = en pelares bärområde (*figur 5*)
- σ_{dim} = pelarens dimensionerande tryckpåkänning
- σ_d = pelarens tryckhållfasthet (formel 2)
- A_p = pelarens tvärsnittsarea
- b = pelarnas c/c-avstånd (c/c)
- F = säkerhetsfaktor (≥ 2)

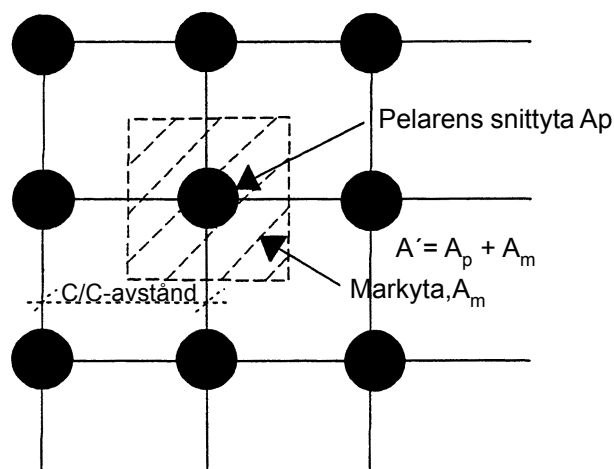
När banken är 2 m eller högre finns det anledning att använda sneda pelare (t.ex. 6:1) under slänt.

Enligt praktiska erfarenheter kan sättningar för fasta pelare förväntas vara små och inträffa snabbt. Sättnings storlek kan uppskattas enligt elasticitetsteorin (ekvation 6).

$$s = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{tot} \cdot A'}{A_p \cdot E_p} \quad (6)$$

Δh = jordlagrets tjocklek

E_p = pelarens elasticitetsmodul



Figur 5. Definition av ytorna A_p , A_m och A' .

Sättningsdifferenser och stora sättningar förekommer endast om det under pelarna blir hoptryckta jordlager, varvid ett plasticerande område uppstår. Detta kan leda till, att jorden under pelarna går till brott. Då pelarna dimensioneras som hårda, borde pelarna nå fast botten. Om fasta pelare inte utsträcks till fast botten, måste man kontrollera att pelarens geotekniska bärförmåga är tillräcklig, så att jorden under pelaren inte går till brott. Granskningen kan göras i enlighet med Finska Storpålningsdirektivets punkter 7.2.4-7.2.6/SPO-95/, eller t.ex. genom kontroll av bärförmågan med totalsäkerhetsfilosofi. Säkerhetsfaktorns värde kan i detta fall antas vara 2,0. Med ekvation 7 kan en enskild pelares bärförmåga beräknas. I denna granskning har endast pelarens spetsmotstånd beaktats. Vid dimensionering av fasta pelare skall även valvverkan beaktas.

$$Q_p = N_c \cdot c_u \cdot A_p + \gamma' \cdot H \quad (7)$$

Q_p = pelarens geotekniska bärförmåga

N_c = bärförmågefaktor

c_u = jordlagrets odränerade skjuvhållfasthet i pelarens nedre del

γ' = Jordlagrens effektiva volymvikt

H = pelarens längd

Då pelarens grunddjup H är stort i förhållande till diametern D , kan bärighetsfaktorn N_c antas vara cirka 9-10.

Vid planering av fasta pelare bör man försäkra sig om, att området som skall stabiliseras har en tillräcklig naturlig stabilitet före pelarna och under pelarnas hårdnande. Att uppskatta en med fasta pelare stabiliserad banks stabilitet är en synnerligen krävande uppgift, som inte har någon lösning inom klassisk jordmekanik. Brotsbeteendet hos en fast pelare avviker till den grad från den halvfasta pelarens, att konventionella glidytekalkyler inte kan tillämpas. Man torde kunna närma sig problemet genom FEM-program. Det största problemet utgör momentkapaciteten hos pelare under slänt. Bankens sättning (närmast initialsättningen) förorsakar vågräta belastningar på pelarna under slänten, vilket kan bryta av pelaren, då pelarens draghållfasthet oftast är liten eller obefintlig. Situationen kan förbättras genom en tryckbank eller sneda pelare. I detta fall är geoarmering problematisk, i och med att den kräver stora deformationer för att fungera.

I bilaga 1 presenteras beräkningsexempel för dimensionering av fasta, halvfasta och mjuka pelare.

4.2 HALVFASTA PELARE

4.2.1 Sättningsberäkningar

Till styva halvfasta pelares dimensionering kan man använda Broms och Bomans (1977) föreslagna metod, som baserar sig på den jämna sättningens princip. Härvid antas både jordens och pelarnas sättningar vara lika stora. Belastningen antas fördela sig enligt figur 6 mellan jorden och pelarna. Ur belastningens jämviktsvillkor kan man ställa upp ekvation 8, som visar en jämn belastnings fördelning mellan jorden och pelarna. Ekvationen gäller såvitt pelarnas flytbelastning inte överskrider ($\sigma_p < \sigma_y$) /Grundkonstruktioner/.

$$q = s_m \cdot \frac{A_m}{A'} + s_p \cdot \frac{A_p}{A'} \quad (8)$$

$$A' = A_p + A_m \quad (9)$$

q = utbredd belast, innefattar endast ständiga laster

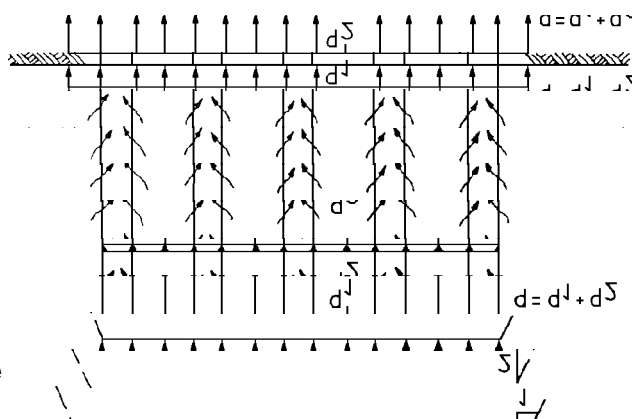
σ_m = påkänning, jord

σ_p = påkänning, pelare (σ_d)

A_m = jord yta (figur 5)

A_p = pelarens yta (figur 5)

A' = tvärsnittsytta (figur 5)



Figur 6. Belastningens fördelningsprincip i pelarförstärkt jord. Av lasten q överförs q_1 på pelarna och q_2 på jorden. /Kalk- och kalkcementpelare 1995/

Genom att förena principen för jämn sättning med Hookes lag får man spänningen i pelaren ur ekvation 12 och i jorden ur ekvation 13:

$$a = \frac{A_p}{A'} \quad (10)$$

$$m = \frac{E_p}{M} \quad (11)$$

$$\sigma_p = \frac{q}{a + (1-a)/m} \quad (12)$$

$$\sigma_m = \frac{q}{1 + a(m-1)} \quad (13)$$

a = täckningsgrad, pelartvårsnittets andel av per ytenhet

E_p = pelarens deformationsmodul

M = jordens kompressionsmodul

m = kvot av pelarens och jordens kompressionsmoduler

Till pelaravståndets optimering kan ekvationer 24 och 25 användas, varvid man får pelarnas flytbelastning. Egentligen borde kvoten m beteckna kvoten av pelarens och jordens kompressionsmoduler, men i dränerat läge, när Poissons tal ν är litet, kan pelarens deformationsmodul användas som ungefärlig kompressionsmodul. På basen av CRS-prov uppskattar man kalkpelarens deformationsmodul till $50-150 \cdot \tau_p$ mellan spänningarna 100-400 kPa, kalk-cementpelaren $100 - 200 \cdot \tau_p$ mellan spänningarna 200 - 400 kPa och cementpelaren cirka $150 - 250 \cdot \tau_p$ mellan spänningarna 200 - 400 kPa /Ekström, 1992/.

Pelarnas sättning kan beräknas ur ekvation 14. Alternativt kan sättningen räknas som jordens sättning, varvid en vanlig konsolideringsättning beräknas med användning av jordens belastning som last σ_m ur ekvation 13.

$$s = \frac{q \cdot H}{a \cdot E_p + (1-a) \cdot M} \quad (14)$$

s = pelarens sättning

H = pelarens längd

I det föregående antog man alltså, att pelarnas och jordens sättningar är lika stora oberoende av pelaravstånd, bankens geometri och bankens materialegenskaper. Bankmaterialets valvbildning påverkar spänningsfördelningen mellan pelare och jord och vidare utvecklingen av sättningar /Vepsäläinen, 1990/. Betydelsen av detta fenomen förstärks av dels större pelaravstånd, dels av att pelarnas och jordgrundens hållfasthetskquot blir större.

Den stabiliserade jordens sekundära sättningshastighet och -storlek har undersökts sparsamt. Sekundär sättning orsakas i huvudsak av att pelarna krymper. Den sekundära sättningens hastighet torde kunna uppskattas med tillämpning av Buismans empiriska metod.

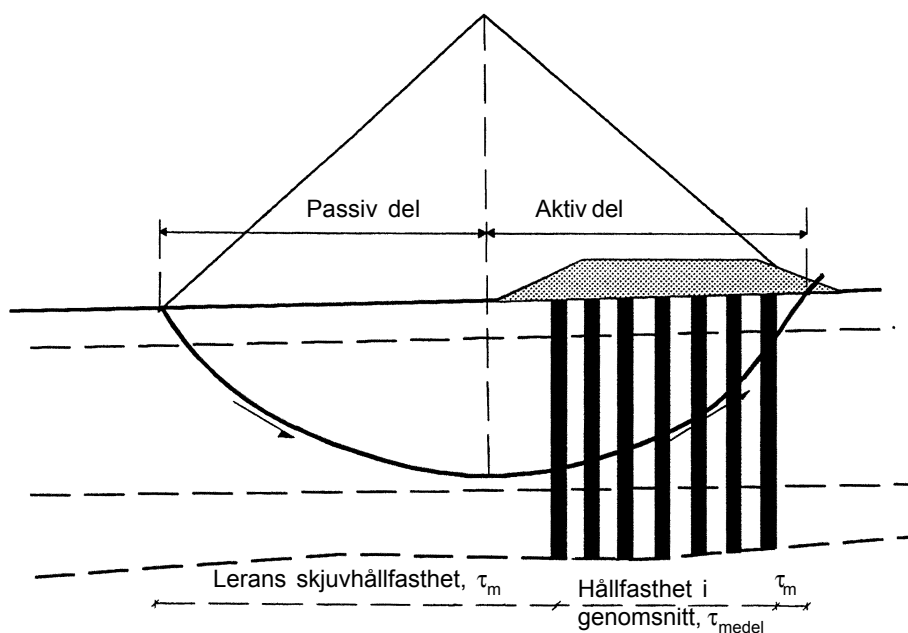
4.2.2 Bankens stabilitet

Vid dimensioneringen av stabilisering under en bank kan två olika fall separeras beroende på bankens naturliga säkerhet utan förstärkningar: säkerhetsfaktorn är 1,2-1,5 eller mindre än 1,2 /Vägverket, Kalkpelare,1987/.

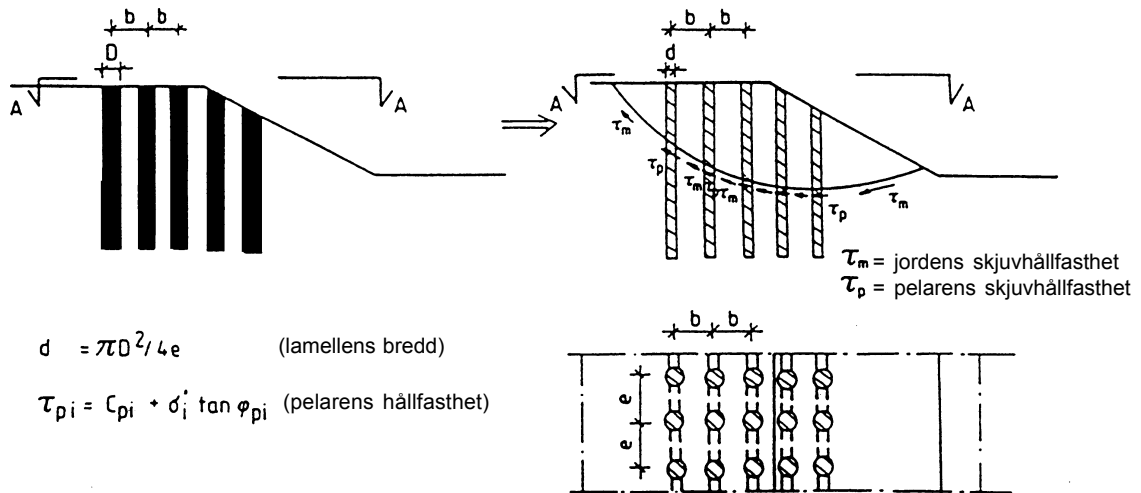
I det första fallet, då bankens naturliga säkerhetsfaktor är 1,2-1,5, antas pelarna samverka med de mjuka jordlagren så, att hållfastheten i pelarna och jorden mobiliseras på samma sätt. I glidytekalkyler kan det stabiliserade området ges en snitthållfasthet, där jordens och pelarnas hållfasthet multipliceras med kvoten av deras volymer (ekvation 15, figur 7). En annan möjlighet är att betrakta singulära pelarrader som pelarlameller med motsvarande volym (ekvation 16 och figur 8). De singulära pelarnas förstärkningsverkan utsträcker sig endast till glidytns aktiva sida (trycksidan). På den passiva sidan kan stabiliseringsverkan beaktas endast hos stabiliseringar av block- eller väggtyp (figur 7)

$$\tau_{medel} = \frac{A_p}{A'} \cdot \tau_p + \frac{A_m}{A'} \cdot \tau_m \quad (15)$$

- τ_{medel} = medelskjuvhållfasthet på ytan med pelare
- A_p = pelarnas yta (Figur 5)
- A' = yta (Figur 5)
- A_m = jordyta i tvärsnitt (Figur 5)
- τ_p = pelarens skjuvhållfasthet (= τ_d)
- τ_m = jordens skjuvhållfasthet



Figur 7. Bildning av glidyta.



Figur 8. Beräkning av stabilitet. Ändring av pelarna till beräkningsmässiga lameller. /Näätänen1992/

$$d = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot e} \quad (16)$$

d = i beräkningen använd pelarlamellbredd
 D = pelarens diameter
 e = pelaravstånd i släntens längdriktning

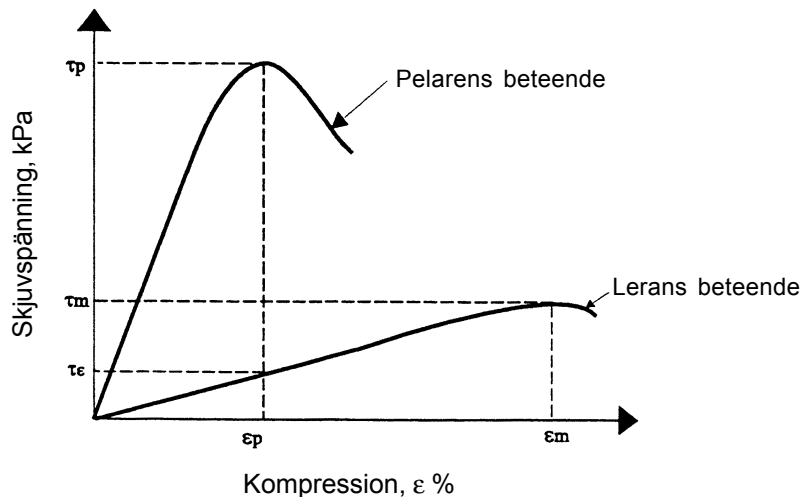
I japansk dimensioneringspraxis tillämpas ekvation 17 för att bestämma den odränerade skjuvhållfastheten. En genomsnittlig skjuvhållfasthet beräknas för det stabiliserade området i relation till ytornas kvoter enligt ekvation 15, men jordens begränsas till den skjuvspänning som uppmätts vid den deformation i jorden som är lika stor som den pelaren har vid brott (Figur 9). Skjuvhållfastheten kan bestämmas med t.ex. triaxilförsök, enaxligt tryckförsök eller vingbsondering. Detta betraktelsesätt ger en riktigare bild av jordens beteende, varför användningen av ekvation 17 är att föredra. Enligt en undersökning gjord i Sverige utvecklas endast en tredjedel av lerans maximala skjuvhållfasthet, med en deformation motsvarande pelarbrott /Kivelö 1996/.

$$\tau_{medel} = a \cdot \tau_p + (1-a) \cdot \tau_e \quad (17)$$

τ_{medel} = medelskjuvhållfasthet på ytan med pelare
 a = pelarnas relativa yta
 τ_p = pelarnas skjuvhållfasthet ($= \tau_d$)
 τ_e = jordens skjuvhållfasthet, som utvecklas med samma deformation som pelarnas skjuvhållfasthet.

I ett annat dimensioneringsfall är bankens naturliga säkerhet mindre än 1,2. I denna situation antas, att pelarnas och jordens samverkan inte kan utnyttjas, utan att det stabiliserade områdets hållfasthet enbart utgörs av pelarnas hållfasthet. Pelarna anläggs i väggliknande rader vinkelrätt mot slänten så, att de täcker varandra minst 50 mm. Med glidyttekalkyler dimensioneras pelarradernas stabilitet och c/c-avstånd. Pelarna appliceras på glidytans aktiva sida.

Bankens naturliga stabilitet kan förstärkas med motviktsbankar.



Figur 9. Spännings-deformeringsbeteende hos lera och pelare.

4.3 MJUKA, PLASTICERANDE PELARE

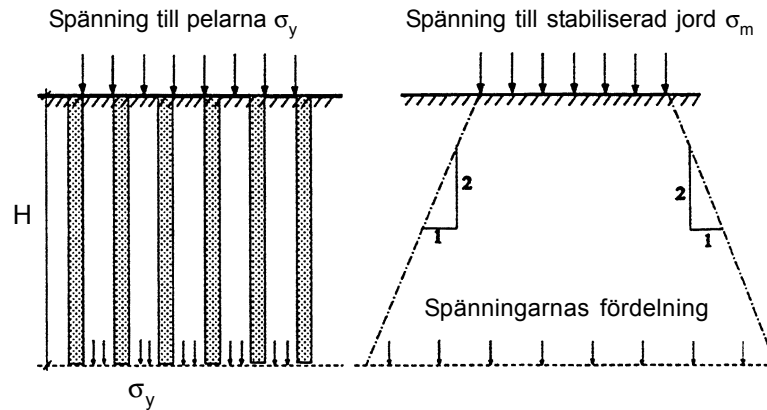
4.3.1 Sättningsberäkningar

Lasternas jämviktsekvation 8 skrivs i form av ekvation 18, då belastningen som pelarna utsätts för överskrider pelarnas flytpåkänning ($\sigma_p > \sigma_y$). Pelarna antas härvid bära upp en konstant belastning motsvarande flytpåkänningen och all övrig belastning överförs till jordgrunden. Spänningarnas fördelning visas i figur 10.

$$q = \sigma_m \cdot \frac{A_m}{A'} + \sigma_y \cdot \frac{A_p}{A'} \quad (18)$$

I enlighet med belastningens jämviktsvillkor fås jordens belastning ur ekvation 19.

$$\sigma_m = \frac{q - \sigma_y \cdot a}{l - a} \quad (19)$$



Figur 10. Spänningarnas fördelning i fall med plasticerande pelare. /RIL, Grundkonstruktion 1986/

Flytpåkänningen antas i allmänhet vara 0,65-0,7 av brottpåkänningen. Enligt de svenska anvisningarna /Carlsten 1989/ är flytpåkänningen för kalk- och kalkcementpelare 0,65-0,8 av brottpåkänningen. I fält kan flytpåkänningen bestämmas med t.ex. skruvplatteförsök. Brottpåkänningens förhållande till pelarens skjuvhållfasthet och horisontell spänning kan uttryckas enligt ekvation 20 /Åhnberg & Holm 1987/.

$$\sigma_{p(\text{brott})} = 2 \cdot \sigma_p + \sigma_h \quad (20)$$

$\sigma_{p(\text{brott})}$ = pelarens brottpåkänning
 τ_p = pelarens skjuvhållfasthet
 σ_h = Horisontalspänning i jorden

När jordens belastning är känd, kan sättningen beräknas som en vanlig konsolideringssättning. För kalk- och kalkcementpelare kan antas, att pelarna fungerar som drän och påskyndar sättning. Härvid kan sättningshastigheten uppskattas med hjälp av den beräkningsmetod som Barron presenterat. Konsolideringsgrad erhålls ur ekvation 21 och funktion $f(n)$ definieras i formel 22 /Pohjarakenteet 1986/. Sättningen kan också påskyndas med användning av överbank, med förutsättning att man sörjer för en tillräcklig stabilitet i alla byggsleden.

$$U = 1 - e^{-\frac{2c_h \cdot t}{R^2 \cdot f(n)}} \quad (21)$$

U = konsolideringsgrad
 c_h = horisontell konsolideritetskoefficient
t = tid
R = pelarens influensradie
r = pelarens radie
n = R / r

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (22)$$

Ekvationen 20 tar inte i beaktande pelarnas bärförmåga eller bärförmågans tillväxt som följd av hårdnandet. Med mindre påkänningar än flytpåkänningen koncentreras i verkligheten med tiden belastningen till pelarna och sättningen påskyndas. I undersökningen ”Vägbankens valvbildning, slutrapport” konstateras, att permeabiliteten i cementpelare i jämförelse med jord är liten och att dräneringsinverkan inte kan beaktas /Vepsäläinen & Arkima 1992/. Japanerna har konstaterat, att permeabiliteten i stabiliserad jord minskar när cementmängden ökar/Kawasaki & al. 1981/.

Om man antar att flythållfastheten är 0,65 av brothållfastheten, kan man ur ekvationen 23 lösa en singular pelares maximala kapacitet/Kalk- och kalkcementpelare 1995/.

$$q_{lmax} = 0,65 \cdot a \cdot \sigma_{p(brott)} \quad (23)$$

q_{lmax} = maximal last. som bärs av enskild pelare
 $\sigma_{p(brott)}$ = brothållfasthet

Vill man optimera pelarmängd och dimensionera pelarnas flytspänning, sätter man ekvationerna 12 och 19 lika stora och löser pelarkvoten a. Utöver lösningen a = 0 erhåller man lösningen a_{kr} , som kallas kritisk pelarkvot (ekvation 24). Ekvation 25 ger pelaravstånd motsvarande pelarkvoten.

$$a_{kr} = \frac{\frac{q \cdot E_p}{M} - \sigma_y}{\sigma_y \left(\frac{E_p}{M} - 1 \right)} \quad (24)$$

$$b = \sqrt{\frac{A_p \cdot \sigma_y \left(\frac{E_p}{M} - 1 \right)}{\frac{q \cdot E_p}{M} - \sigma_y}} \quad (25)$$

4.3.2 Stabilitetsberäkningar

Stabiliteten hos en bank på mjuka pelare måste alltid kontrolleras. Plasticerande pelares hållfasthet uppskattas på samma sätt som halvfasta pelares (4.2.2). Till förbättring av bankens stabilitet används i allmänhet motviktsbankar. Motviktsbankarnas dimensionerande faktor är i allmänhet en överbank under byggnadstiden. I plasticerande pelares stabilitetskalkyler bör åtminstone följande belastningssituationer granskas /Kalk- och kalkcementpelare 1995/.

- Naturlig säkerhet utan förstärkningar
- Säkerhet efter de olika bankläggningsfaserna och före nästa fas
- Den färdiga bankens säkerhet under trafikbelastning

4.3.3 Svensk dimensioneringspraxis

Den svenska dimensioneringspraxisen för pelare grundar sig på plasticerande pelares princip, som presenterades i föregående kapitel. Enligt svenska anvisningar härleds pelarens brotthållfasthet med hjälp av effektiva spänningar ur den empiriska ekvationen 26.

$$\sigma_{p(\text{brott})} = 2 \tau_p + 3 \sigma'_h \quad (26)$$

σ'_h = effektiv horisontalspänning

Ekvationen grundar sig på den av Broms et al. 1987 presenterade totalspänningsanalysen, där det antas, att pelarens friktionsvinkel $\phi = 30^\circ$. Horisontalspänningen σ'_h kan sättas lika med den ursprungliga jordens horisontalspänning, om man beaktar inblandningens störande verkan på jorden. Till horisontalspänningen kan också inräknas tillagd last. Horisontalspänningens ökning beräknas vara 50 % av hela belastningsökningen. Härvid växer pelarens brottlast, och pelaren tar upp en större del av belastningen. När pelarens belastning ökar, minskar jordens belastning och samtidigt minskar horisontalspänningen mot pelarna. Detta beräkningssätt förutsätter alltså flera iterationsvarv.

Hela belastningen delas mellan pelare och jord i enlighet med ekvation 27 (figur 10)

$$q = q_1 + q_2 \quad (27)$$

q = är totalbelastning
q₁ = belastning till pelarna
q₂ = belastning till jordgrund

Den stabiliserade pelarens sättnings beräknas med ekvation 28. Jorden avdelas i skikt, vilkas tjocklek är Δh .

$$S_1 = \sum \frac{D_h}{a} \cdot \frac{q_1}{M_{pel}} \quad (28)$$

S_1 = pelarens sättning
 Δh = jordlagrets tjocklek
 q_1 = last på pelare
 a = pelarens täckningsgrad
 M_{pel} = pelarens kompressionsmodul (50 till $100 \cdot \tau_p$)

Sättningen i överkonsoliderad jordgrund beräknas ur ekvation 29 och normalt konsoliderad ur formel 30. Dessa ekvationers fullständiga former och noggrannare användning finns beskrivna i Limeset-programmets manual /Carlsten 1989/.

$$S_2 = \sum \frac{D_h}{1-a} \cdot \frac{q_2}{M_0} \quad (29)$$

S_2 = sättningen i ostabiliserad lera
 q_2 = last på ostabiliserad lera
 M_0 = kompressionsmodul under överkonsolideringstryck

$$S_m = S_1 = S_2 = \sum \frac{D_h \cdot q}{a \cdot M_{pel} + (1-a) \cdot M_{lera}} \quad (30)$$

M_{lera} = kompressionsmodul i ostabiliserad lera

Den första sättningberäkningen görs med antagandet, att $q_1 = q_{max}$. Pelarnas kalkylerade sättning S_1 jämförs med jordens sättning S_2 . Om pelarens sättning är större, minskas påkänningen q_1 för pelarna stegvis tills sättningarna är lika stora. Den beräknade sättningen S_m blir då $S_m = S_1 = S_2$. Om pelarnas sättning är mindre än jordens, $S_1 < S_2$, kan inte pelarna ta emot mera belastning, varför sättningen är lika med jordens sättning $S_m = S_2$ /Kalk- och kalkcementpelare 1995/.

Om pelarna inte utsträcks till fast botten, beräknas under dem varande del som normal konsoliderad sättning. I Sverige har man utvecklat ett separat beräkningsprogram "Limeset" för uträkning av sättningar och sättningshastigheter för kalk- och kalkcementpelare

I svenska undersökningar har konstaterats, att kalkpelarens permeabilitet är 100-1000 och kalkcementpelarens 100-500 gånger större än den ostabiliserade jordens. På detta baseras antagandet, att pelarna tjänstgör även som drän. Denna dräneringsverkan kan tas i beaktande i tid-sättningsberäkningar, t.ex. enligt Barrons beräkningsmetod (ekvationer 21 och 22) /Carlsten. P. 1989/.

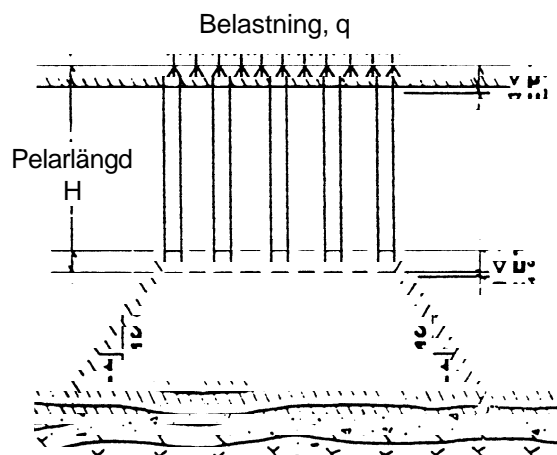
Bankens stabilitet måste alltid granskas så som presenteras i avsnitt 4.3.2.

4.4 PELARE AV BESTÄMD LÄNGD

Pelare som inte når fast botten kan användas i t.ex. övergångskonstruktioner eller i mycket djupa lager med lös jord, dit stabiliseringsmaskinen inte kan nå. Vid dimensionering av pelare som inte når fast botten måste man ta hänsyn till att pelarnas dränerande verkan påskyndar sättningen i jordlagren under pelarna.

Figur 11 visar belastningens fördelning i stabiliserad jordgrund och under densamma. Sättningen Δh_2 beräknas som normal konsolideringssättning, varvid lasten q verkar som ytlast i nivå med pelarnas undre ände på djupet H .

Under pelare som inte når fast botten finns jord som sätter sig. Pelarnas geotekniska bärförmåga bör kontrolleras enligt kapitel 4.1



Figur11. Belastningarnas fördelning för pelare som inte når fast botten och under dem / Broms & Boman 1977/.

4.5 MASSTABILISERING

En masstabiliserad jord kan anses vara ett enhetligt elastoplastiskt jordlager. Osäkerhetsfaktorer vid masstabilisering, som inblandning och jämnhet på spridning av bindemedlet bör beaktas vid dimensioneringen. Dimensioneringen bör också ta hänsyn till att skjuvspänningen med en viss säkerhetsmarginal inte får överskridas. Sättningar vid mindre spänningar än skjuvspänningen kan beräknas ur ekvation 31. Som ett närmevärde för kompressionsmodulen kan användas det av svenskarna lanserade 50-100 gånger skjuvhållfastheten.

$$S_{stab} = \frac{H \cdot q}{E_{stab}} \quad (31)$$

- S_{stab} = sättningen i ett masstabiliserat jordlager
- H = det masstabiliserade lagrets tjocklek
- q = ytbelastning
- E_{stab} = kompressionsmodulen för den stabiliserade jorden

Sättningar hos kompressibla jordlager, som ligger under masstabiliseringen, beräknas som normala konsolideringssättningar. Om pelare installeras under masstabiliseringen, görs dimensioneringen av dem i enlighet med kapitlen 4.1 - 4.3. Blockliknande stabilisering kan dimensioneras som masstabilisering. Bankers stabilitet beräknas enligt avsnitt 4.2.2.

Stabiliserad jord i samband med masstabiliseringsarbete primärbelastas genast efter inblandningen. På så sätt komprimeras jorden och hållfastheten förbättras. Speciellt viktig är primärbelastningen vid stabilisering av torv.

På grund av att masstabilisering är en rätt ny grundförstärkningsform, bör man ägna mer tid åt forsknings- och utvecklingsarbete. I detta sammanhang borde också dimensioneringsmetoderna utvecklas.

5. Skärningssläntens stabilitet

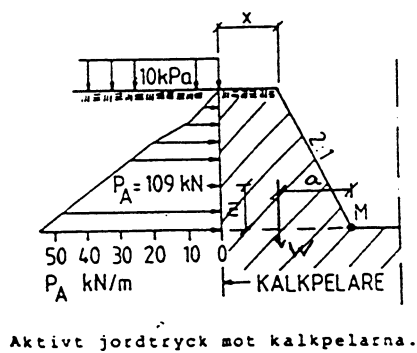
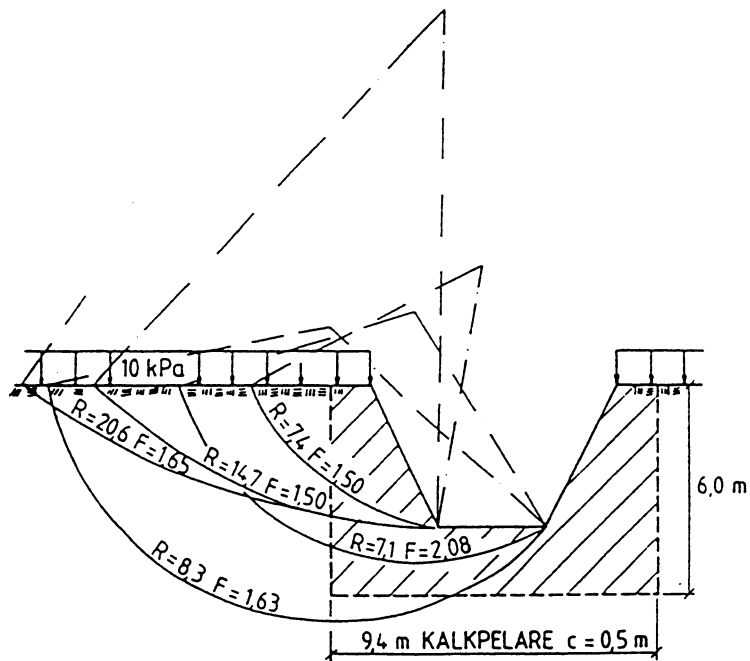
En stabiliserad skärningsslänt dimensioneras alltid så, att den totala säkerhetsfaktorn (F) mot skred är minst 1,5. I allmänhet görs dimensioneringen med odränerad analys. Vill man utföra beräkningar för dränerat tillstånd, kan de utföras enligt den svenska anvisningen /Kalk- och kalk-cementpelare/. Dimensioneringen bör beakta två fall: släntens naturliga säkerhetsfaktor mot ras är utan förstärkningar 1,0-1,5 eller då säkerhetsfaktorn är mindre än 1,0. Genom att luta pelarraderna utåt från skärningsslänten kan man förbättra släntens stabilitet /Kalkpelaranvisningar 1986/.

Då släntens naturliga säkerhetsfaktor mot ras utan förstärkningar är 1,0-1,5, installeras pelarna vinkelrätt mot slänten i enhetliga väggliknande rader så, att de täcker varandra minst 50 mm. På det stabiliserade området anses det förstärkta jordlagrets hållfasthet bestå enbart av pelarradernas hållfasthet. Om glidytan når utanför det planerade stabiliseringsområdet tas dessa jordlagers egen hållfasthet i beaktande.

Då släntens naturliga säkerhetsfaktor mot ras utan förstärkningar är mindre än 1,0, förstärks gropan med block formade av enhetliga pelare eller med masstabilisering. Blocken dimensioneras både mot att välta och mot glidras så, att säkerhetsfaktorn är minst 1,5 (figur 12). Dessutom granskas säkerheten mot upplyftning. Därvid skall säkerhetsfaktorn vara minst 1,3.

Tabell 2. Dimensionsmetod som funktion av naturlig säkerhetsfaktor (utan stabilisering).

	Skärningsslänt	
Säkerhetsfaktor	F = 1,0 - 1,5	F < 1,0
Stabiliseringstyp	Väggliknande pelarrader	Blockliknande stabilisering



Aktivt jordtryck mot kalkpelarna.

$$F = M_p / M_a$$

$$M_a = P_a * z$$

$$M_p = W * a$$

Figur 12. Dimensionering av stabiliseringsblock./Vägverket, Kalkpelare 1978/.

6. Valvbildning

Valvbildning i vägbank har i Finland undersökts litet. I serien Vägverkets klarlägganden har utgivits publikationerna ”Valvbildning i vägbank, teoretisk del” [”Tiepenkereen holvaantumien, teoreettinen osa] och ”Valvbildning i vägbank, slutrapport” [”Tiepenkereen holvaantumien, loppuraportti”], i vilka ämnet har behandlats. I den teoretiska delen har man tagit fram datorsimuleringar, med vilka man strävar att beskriva de olika utvecklingsskedena av valvbildning i ett granulerat material, samt pelar- och påbelastningarnas ändringar i motsvarande skeden. I klarläggandets slutrapport har utförts beräkningar med elementprogram angående valvbildningen i Paimios försöksbank

Samverkan mellan den djupstabiliserade jordgrunden och vägbanken inverkar på spänningsfördelningen och därigenom på sättningarnas storlek. Vägbankens geometri, bankmaterialets egenskaper, pelarnas och jordens hållfasthetsförhållanden samt övriga inverkan samverkande faktorer kan beaktas endast med program baserade på avancerade numeriska metoder.

Då det inte finns några enkla sätt att beräkna valvbildning i bankar i pelarens övre ände, kan situationen betraktas på basen av pelarnas täckning. För detta ändamål kan till lämpliga delar användas i Bankpålningens publikationen (TIEL3200147) presenterade plattäckningsgrad gällande bankpålning. Allmänt taget får inte pelarnas centrumavstånd i låga bankar överskrida konstruktiv lagertjocklek.

Vid planering av pelarinstallation borde man försöka bibehålla torrskorpan, på grund av att det främjar valvbildningen i bank. Torrskorpan roll framhävs speciellt ju mjukare jordgrunden är. Även med tätning av banken kan valvbildning främjas. Under byggarbetet bör man sörja för, att inte jordgrunden onödigt störs. Bankfyllningen utförs som låg lagerfyllning/Vepsäläinen 1990/.

I den nedre delen av vägbank samt i slänter kan man använda armeringar till att säkra tillräcklig valvbildning. Dessa samkonstruktioner är speciellt användbara vid planering av konstruktioner byggda på fasta pelare. Dimensionering av armering beskrivs i anvisningen ”Geoförstärkningars användning, planering och konstruktion” /Tanska et al. 1995/.

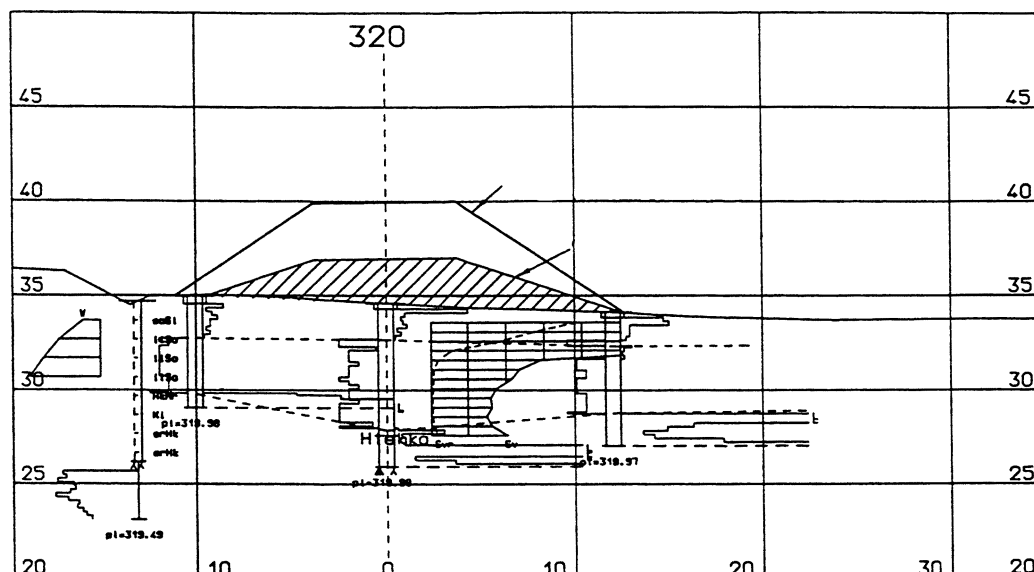
Vid kombination av masstabilisering och pelarstabilisering är det skäl att även säkra valvbildningen i området som förenar pelarna och masstabiliseringen med varandra, så att pelarna inte stannas igenom masstabiliseringen

7. Litteratur

- Broms, B. & Boman, P. (1977).** Stabilization of soil with lime columns, Design Handbook, 2nd Edition, Jord- och bergmekanik, KTH.
- Caristen P. (1989).** Manual till limeset. För beräkning av sättningar inom ett kalkpelarförstärkt område. SGI VARIA 248. Statens geotekniska institut, Linköping.
- Ekström J. (1992).** Kalk- och cementpelare metod under utveckling, Grundläggningdag 1992.
- Dong J., Hiroi K- & Nakamura K. (1996).** Experimental study on behaviour of composite ground improved by Deep Mixing Method under lateral earth pressure, Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing", 14.5.-17.5.1996, Tokyo, Japan 1996, s.585-590.
- Kaikkipilariohjeet KPO-86 (1986),** Viatek Oy, Helsinki (Kalkpelaranvisningar-86, Viatek AB)
- Kawasaki, T., Niina, A., Saitoh, S., Suzuki, Y., Honjyo, Y. (1981).** Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent. Proceedings of Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm 15-19. June 1981. Vol 3. Balkema, Rotterdam, 1981, s. 721-724.
- Kitazume, M., Miyake, M., Omine, K., Fujisawa, H. (1996).** Japanese Design Procedures and Recent Activities of DMM, Preprint of Special Lectures and JGS TC Reports, IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing", 14.5.-17.5.1996, Tokyo, Japan 1996, s.125-132.
- Kivelö M. (1996).** Spännings-töjningssamband och skjuvhållfasthet hos kalkcementpelare, XII Nordic Geotechnical Conference, NGM-96 , Reykjavik 26.-28.6.1996, Iceland 1996, s.309-314.
- Lahtinen, P.O., Kujala, K. (1990).** Kalkki- ja sementtipilareiden kehittämiprojekti. Tutkimusraportti (Utvecklingsprojekt kalk- cementpelare. Forskningsrapport).
- Näätänen A. (1992).** Pehmeiköillä rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat. Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 43/1992. Helsinki. 1992. 227 s (Geotekniska beräkningar vid vägsärningar i lös jord).
- Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. (1986).** Pohjarakenteet RIL 166-1986, Helsinki 1986 (Finska byggnadsingenjörförbundet. Grundkonstruktion).
- Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. (1995).** Suurpaalutusohje 1995, SPO-95, Helsinki 1995 (Finska byggnadsingenjörförbundet. Storpålningsanvisningar).
- Svenska Geotekniska Föreningen (1995).** Kalk- och kalkcementpelare; Vägledning för projektering, utförande och kontroll. SGF Rapport 4:95..

- Syvästabilointiohje, STO-91 (1991).** Rakennusaineteollisuusyhdistys r.y., 1991 (Byggnadsindustriföreningen. Djupstabiliseringsanvisningar).
- Tielaitos (1993).** Pengerpaalutus, Tielaitoksen selvityksiä 21/1993, TIEL 3200147, Helsinki (Finska Vägverket. Bankpålning).
- Tielaitos (1991).** Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa, TIEL 2172068, Helsinki (Finska Vägverket. Grundläggningssanvisningar vid broar).
- Tielaitos (1993).** Tiegeotekniikan yleiset suunnitteluperusteet, TIEL 3200150, Helsinki (Finska Vägverket. Allmänna planeringsgrunder vid väggeoteknik).
- Tanska, H., Slunga, E., Forsman, J., Hoikkala, S. & Saarinen R. (1995).** Geovahvisteiden käyttö-Suunnittelu ja rakentaminen, Teknillinen Korkeakoulu, Helsinki (Jordförstärkning i planerings- och byggnadsskede).
- Terashi, M. (1990).** Deep mixing method - Design and practice, Text for RIL's course on deep stabilization, 20. November, 1990.
- Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusprojekti (TPPT-M33) (1995).** Projekti 332 Syvä- ja massastabilointi, Syvästabiloinnin sideaine- ja materiaalitekniikka, Laboratoriotutkimukset, Luonnos 14.12.1995 (Djup- och massstabilisering. Bindemedel och materialteknologi. Laboratorieundersökningar).
- Vepsäläinen, P. (1990).** Tiepenkereen holvaantuminen, teoreettinen osa, Tielaitoksen selvityksiä 3/1990, Helsinki (Valvverkan hos vägbankar - teori).
- Vepsäläinen, P. & Arkima, O. (1992).** Tiepenkereen holvaantuminen, loppuraportti, Tielaitoksen tutkimuksia 4/1992, Helsinki (Valvverkan hos vägbankar - slutrapport).
- Vägverket (1986).** Serviceavdelning, väg- och brokonstruktion, sektionen för geoteknik. Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad. 1978. Publ. 1986:72
- Åhnberg H. & Holm G. (1986).** Kalkpelarmetoden, Statens geotekniska institut, Rapport 31, Linköping.

BILAGA 1, BERÄKNINGSEXEMPEL



Beräkningstvårsnitt, Riksväg 1, Vista-Kevola, sektion 320.

Beräkningsexempel 1: HÖG BANK 5,0 m FASTA PELARE, Dimensioneringskalkyler

Pelarens diameter är 800 mm, pelarens yta $A_p = 0.5024 \text{ m}^2$

Alla belastningar antas överföras till pelarna, bankpåkänningen 98 kPa på vänster kant, 110 kPa på höger kant. Till ovannämnda läggs trafiklasten $q_{\text{trafik}} 10 \text{ kPa}$, alltså totallasten $q_{\text{tot}} 108\text{-}120 \text{ kPa}$ (formel 3).

På basis av preliminära beräkningar har man valt centrumavstånd för pelarna 1,0 – 1,1 m. Granska pelarnas spänningar.

Dimensionerande spänning fås ur formel 4: $\sigma_{\text{plan}} \geq q_{\text{klk}} \cdot A' \cdot F / A_p$

C/C-avstånd [m]	q_{tot} [kPa]	A' [m ²]	F	A_p m ²	σ_{plan} [kPa]
1,0	120	1,00	2,0	0,5024	477
1,1	120	1,21	2,0	0,5024	578

Som grund för beräkningen har använts 3 veckors och 3 månaders laboreriehållfastheter.

Proven har behandlats i Vägverkets Geocentrals laboratorium. Tryckförsök utförs efter 6 månader, mot vilket den projekterade lösningen granskas. Ur laborieresultaten har med tryckhållfastheternas σ_{lab} (3 veckor och 3 månader, 2 parallellprov) hjälp räknats medeltal, dimensionerande hållfastheter σ_d ($f_d = 0,5$) samt det stabiliserade materialets deformationsmodul EP.

Binde- medel	Tid	Blandn.	Bindemedels- mängd[kg/m ³]	σ_{lab}/σ_d	ϵ %	E_p [kPa]
CaO+Yse	3 v	50+50	123	195/98	2,0	33333
CaO+Yse	3 v	50+50	155	263/132	2,3	27598
CaO+Yse	3 v	50+50	185	362/181	1,9	59660
CaO+Yse	3 v	70+30	155	190/95	3,3	16667
K2	3 v		93	361/181	0,9	58667
K2	3 v		123	458/229	1,6	40742
K2	3 v		155	828/414	0,8	153950
K5	3 v		155	374/187	1,1	38235
CaO+Yse	3 m	50+50	123	262/31	1,8	31250
CaO+Yse	3 m	50+50	155	439/220	2,5	30785
CaO+Yse	3 m	50+50	185	519/260	2,2	42500
K2	3 m		93	389/185	1,2	27000
K2	3 m		123	625/313	1,1	36458
K2	3 m		155	1007/504	1,5	38594

v = vecka

m = månad

Endast med bindemedel K2, 10 % 3 månaders stabiliseringstid kan tillräcklig hållfasthet uppnås. Då målsättningen för skjuvhållfastheten är stor och man i fält inte lätt kan uppnå såhär stora hållfastheter, väljs centrumavstånd 1,0 m. Pelarna installeras till moränlagrets översida, varför inga stabilitetsproblem uppstår.

Den naturliga stabiliteten utan pelare och bankbelastning är tillräcklig, varför inga stabilitetsproblem uppstår.

Beräkningsexempel 2: HÖG BANK, PLASTISERANDE PELARE, Limeset-kalkyler

Resultat av sättningsberäkningar för två olika belastningar, där pelarnas skjuvhållfasthet satts till 75 kPa. Använt bindemedel kalk-cementblandning 50 % + 50 %, som motsvarar cirka 2 % deformation i brottögonblicket. Beräkningens beteckningar är ur Limeset-programmet, lerans kompressionsparametrar har definierats med CRS-ödometerprov enligt svensk praxis.

H [m]	Eff. dens. [t/m ³]	s' _c [kPa]	M _L [kPa]	s' [kpal]	M' [kPa]	M ₀ [kPa]	T _{pel} [k Pa]	M _{pel} [kPa]
1,00	1,65	90,0	400,0	120,0	13,0	1800	50	3750
1,60	0,65	90,0	400,0	120,0	13,0	1800	75	5625
1,00	0,54	90,0	320,0	120,0	12,5	1800	75	5625
1,00	0,49	60,0	270,0	90,0	13,0	1150	75	5625
1,50	0,52	70,0	200,0	85,0	14,2	1150	75	5625

Grundvattens läge under my	1,00 m
Pelarnas diameter	0,60 m
Pelarnas längd	6,10 m
Hänsyn tas till lastens inverkan på horisontaltrycket	
Korrektionsfaktor för kryplasten	0,65
C_{lt}	$0,200 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
Permeabilitetskvot k-kalkpel./k-lera	400
Kvadratisk mönster och dubbelsidig dränering	

c/c-avstånd: 0,90 m Q: 100,0 kPa

U [%]	30	50	60	70	75	80	85	90	95	99
T [dygn]	8	16	21	28	32	38	44	54	70	108

H [m]	Eff tr [kPa]	Tot tr [kPa]	M _{lera} [kPa]	T _{pel} [kPa]	M [kPa]	Q _{imax} / dQ	Q1 [kPa]	S1 [m]	S2 [m]	SM [m]
1,00	8,25	8,25	1800	50	3750	52,90	52,73	0,04	0,04	0,04
1,60	21,70	29,70	1800	75	5625	69,93	62,70	0,06	0,04	0,05
1,00	29,60	50,60	1800	75	5625	79,33	62,50	0,04	0,02	0,03
1,00	34,75	65,75	742	75	5625	86,09	80,22	0,04	0,02	0,04
1,50	41,10	84,60	791	75	5625	94,53	79,20	0,07	0,01	0,06

Total sättning 0,225 m

C-avstånd: 0,90 m

Q: 110,0 kPa

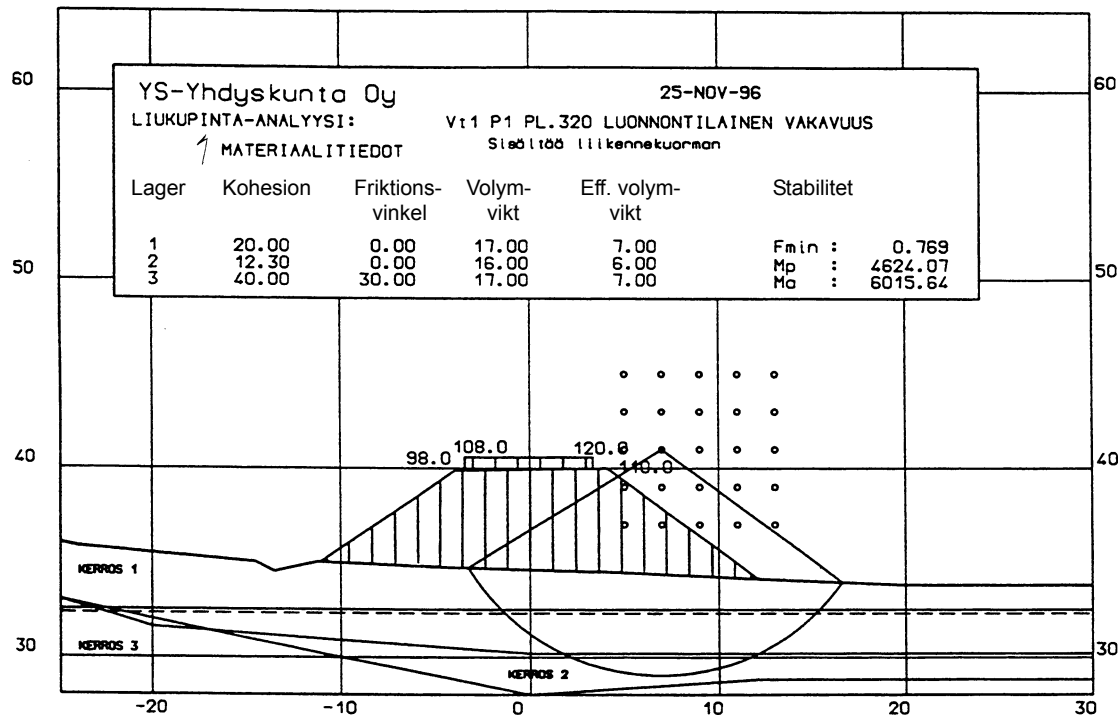
H [m]	Eff tr [kPa]	Tot tr [kPa]	M _{lera} [kPa]	T _{pel} [kPa]	M [kPa]	Q _{lmax} / dQ	Ql [kPa]	S1 [m]	S2 [m]	SM [m]
1,00	8,25	8,25	1748	50	3750	56,33		0,04	0,05	0,05
1,60	21,70	29,70	1800	75	5625	73,36	68,96	0,06	0,05	0,06
1,00	29,60	50,60	1714	75	5625	82,71	70,25	0,04	0,02	0,04
1,00	34,75	65,75	695	75	5625	89,54	89,43	0,05	0,04	0,05
1,50	41,10	84,60	730	75	5625	97,95	88,60	0,07	0,02	0,07

Total sättning 0,252 m

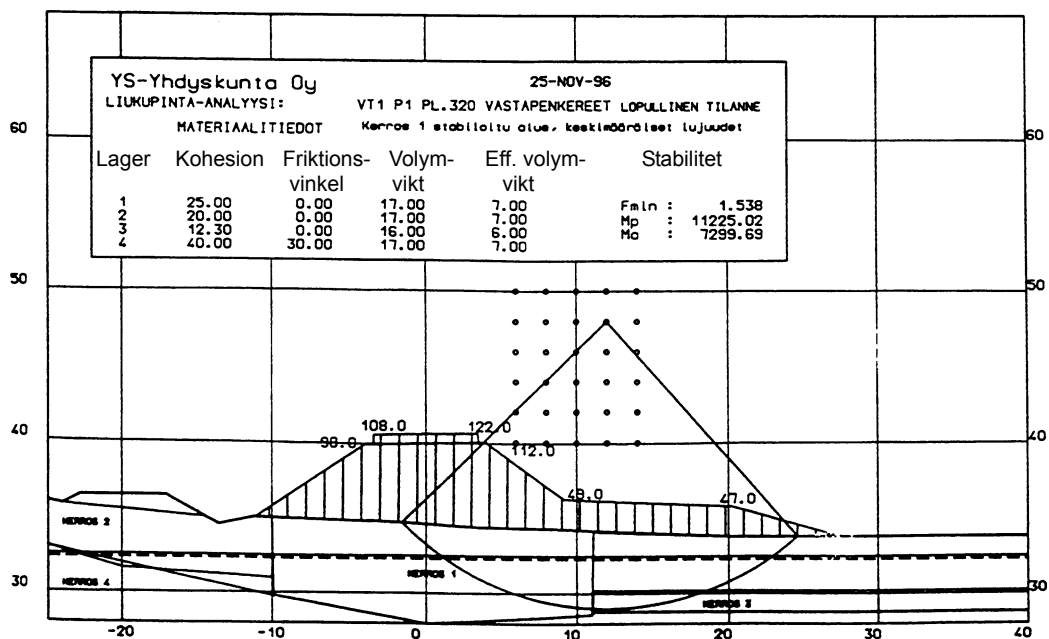
Centrumavståndet 0,9 m har valts efter preliminära beräkningar. Sättningstiden väljs till 6 månader, så att alla konsolideringsättningar hinner äga rum. Överlast behövs inte på grund av att sättningarna sker snabbt.

Stabilitetsberäkningar

En oförstärkt banks stabilitet är 0,77 (odränerad analys).



Dimensionering av tryckbank, direkt efter bankens färdigställande med odränerad analys. Det stabiliserade området beräknat med pelarnas genomsnittshållfasthet (endast pelarnas egen hållfasthet har beaktats).



Jämförelse av stabiliseringsmetoder

EXEMPEL 1: FASTA PELARE (Skjuvhållfasthet 240 kPa)

Pelarens diameter 800 mm, belastning 108-120 kPa, inkl. 10 kPa trafiklast,

Elastisk sättning 75 mm

Bankhöjd 5,0 - 5,6 m, sektion 320

Sektion	c/c	antal	djup	löpmeter
320	1,00	460	6,10	2.806
340	1,00	380	5,80	2.204
360	1,00	380	4,80	1.824
380	1,10	252	4,40	1.106
400	1,20	170	4,50	765
420	1,20	136	5,80	789
Totalt				9.497 lm
Pris per enhet				70 FIM/lm
Kostnad				664.790 FIM

Alternativets fördelar:

+ Nästan sättninglös, konstruktionen jämförbar med pålning

Alternativets nackdelar:

- Så här stora hållfastheter svåra att uppnå i fältförhållanden med nuvarande produktionsmetoder
- Dyrare är mjuka pelare

EXEMPEL 2: Mjuka pelare (skjuvhållfasthet 75 kPa)

Pelarens diameter 600 mm, sättningar under arbetets utförande 230-260 mm, inga märkbara sättningar efter 6 månader, för att garantera tillräcklig stabilitet behövs tryckbankar.

Sektion	c/c	antal	djup	Pelare löpmeter	Motviktsbank m ³
230	0,90	624	6,10	3.931	1.040
340	0,90	528	5,80	3.115	520
360	1,20	306	4,80	1.499	372
380	1,20	270	4,40	1.269	288
400	1,20	216	4,50	1.080	140
420	1,20	144	5,80	691	
Totalt				11.585 lm	2.360 m ³
Pris per enhet				35 FIM/m	15 FIM/m ³
Kostnad				405.475 FIM	35.400 FIM
Totalkostnad					440.875 FIM

Alternativets fördelar:

- + Inga märkbara sättningar efter förbelastningstiden
- + Ekonomiskt bättre lösning

Alternativets nackdelar:

- Behöver 6 mån förbelastningstid
- Behöver ytrymme för tryckbankar

Beräkningsexempel 3: LÅG BANK HALVFASTA PELARE, Dimensioneringskalkyl

Pelardiameter väljs $\phi = 600$ mm, varvid $A_p = 0,2826 \text{ m}^2$. Pelarens börskjuvhållfasthet τ_p väljs 90 kPa, som uppnås t.ex. med bindemedel CaO + Yce (50 % + 50 %) 10 % halt 3 månaders härdningstid. Pelarens flytpåkänning $\sigma_{ry} = 0,65 \cdot 2 \cdot 90 = 117$ kPa. Pelarens deformationsmodul E_p väljs 9000 kPa. Låg bank ($H_{peng} = 2,0$ m) orsakar belastningen $q = 40$ kPa. Pelarnas centrumavstånd dimensioneras med formel 29. Jorden är aningen överkonsoliderad, varför jordens deformationsmodul kan användas som den överkonsoliderade delens medeltal $M = 1500$ kPa (enligt svensk definition, M_0).

Ovanstående värden sätts i formel 24 och man får

$$a_{kr} = \frac{(40 \cdot 9000 / 1500) - 117}{117((9000 / 1500) - 1)} = 0,210$$

A' löses ur formel 10 $\Rightarrow A' = A_p / a = 0,2826 / 0,210 = 1,344 \text{ m}^2$. Pelarnas centrumavstånd blir 1,16 m. Välj värde 1,1 m, varvid $a = 0,2826 / 1,21 = 0,2336$. Jordens och pelarnas spänningar granskas σ_{ym} och σ_p (formler 12 och 13).

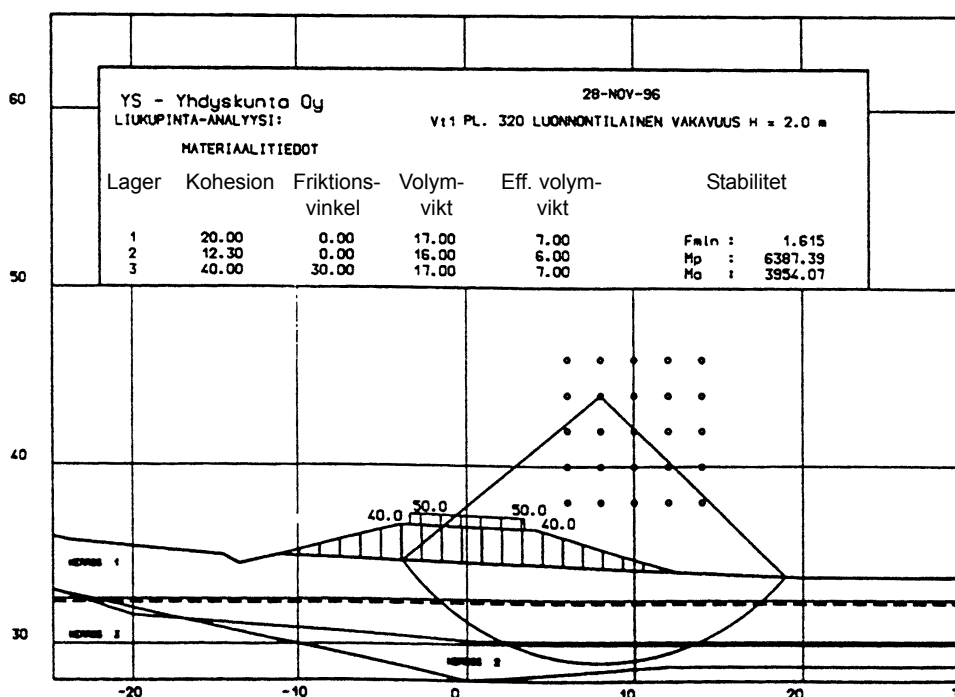
$$\sigma_m = 40 / (1 + 0,2336 ((9000 / 1500) - 1)) = 18,45 \text{ kPa}$$

$$\sigma_p = 40 / (0,2336 + ((1 - 0,2336) \cdot 1500 / 9000)) = 110,7 \text{ kPa} < \sigma_{ry} = 117 \text{ kPa}$$

Sättning s beräknas ur ekvation 14.

$$s = 40 \cdot 6,1 / (0,2336 \cdot 9000 + (1 - 0,2336) \cdot 1500) = 79 \text{ mm}$$

Bankens konsolideringssättning utan djupstabilisering är 200 mm 20 - 30 per år. Bankens naturliga stabilitet för bank- och trafikbelastning är 1,62, varför stabiliteten är i sin ordning.




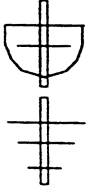


BILAGA 2, TABELL

Relation mellan laboriebestämd hållfasthet och i dimensionering använd hållfasthet

Tabellen nedan grundar sig på provinstallationer av pelare och pelarnas kvalitetskontroll, som har utförts i Kyrkslätt i samband med byggandet av provfältet till TPPT-forskningsprojektet. Överföring av resultaten till andra objekt förutsätter tilläggsuppgifter.

Korrektionsfaktorn k utgör kvoten av i laboratorium definierad skjuvhållfasthet τ_{lab} och i fält uppnådd skjuvhållfasthet τ_{insitu} , och då stabiliseringen sker med matningstrycket $p < 3,0$ bar och stigningen under inblandning av bindemedel i jorden är 12 mm/varv.

Om hastigheten är 5 mm/varv, skall koefficienterna nedan multipliceras med 1,3. Om stighastigheten är 20 mm/varv, skall talen divideras med 2. Mellanliggande värden kan lineärt interpoleras. Korrektionsfaktor större än 1 skall dock inte användas.

Spetstyp	Lerans odränerade skjuvhållfasthet			
	Blandningsnivåer	< 10 kPa	10-15 kPa	15-25 kPa
	2	0,3	0,4	0,5
	3	0,45	0,7	0,85
	4	0,8	1,0	1,2
	≥ 6	0,9	1,1	1,3

Publikationer utgivna av Svensk Djupstabilisering

Arbetsrapport

- 1 **Arlandabanan, Norra Böjen. Sättningar hos järnvägsbank på kc-pelare.** 1998
Ulf Stjerngren, Jacobson & Widmark
- 2 **KC-förstärkning för schakt inom spont, Filipstad Brygge, Oslo.** 1998
Phung Doc Long, Stabilator AB & Håkan Bredenberg, Stabilator AB
- 3 **Inblandningsmekanismer vid djupstabilisering med kalk-, kalk/cementpelare och cementpelare** 1998
Stefan Larsson, Tyréns
- 4 **Undersökning av KC-pelare med avseende på dess ”homogenitet”.** 1998
Roland Tränk, SGI
- 5 **Bestämning av egenskaper i cellstabiliserad torv.** 1998
Nenad Jelusic, Vägverket Region Mitt, Torbjörn Edstam, SGI & Yvonne Rogbeck, SGI
- 6 **Rörelser och portryck vid kalkpelarinstallation. Redovisning av mätresultat.** 1998
Åke Johansson, SGI
- 7 **Masstabilisering av väg 590, Askersund.** 1998
Yvonne Rogbeck, SGI
- 8 **KC-pelarförstärkning av instabil slänt. E4, delen Nyland - Ullånger, Västernorrlands län. Åtgärder och mätningar.** 1998
Leiv Viberg, SGI, Bertil Eriksson, Vägverket Produktion Mitt & Stefan Johansson, Vägverket Produktion Mitt
- 9 **Grunnförsterkning med kalksementpælar** 1999
Stein Christensen, Arnstein Watn, Steinar Nordal, Arnfinn Emdal, Torbjørn Lund & Thomas Kristiansen

Rapport

- 1 **Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare.** 1997
Torbjörn Edstam
- 2 **Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultatet. En förstudie.** 1997
Helen Åhnberg & Håkan Pihl



Svensk Djupstabilisering

**c/o SGI, 581 93 Linköping
Tel: 013-20 18 61, Fax: 013- 20 19 13
<http://www.swedgeo.se/sd.htm>**