



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE



Vertikaldränering

Leif Eriksson

Varia 609

LINKÖPING 2010



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

Varia 609

Vertikaldränering

Leif Eriksson

LINKÖPING 2010

Varia | Statens geotekniska institut (SGI)
581 93 Linköping

Beställning | SGI – Informationstjänsten
Tel: 013–20 18 04
Fax: 013–20 19 09
E-post: info@swedgeo.se
Internet: www.swedgeo.se

ISSN | 1100-6692
ISRN | SGI-VARIA--10/609--SE

INNEHÅLL

SAMMANFATTNING.....	4
Vertikaldränering.....	4
Pelarförstärkning.....	5
BAKGRUND	6
HISTORIK	6
TEORI	7
Hänsyn till störd zon.....	8
Hänsyn till "well resistance".....	9
Hansbos "nya" ekvation	10
Senaste nytt.....	11
Andra tillämpningar.....	13
PRAKTISK DIMENSIONERING.....	17
Hur göra?	19
Sanddräner	19
Prefabricerade dräner	21
SÄTTNINGAR.....	24
UPPFÖLJNING.....	26
Sättningar.....	26
Portryck	27
Dränbäddens funktion.....	27
REFERENSER.....	27

SAMMANFATTNING

Vertikaldränering

Från 1940-talet och fram till i dag har nya lösningar på hur man skall ta hänsyn till jordens verkliga uppträdande vid installationen av vertikal dräner och under konsolideringsförloppet tagits fram. Först togs hänsyn till att en störd zon bildas kring dränen med en konstant förändring av permeabiliteten inom zonen. Därefter kom Hansbos lösning där Darcys lag inte gäller varefter han utvecklar lösning på hur man skall ta hänsyn till strömningsmotståndet i dränen. Under de senaste åren har Basu och Prezzi utvecklat en lösning där permeabiliteten ökar med ökande avstånd från dränen. Detta uppträdande kan man se som det som kommer närmast det som man kan föreställa sig att gälla i jorden. Problemet med alla de mer sofistikerade lösningarna är att de parametrar som de förutsätter i respektive ekvationer, är mycket svåra och/eller mycket kostsamma att bestämma.

Ett enkelt sätt att hantera problemet är att utgå från Kjellmans förenklade ekvation och ta hänsyn till alla inverkanse faktorer genom att utgå från genomsnittliga värden på konsolideringskoefficienten som utvärderats från utförda vertikaldräneringar. På så sätt tas indirekt hänsyn till den störda zonen storlek, permeabilitetens fördelning i den störda zonen och den naturliga jordens permeabilitet i horisontell riktning samt förändringen med djupet under markytan.

I denna Varia har resultat presenteras där en genomsnittlig konsolideringskoefficient utvärderats från uppföljningar av utförda vertikaldräneringar.

Praktisk dimensionering av vertikaldräneringar för låga och medelhöga bankfyllningar på lösa leror inom södra Sverige föreslås kunna utföras på nedanstående sätt:

- Utgå från Kjellmans ekvation.
- Dimensionera influensdiametern i förhållande till tillgänglig liggtid och önskad konsolideringsgrad med utgångspunkt från utvärderade genomsnittliga konsolideringskoefficienter enligt Figur 10 för sanddräner och Figur 12 för prefabricerade dräner. Alternativt finns beräknade konsolideringsgrader i Figurerna 11 och 14 för dränens influensdiameter mellan 0,9 m och 1,5 m baserat på resultaten i Figurerna 10 och 12.
- Beräkna sättningens storlek för olika belastningar baserat på bestämda deformationsegenskaper i hela jordprofilen, så att konstruktionen hur belastningen varierar under liggtiden enligt Figur 9 kan ritas upp.
- Förutsätt att överlasten kompenseras under liggtiden enligt Statens Vägverks anvisning i TV 106.
- Se till att säkerheten mot brott är tillfredställande även med byggtrafik på överlasten. Skjuvhållfastheten inom dränområdet bör reduceras på grund av störning vid dräninstallationen med 30 %.
- Ytor där vertikaldränering utnyttjas för att påskynda konsolideringsförloppet kräver uppföljning.
 1. Mät sättningar av markytan.
 2. Mät om möjligt även porvattentryck under belastningen men även utanför som referens.
 3. Mät vattentrycket i dränbädden.

Pelarförstärkning

I de fall där konsolideringsförloppet är intressant att bestämma vid kalk-cementpelare kan ekvationerna som utvecklats för vertikala dräner användas. Eftersom $n = D/d$ blir relativt litet är det av betydelse att alla termer i ekvationerna används. Kjellmans förenklade ekvation avråds från att användas vid beräkning av tidsförloppet vid förstärkningar med kalk-cementpelare.

Vid stenpelare förordas att dimensionering av tidsförloppet beräknas med ekvationen där jordens styvhet används för att modifiera konsolideringskoefficienten c_h .

BAKGRUND

Vertikaldränering som metod att påskynda sättningsförloppet för att eliminera framtida sättningar vid nybyggnad av vägar för låga och medelhöga bankar var en av de vanligaste metoderna, kanske den vanligaste, från mitten av 1940-talet och fram till början av 1980-talet. I och med djupstabiliseringsmetodens inträde i slutet av 1970-talet tog denna metod, först med inblandning av ren osläckt kalk och senare i mitten av 1980-talet med en blandning av kalk och cement, över som sättningsreducerande och stabiliserande metod för bankfyllningar på lös jord.

Orsaken till detta ”tronskifte” var bl.a. att djupstabiliseringsmetoden var mycket kostnadseffektiv genom att metoden reducerade liggtiden och i stort eliminerade behovet av tryckbankar. En annan orsak var de nya rön som presenterades 1981 (Larsson 1981) avseende krypdeformationer. I och med att krypdeformationerna pågår när effektivspänningen är högre än ca $0,8 \times \sigma'_c$ måste särskild hänsyn till dessa deformationer tas vid dimensionering av vertikaldränering.

HISTORIK

Användning av vertikala dräner har förekommit sedan 1930-talet. I USA publicerades laboratorie- och fältförsök (Porter 1936), som utförts under åren 1933 och 1934. I fältförsöken användes sandfyllda borrhål med diametern 0,7 m med avstånd tvärs och längs vägen på 3 eller 3,6 m. Sammanfattningen av försöken visade bl.a. att med vertikala dräner skulle man kunna få ut alla sättningar under 6 till 12 månader.

Walter Kjellman, som 1944 blev den första chefen för Statens geotekniska institut (SGI), utvecklade den första prefabricerade dränen 1939. Denna drän, som var gjord av papp, hade måtten 3×100 mm. En utrustning för att installera dessa dräner utvecklades också 1939. De prefabricerade dränerna installerades första och enda gången i Sverige på SGI:s provfält i Väsby 1946. Eftersom dåvarande Vägverket (Kungliga Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen) skaffade sig utrustning för att installera sanddräner med diametern 0,16 m, kom de prefabricerade dränerna inte till allmän användning i Sverige. Idén och dränstickaren såldes senare till Japan.

Genom plastens inträde i byggsektorn på 1960-talet togs den första prefabricerade dränen med plastkärna fram av Oleg Wager på SGI. Denna första prefabricerade plastdrän, Geodrain, hade en kärna av plast med vertikala spår och ett filter av särskilt framtaget papper. Eftersom plastkärnan till Geodrain var förhållandevis tung utvecklade Wager i slutet av 1960-talet dränen Alidrain. Alidrains kärna består av olika höga ”nabbar” och filtret utgörs av en tunn geotextil. I dag finns ett stort antal prefabricerade dräner på marknaden.

Trots de nya prefabricerade dränernas intåg på marknaden var det i stort bara sanddräner med drändiameter 160 mm som användes inom vägbyggandet i Sverige fram till början av 1980-talet. De vertikaldräneringar som utförts under de senaste 15 åren har huvudsakligen använt prefabricerade plastdräner. Eftersom prefabricerade dräner funnits sedan 1939 och de första idégivarna var svenskar, först pappdräner sedan dränerna med plastkärna omgivna av ett filter, är detta förhållande egendomligt.

Metoden vertikaldränering har under 1980-talet och fram till mitten av 1990-talet i princip legat i malpåse. De vertikaldräneringar som utförts under de senaste 15 åren har utnyttjat prefabricerade dräner.

TEORI

Vid dimensionering av vertikaldräneringar fram till 1980-talet användes teorin som Walter Kjellman tog fram 1939 och presenterade 1949 (Kjellman 1949). Kjellman förenklade sin lösning till:

$$U_h = 1 - e^{-8 \times T_{he} / F(n)} \quad \text{eller}$$

$$t = D^2 \times F(n) / 8c_{he} \times \ln[1/(1-U_h)]$$

Där

t = konsolideringstid

$$T_{he} = c_{he} t / D^2$$

c_h = Genomsnittlig konsolideringskoefficient inom dränens influensdiameter för horisontell strömning och vertikal kompression

$$F(n) = \ln(n) - 0,75$$

L = dränavstånd

D = dränens influensdiameter (D = 1,05×L resp. 1,13×L för dräner placerade i liksidigt triangulärt mönster resp. kvadratisk mönster)

d = drändiameter (för prefabricerade dräner är $d = 2 \times (a+b) / \pi$)

a = dränens tjocklek

b = dränens bredd

$$n = D/d$$

Teorin för porvattenströmning i horisontell riktning togs även fram av R A Barron (1944). Hans lösning utan den förenkling som Kjellman gjorde är:

$$U_h = 1 - e^{-8 \times T_{he} / F(n)} \quad \text{eller}$$

$$t = D^2 \times F(n) / 8c_{he} \times \ln[1/(1-U_h)]$$

Där

t = konsolideringstid

$$T_{he} = c_{he} t / D^2$$

c_{he} = Genomsnittlig konsolideringskoefficient inom dränens influensdiameter för horisontell strömning och vertikal kompression

$$F(n) = n^2 / (n^2 - 1) \times \{ \ln(n) - 0,75 + 1/n^2 \times (1 - 1/4 n^2) \}$$

L = dränavstånd

D = dränens influensdiameter (D = 1,05×L resp. 1,13×L för dräner placerade i liksidigt triangulärt mönster resp. kvadratisk mönster)

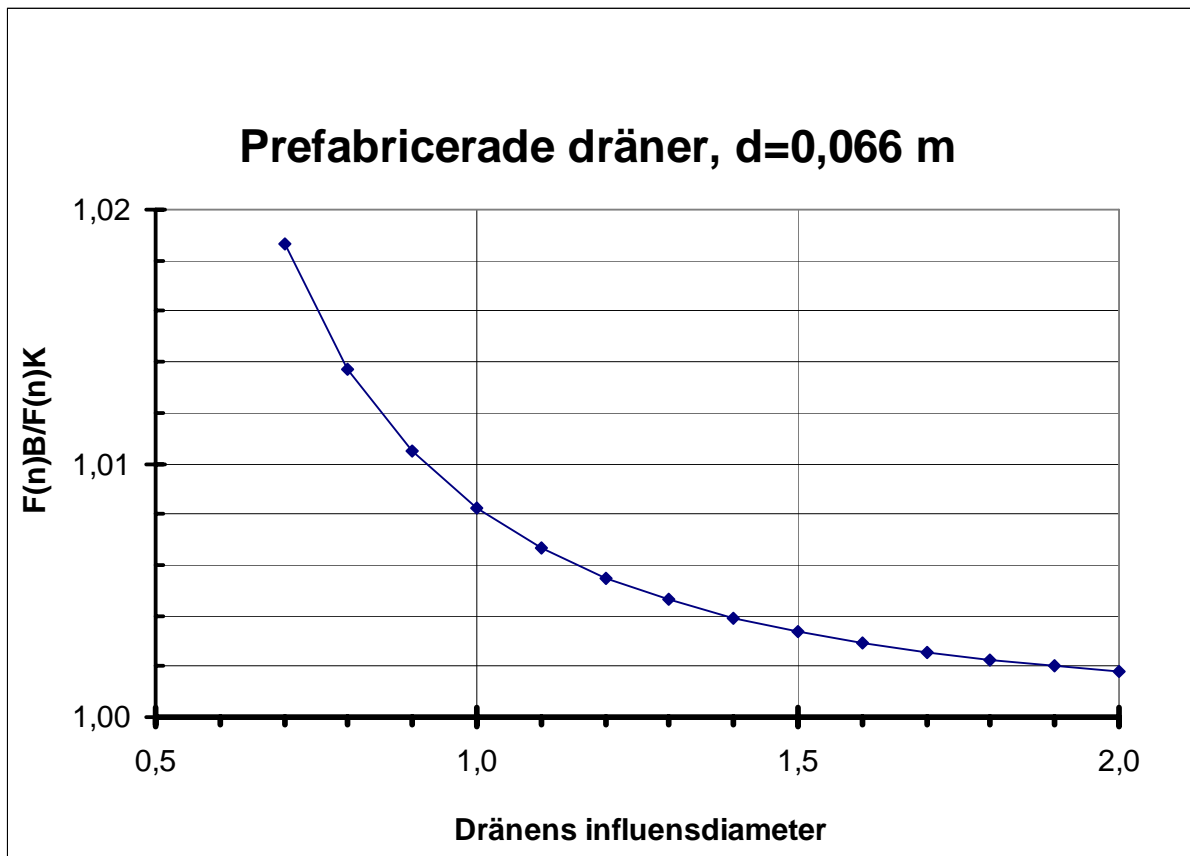
d = drändiameter (för prefabricerade dräner är $d = 2 \times (a+b) / \pi$)

a = dränens tjocklek

b = dränens bredd

$$n = D/d$$

Skillnaden på värdet av F(n) mellan Kjellmans förenkling och den som Barron tog fram är liten som framgår av Figur 1.



Figur 1. Förhållandet mellan $F(n)$ för Barrons respektive Kjellmans ekvationer för olika värden på dränens influensdiameter för prefabricerade dräner med $d = 0,066$ m.

Som framgår av Figur 1 ökar skillnaden mellan Barrons och Kjellmans lösningar med minskande värden på dränens influensdiameter och därmed minskande värden på $n=D/d$.

Skillnaden innebär att tiden för att få en viss konsolideringsgrad blir något längre med Barrons lösning än Kjellmans. Med dränens influensdiameter på 0,9 m blir tiden ca 1 % längre med Barrons ekvation än med Kjellmans.

Hänsyn till störd zon

Barron utvecklade sin ekvation (Barron 1947) för att också ta hänsyn till en störd zon runt dränen.

Ekvationen $F(n)$ fick då uttrycket:

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \times \ln(n/s) - 0,75 + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_c}{k_s} \times \frac{(n^2 - s^2)}{n^2} \times \ln s$$

Där

$$s = d_s/d$$

d_s = störda zonens diameter

k_s = permeabilitet i den störda zonen

k_c = ostörda jordens permeabilitet

Detta innebär att två nya obekanta termer infördes, den störda zonens diameter och jordens permeabilitet inom den störda zonen.

Hänsyn till "well resistance"

Professor Sven Hansbo kompletterade den "konventionella" teorin där strömningsmotståndet i dränen (well resistance) togs med (Hansbo 1981). Med såväl störd zon som strömningsmotstånd i dränen får termen $F(n)$ uttrycket:

$$F(n) = n^2/(n^2 - 1) \times \{ \ln(n/s) + k_c/k_s \times \ln(s) - 0,75 \} + s^2/(n^2 - 1) \times (1 - s^2/4n^2) + k_c/k_s \times 1/(n^2 - 1) \times \{ (s^4 - 1)/4n^2 - s^2 + 1 \} + \pi z(2L - z) \times k_c/q_w \times (1 - 1/n^2)$$

Där

$$s = d_s/d$$

d_s = störda zonens diameter

k_s = permeabilitet i den störda zonen

k_c = ostörda jordens permeabilitet

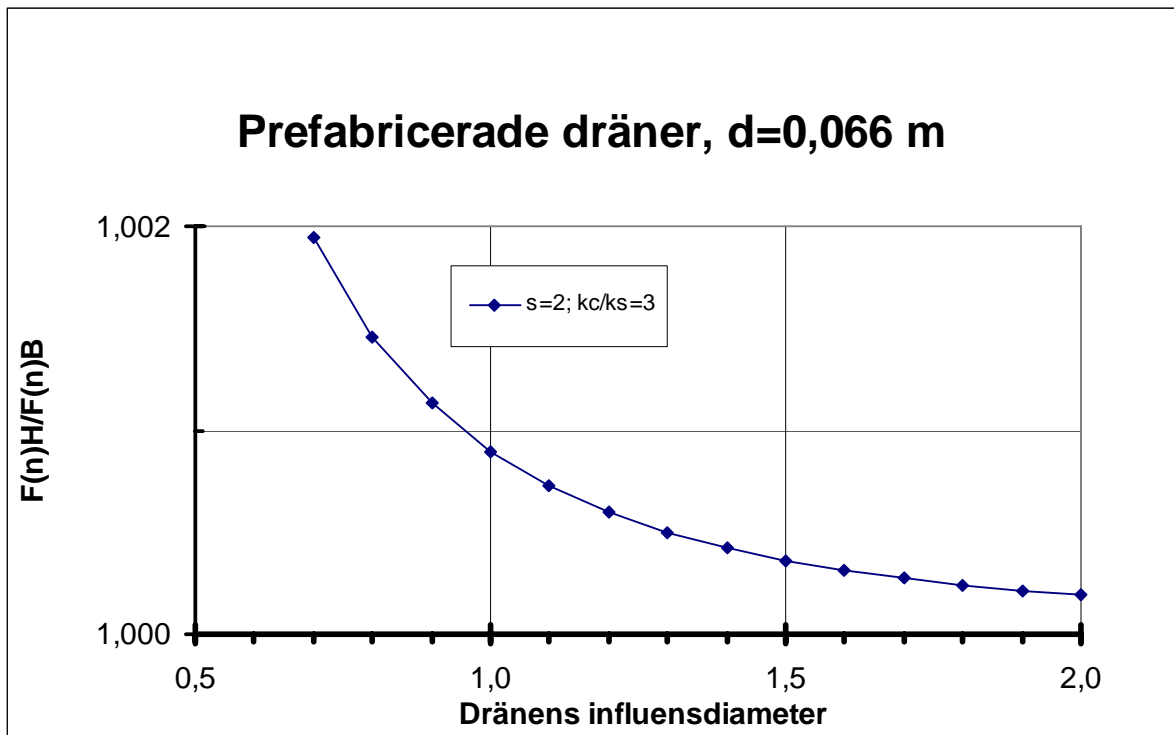
L = dränens längd (halva längden vid dränering i båda ändar)

q_w = dränens strömningskapacitet

z = avstånd från dränens öppna ände

För Svenska förhållanden, med våra begränsade lermäktigheter, påverkar strömningsmotståndet normalt resultatet endast marginellt. De fall där strömningen av porvatten i dränen kan påverka förloppet är när stora deformationer, större än 20 %, inträffar särskilt om detta förhållande sker i den övre delen av jordprofilen.

Hansbos lösning, bortsett från delen som tar hänsyn till well resistance, skiljer sig något från Barrons. Barrons lösning ger ett 0,2 % lägre värde på $F(n)$ än Hansbos lösning för dränens influensdiameter 0,7 m. Vid dränens influensdiameter på 1,2 m är skillnaden 0,06 %. Detta innebär att tiden för att uppnå en viss konsolideringsgrad således blir upp till 0,2 % större med Hansbos lösning. För ett fall där det tar 15 månader för en viss konsolideringsgrad att utvecklas med Barrons lösning tar det 15 månader och 1,05 dagar längre med Hansbos ekvation för en influensdiameter på 0,7 m och 0,3 dag längre vid 1,2 m influensdiameter. Skiljanden minskar med ökande värde på dränens influensdiameter.



Figur 2. Förhållandet mellan $F(n)$ för Barrons respektive Hansbos ekvationer för olika värden på $n = D/d$.

Hansbos "nya" ekvation

I slutet av 1950-talet utformades SGI:s andra provfält (på Skå Edeby) där sanddräner installerades med tre olika centrumavstånd 0,9 m, 1,4 m respektive 2,2 m. Uppföljningen av sättningar och portryck tillsammans med omfattande laboratorieundersökningar resulterade i Sven Hansbos doktorsavhandling (Hansbo 1960). I denna presenterade Hansbo en ny konsolideringsteori för horisontell porvattenströmning baserad på att Darcy's lag $v = k \times i$ inte gäller vid små hydrauliska gradienter utan har formeln

$$v = \alpha \times i^n$$

Hansbos teori har formen:

$$t = \alpha / \lambda \times D^{(n+1)} \times \gamma^{(n-1)} / (\Delta u_0)^{(n-1)} \times \{1 / (1 - U_h)^{(n-1)} - 1\}$$

där

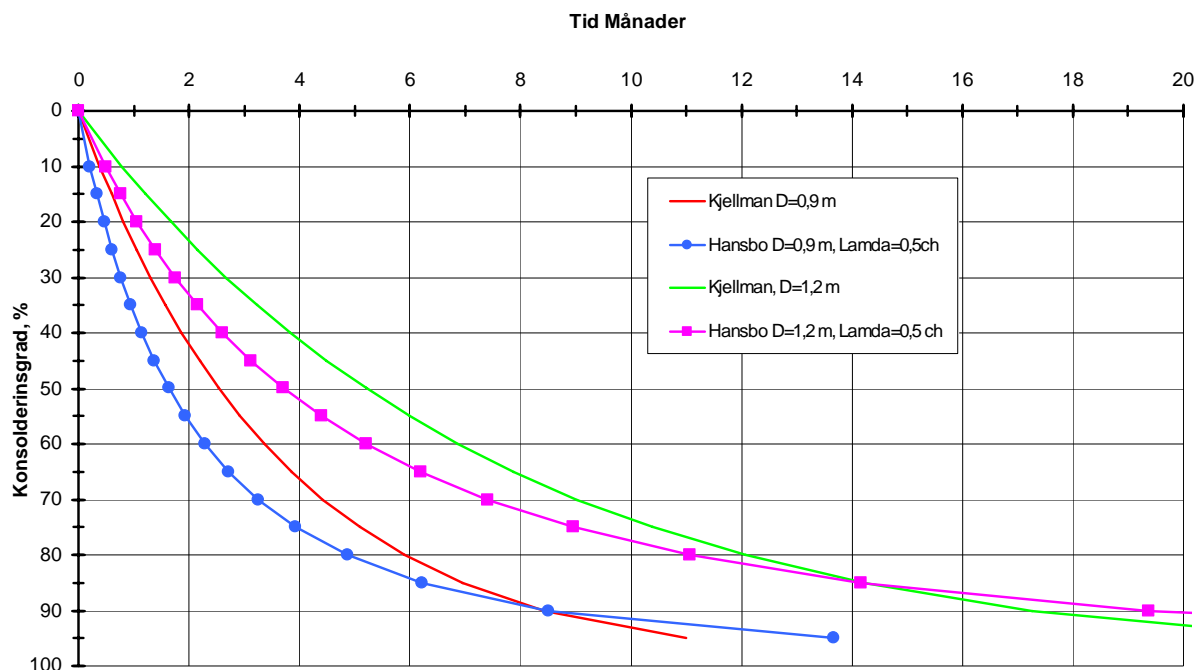
Δu_0 = portrycksökning till följd av yttre belastning

α = en funktion av D/d

$n = 1,5$ (enligt Hansbo)

Konsolideringskoefficienten λ kan enligt Hansbo approximativt sättas lika med c_v .

I Figur 3 jämförs Kjellmans och Hansbos ekvationer för prefabricerade dräner ($d=0,066$ m) med dränavstånd 0,9 m respektive 1,2 m. Konsolideringskoefficienten c_{he} har förutsatts vara 2×10^{-8} m²/sek (0,6 m²/år) och λ har ansatts till 1×10^{-8} m²/sek (0,3 m²/år) och Δu_0 har antagits till 30 kPa.



Figur 3. Jämförelse mellan Kjellmans och Hansbos ekvationer med prefabricerade dräner för dränernas influensdiameter 0,9 m och 1,2 m.

Av Figur 3 framgår att konsolideringsförloppet enligt Hansbo går fortare i början än Kjellmans ekvation men att vid 80 á 90 % konsolidering är resultaten ungefär jämförbara.

Tillämpningen av Hansbos ekvation har emellertid varit mycket begränsad i Sverige. Orsaken är i första hand att ekvationen inte funnits med i anvisningar från de regelskrivande myndigheterna. Vid projektering av vägar på Järvafältet i Stockholm under andra halvan av 1960-talet användes teorin tillsammans med Kjellmans vid några vertikaldräneringar på Hjulstavägen (nuvarande E18) och planerad motorväg E18.

Senaste nytt

Nya studier har visat att permeabiliteten inte är konstant inom den störda zonen (Basu och Prezzi 2009) utan att den ökar successivt med ökat avstånd från dränen. Baserat på fullskaleförsök som presenterats av (Madhav et al 1993) har Basu och Prezzi uttryckt permeabilitetens variation med avståndet från dränen enligt följande:

$$k/k_c = k_s/k_c + (1 - k_s/k_c)(1 - e^{-\alpha \times r/r_{me}})^\beta$$

Där

k = permeabilitet i den störda zonen

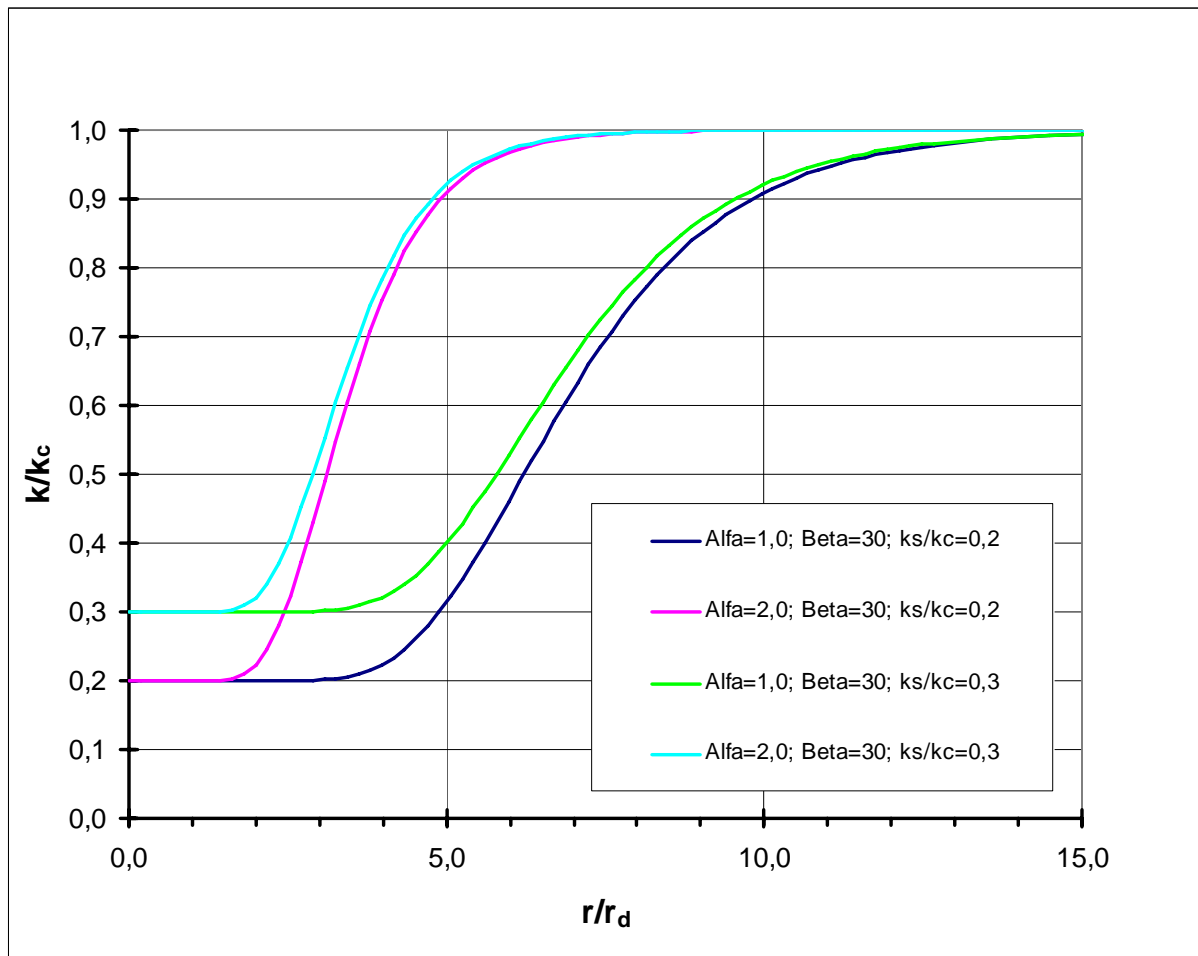
k_c = permeabilitet i den ostörda jorden

k_s = permeabilitet i anslutning till den prefabricerade dränen

r = radiellt avstånd från den prefabricerade dränen

r_{me} = ekvivalent radie för dränröret

Parametern β sätts till värdet 30 medan α kan variera mellan 0,5 och 2,0. Förhållandet k_s/k_c (den maximala nedsättningen av jordens naturliga permeabilitet) sätts till mellan 0,1 och 0,3. Enligt studien varierar α mellan värdet 1 och 2. Nedan illustreras hur ekvationen slår där dränrörets ekvivalenta radie ersatts dränens radie ($r_{me}/r_s = [(140 \times 80)/\pi]^{0,5}/33 = 1,81$).

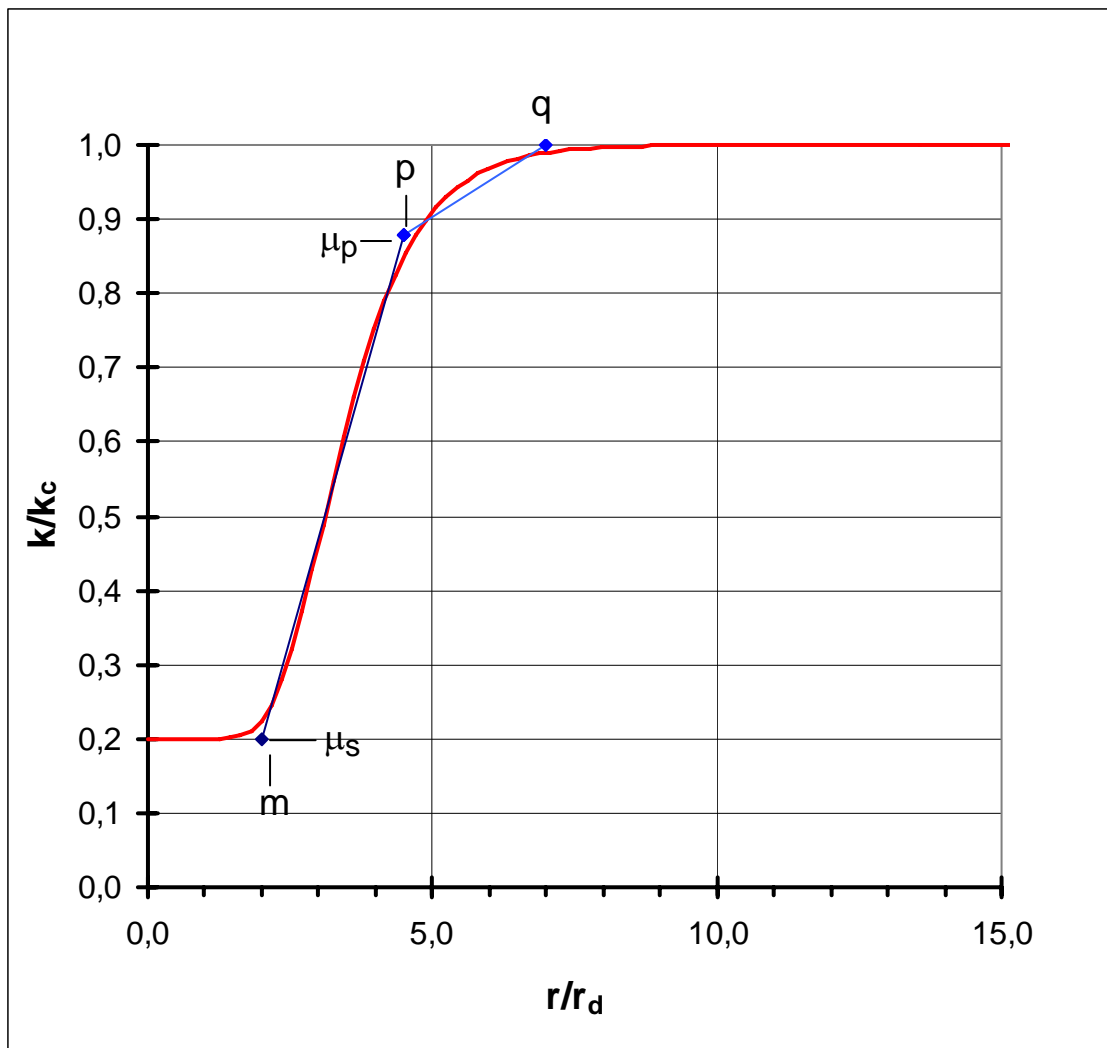


Figur 4. Förhållandet mellan permeabiliteten i den störda zonen och jordens ursprungliga permeabilitet som funktion av avståndet från dränen.

Från Figur 4 kan man se att värdet på α påverkar hur långt från dränen som den maximala reduktionen sträcker sig men också hur omfattande reduktionen blir innan den ursprungliga permeabiliteten återvinns.

Med ett dränrör med måtten $140 \times 80 \text{ mm}^2$ blir dess ekvivalenta radie 60 mm. För en störning som sträcker sig 4 gånger det ekvivalenta dränrörets radie innebär detta att störningen sträcker sig 0,24 m från dränen och om störningen sträcker sig 7,5 gånger det ekvivalenta dränrörets radie sträcker sig störningen 0,45 m från dränen. För ett fall med 0,9 m influensdiameter mellan dränerna innebär det att för fall 1 att det är ca 0,5 m mitt emellan dränerna som inte påverkats av dräninstallationen medan för fall 2 är hela jordvolymen mer eller mindre påverkad av installationen av dränerna. Enligt studien kan effekten av störningen vid installationen av dräner bli så omfattande att störningen överlappar varandra från dräner intill varandra.

Kurvorna i Figur 4 kan förenklat ritas i ett bilinjärt förhållande som i Figur 5. Med dessa beteckningar kan funktionen $F(n)$ uttryckas som:



Figur 5. Bilinjär beskrivning av Figur 4.

$$F(n) = \ln(n/q) + k_s/k_c \times \ln(m + (p-m)/(\eta_s \times p - \eta_p \times m) \times \ln(\eta_s \times p / \eta_p \times m) + (q-p)/(\eta_p \times q - p) \times \ln(\eta_p \times q / p) - 0,75$$

Där

$$m = r_s/r_d$$

$$p = r_p/r_d$$

$$q = r_t/r_d$$

Med $\alpha = 2,0$ och $k_s/k_c = 0,3$ måste c_h vara ca 2,2 gånger större än c_{he} enligt Kjellmans ekvation för att ungefär samma resultat skall erhållas. Om k_s/k_c i stället är $= 0,2$ ökar skillnaden till drygt 3.

Andra tillämpningar

Lösningarna som tagits fram för att dimensionera tiden för att erhålla en viss konsolideringsgrad med vertikala dräner tillämpas även vid dimensionering av konsolideringstiden för djupstabilisering (kalk-cementpelare) och förstärkningar med stenpelare. Skillnaden mellan vertikala dräner och pelare är att pelarna har en betydligt större diameter och är mycket styvare än den naturliga jorden.

I stenpelare utnyttjas normalt ett så genomsläppligt material att hänsyn till strömningsmotstånd i pelarna inte behöver tas. För att ta hänsyn till pelarnas styvhet har lösning på frågan tagits fram av (Han och Ye, 2001).

$$c'_h = c_h \times [1 + n_s \times (1/(n^2-1))]$$

där

c_h = jordens konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression

c'_h = jordens modifierade konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression med hänsyn till jordens genomsnittliga styvhet

$$n_s = \xi \times E_p/E_c$$

n = förhållandet D/d (pelarens influensdiameter/pelarens diameter)

där

$$\xi = [(1+v_c)(1-2v_c)(1-v_p)]/[(1+v_p)(1-2v_p)(1-v_c)]$$

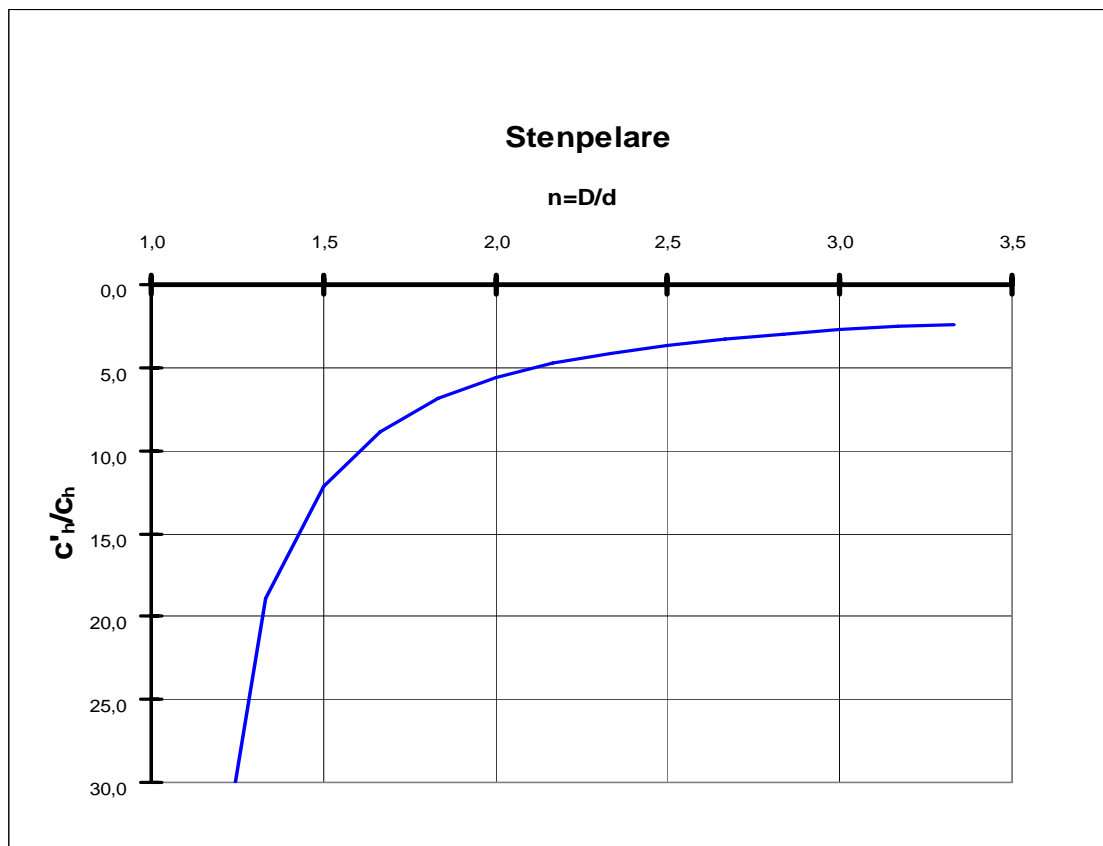
E_p = pelarens elasticitetsmodul

E_c = jordens elasticitetsmodul

v_p = Poissons tal pelaren

v_c = Poissons tal i jorden

Lösningen innebär att c'_h används i t.ex. Hansbos ekvation i stället för c_h . Med Poissons tal i pelarna = 0,15 och i den naturliga jorden = 0,45 varierar förhållandet c'_h/c_h mot $n = D/d$ enligt Figur 6.



Figur 6. Förhållande c'_h/c_h för olika värden på $n=D/d$ med Poissons tal i pelaren = 0,15 och i jorden = 0,45.

För kalk-cementpelare har normalt Hansbos lösning med strömningsmotstånd i pelarna tillämpats utan någon störd zon kring pelarna. Erfarenheten från uppföljningar har visat att beräknade konsolideringsgrader i stort uppnåtts i slutet av förloppet vid användning av förhållandet mellan permeabiliteten i pelaren och i jorden är ca 500 och med $c_h \approx 2 \times c_v$.

Hänsyn till den styvare jorden vid användning av djupstabilisering med kalk-cementpelare kan naturligtvis även göras. Ett alternativt sätt att beräkna c_h är att utgå från den genomsnittliga styvheten i jorden enligt

$$M_m = E_p \times a + (1-a) \times M_j$$

Där

M_m = den förstärkta jordens genomsnittliga kompressionsmodul

E_p = pelarens elasticitetsmodul

M_j = jordens kompressionsmodul

a = pelarnas täckningsgrad

ger

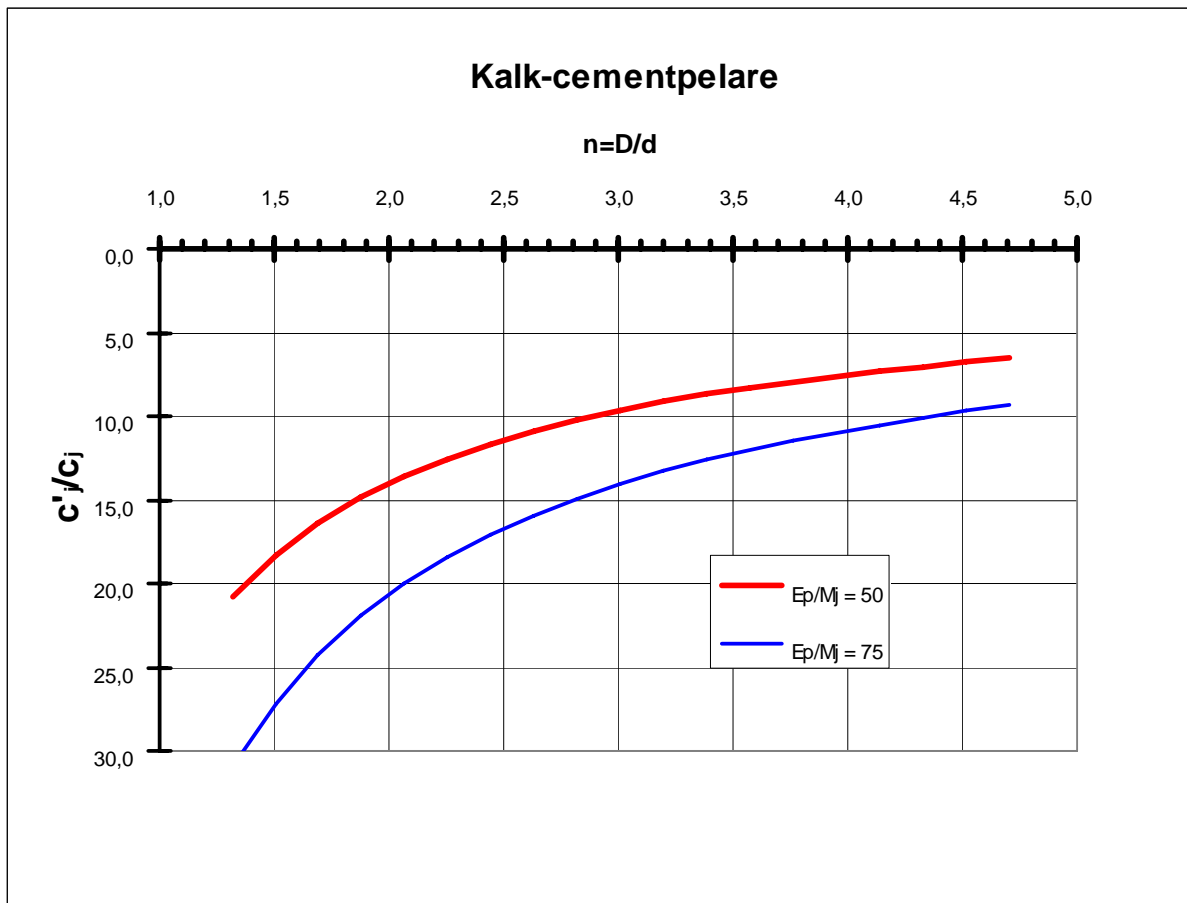
$$c'_h = c_h \times [a \times E_p / M_j + 1 - a]$$

där

c_h = jordens konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression

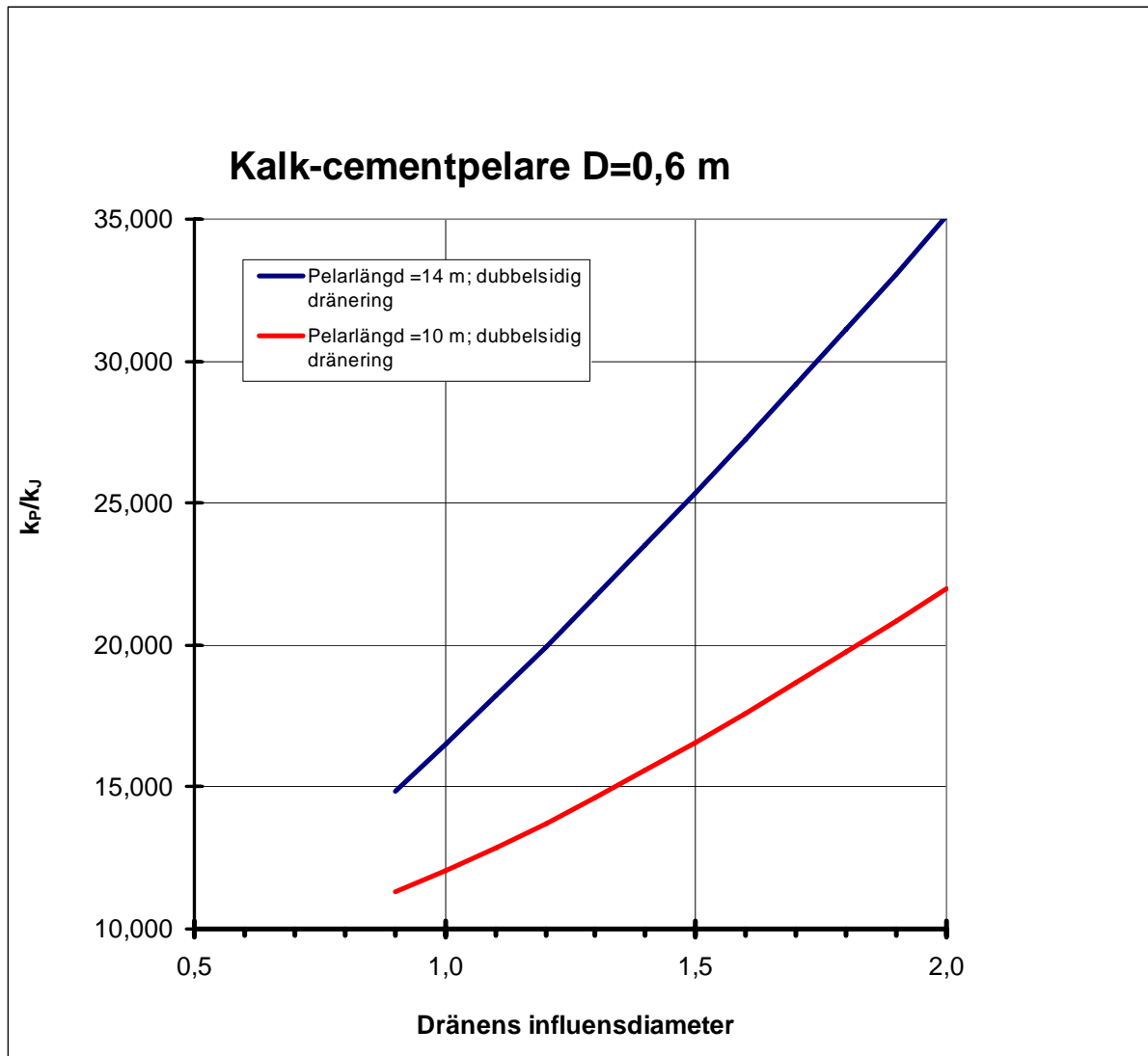
c'_h = jordens modifierade konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression med hänsyn till jordens genomsnittliga styvhet

I Figur 7 visas förhållandet c'_h/c_h som funktion av $n = D/d$ för $E_p/M_j = 50$ och 75 .



Figur 7. Förhållandet c'_h/c_h som funktion $n=D/d$ för $E_p/M_j = 50$ och 75 .

Eftersom erfarenheten från uppföljningar visat att beräknade konsolideringsgrader i stort uppnått i slutet av förloppet vid användning av förhållandet mellan permeabiliteten i pelaren och i jorden är ca 500 och med $c_h \approx 2 \times c_v$ kan man inte använda det nya c'_h utan att justera förhållandet k_p/k_j .



Figur 8. Värden på k_p/k_J med $E_p/M_j = 50$ för beräkning av c'_h/c_h enligt ovan för att få samma konsolideringsgrad vid samma tid som om $k_p/k_J = 500$.

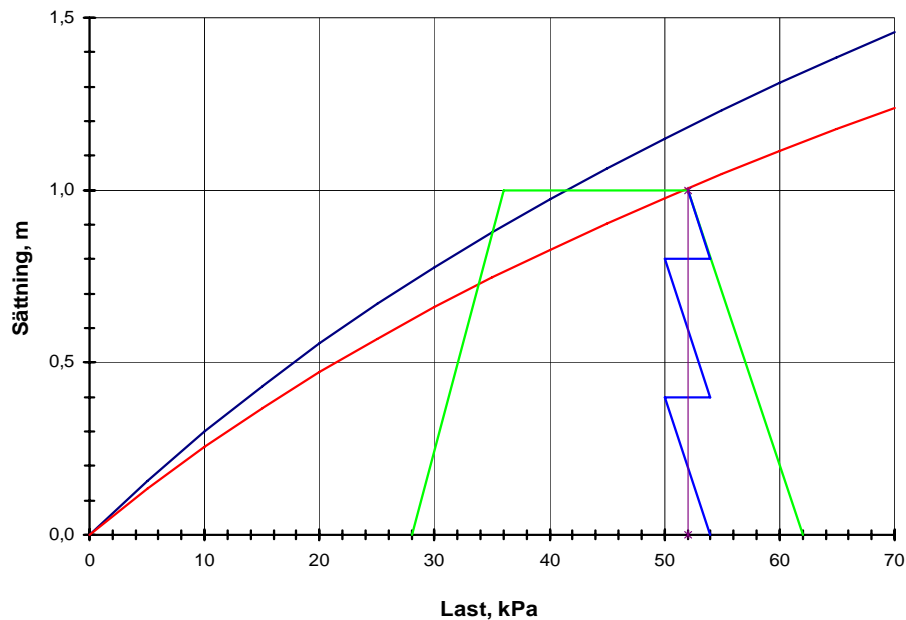
Som framgår av Figur 8 reduceras förhållandet k_p/k_J till mellan 12 och 25 för vanliga avstånd mellan dränerna i stället för 500 som används utan att utnyttja jordens ökade styvhet.

Med hänsyn till att antalet utvärderingar av sättningsförlopp är begränsade finns i dag ingen anledning att ändra på det vanliga sättet att hantera tidsförloppet vid förstärkningar med kalk-cementpelare.

PRAKTISK DIMENSIONERING

Under perioden 1940 till 1980 utfördes den övervägande delen av alla dimensioneringar enligt Kjellmans ekvation. Detta innebar att det var en obekant egenskap, c_{he} , som skulle bestämmas. Ofta sattes $c_h \approx 1,5$ å $2,0 \times 10^{-8}$ m²/sek (0,45 å 0,6 m²/år). Med denna genomsnittliga konsolideringskoefficient blir dränavståndet mellan 1,2 och 1,4 m för att erhålla en konsolideringsgrad mellan 85 och 90 % för en tid på 18 månader.

När Statens Vägverket kom med sina anvisningar 1969 (Statens Vägverk 1969), författad av Bernt Jacobson, föreskrev också den Kjellmans ekvation. En nyhet som infördes var att överlasten skall justeras under liggtiden så att belastningen blev så konstant som möjligt.



Figur 9. Belastningens utformning för att med vertikaldränering ta ut sättningarna för en slutlig belastning av 28 kPa.

Jacobsons tanke var att genom att sträva efter att hålla belastningen så konstant som möjligt följer det bättre Terzaghis antaganden i sin konsolideringsekvation, samtidigt som utvärderingen av dräneringens funktion underlättas. Detta innebär att i exemplet i Figur 9 skulle man följa den blå belastningslinjen och inte den gröna med start vid 62 kPa som tidigare alltid gjort.

När Vägverket, (1987), reviderade sin anvisning från 1969 (Vägverket 1989), infördes ekvationen där en störd zon kring dränen skulle förutsättas. Däremot togs kravet på att belastningen skulle hållas så konstant som möjligt bort. Vägverkets ekvation för $F(n)$ är en förenkling av Hansbos lösning:

$$F(n) = n^2/(n^2 - 1) \times [\ln(n/s) - 0,75 + k_c/k_s \times \ln s]$$

För att underlätta den praktiska dimensioneringen föreskrevs att

d_s = störda zons diameter är = $2 \times d$ (dränens diameter)

k_s = permeabilitet i den störda zonen är = $1/3$ (ostörda jordens permeabilitet)

c_h = Konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression är = $2,5 \times c_v$ (konsolideringskoefficient för vertikal strömning och vertikal kompression)

I litteraturen anges att den störda zonen kan variera mellan 2 och 5 gånger dränrörets diameter. Med ett dränrör med tvärsnittsarean $140 \times 80 \text{ mm}^2$ blir dränrörets ekvivalenta diameter 0,119 m. Med en störd zon motsvarande 3 gånger dränrörets diameter blir $d_s = 5,4$.

Beträffande k_s anges i litteraturen ofta värden mellan 0,1 och 0,33 gånger den ostörda jordens permeabilitet, k_c . Vägverkets ansats ligger således i området för den minsta inverkan på permeabiliteten.

Hur göra?

Ett stort problem vid dimensionering av en vertikaldränering, är att anta ett värde på den naturliga jordens genomsnittliga konsolideringskoefficient (horisontell porvattenströmning och vertikal kompression) med hänsyn till dess förändring med djupet under markytan. Orsaken är att vi idag inte har en bra metod att bestämma den på laboratoriet. Dessutom skall hänsyn tas till störningen av jordens egenskaper i samband med installationen av dränen. Används dessutom teorin med en störd zon kring dränen skall den störda zonens diameter och jordens permeabilitet inom den störda zonen ansättas.

Normal sett känner vi inte till storleken på konsolideringskoefficienten c_h , den störda zonens diameter eller minskningen av permeabiliteten i den störda zonen. Dessutom blir inte slutresultatet bättre med tre obekanta egenskaper än med en.

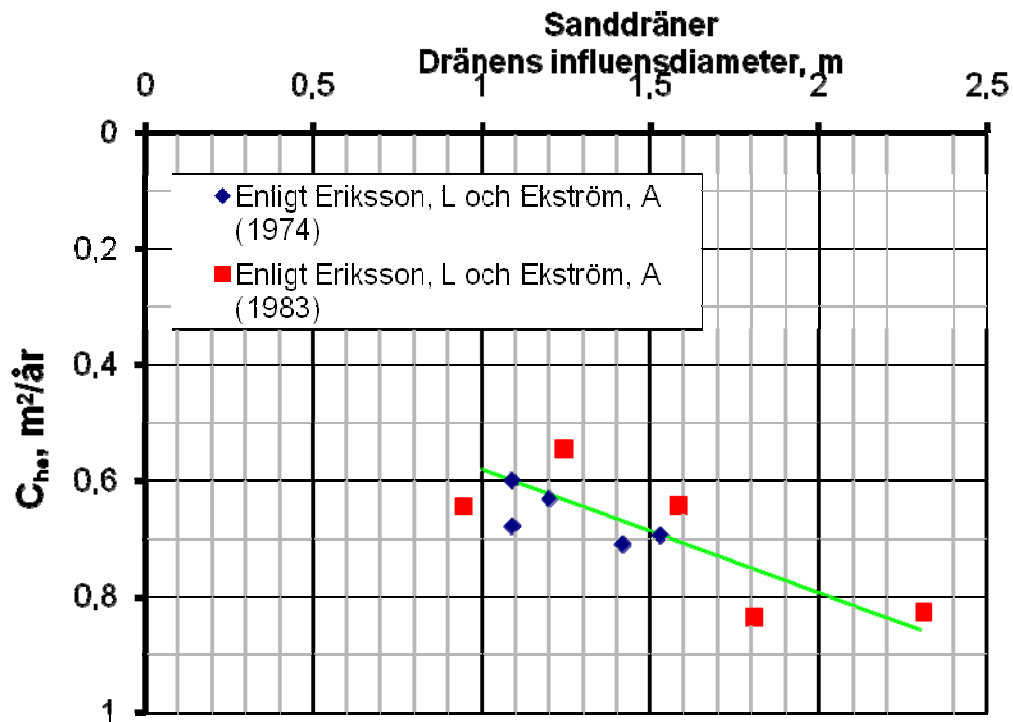
Ett bättre sätt att utföra dimensioneringen är att, som SGI gjorde i början av 1970-talet, utvärdera c_{he} med Kjellmans ekvation från utförda vertikaldränningar och använda detta resultat.

Sanddräner

Fram till början av 1970-talet utfördes dimensioneringar av vertikaldränningar på SGI med Kjellmans ekvation och med den genomsnittliga konsolideringskoefficienten motsvarande $c_{he} \approx 1,5 \text{ } \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sek}$ (0,45 å 0,6 $\text{m}^2/\text{år}$). Med denna genomsnittliga konsolideringskoefficient blir dränavståndet mellan 1,2 och 1,4 m för att erhålla en konsolideringsgrad mellan 85 och 90 % för en tid på 18 månader.

För att kontrollera funktionen av vertikaldränningar gjorde SGI en uppföljning av utförda vertikaldränningar med sanddräner för vägar i början av 1970-talet (Eriksson och Ekström 1975). Utvärderingen baserades på mätta sättningar i hela jordprofilen varifrån konsolideringsgraden beräknades efter det att kurvorna extrapolerats enligt en metod framtagen av Sten Odenstad vilken är en analytisk metod liknande Asaokas grafiska metod (Eriksson och Fallsvik 1984). Med konsolideringsgraden vid olika konsolideringstider, beräknades sedan den genomsnittliga konsolideringskoefficienten i horisontell riktning för hela jordlagret.

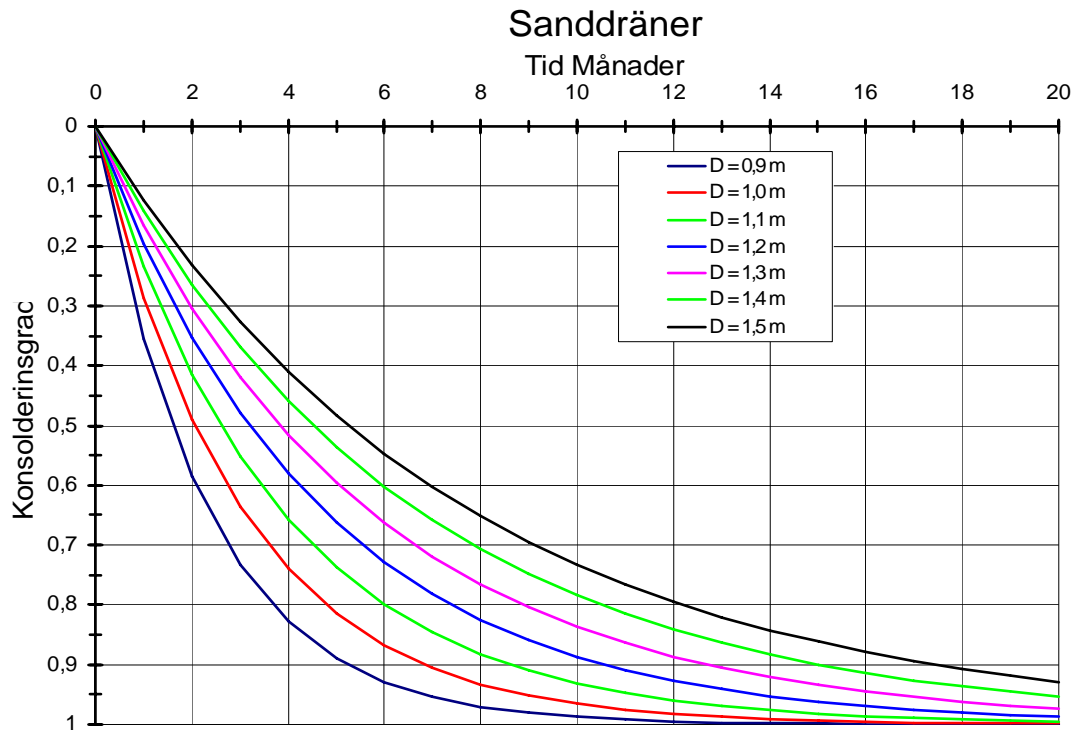
Resultatet av utvärderingen har sammanställts i Figur 10 tillsammans med resultat från Skå-Edeby och resultatet presenterades 1983 (Eriksson och Ekström 1983).



Figur 10. Utvärderad konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression från sättningsuppföljning av objekt där sanddräner använts.

Av figuren framgår en ökning av den genomsnittliga konsolideringskoefficienten med en ökning av dränens influensdiameter. Detta resultat är helt logiskt eftersom effekten av störningen kring dränen vid installationen minskar när avståndet ökar mellan dränerna.

Med c_{he} enligt den gröna linjen i Figur 10 visas i Figur 11 tid-konsolideringskurvor för dränens influensdiameter mellan 0,9 m och 1,5 m.



Figur 11. Konsolideringsgrad mot tid för sanddräner med diametern 0,16 m med c_{he} enligt Figur 10.

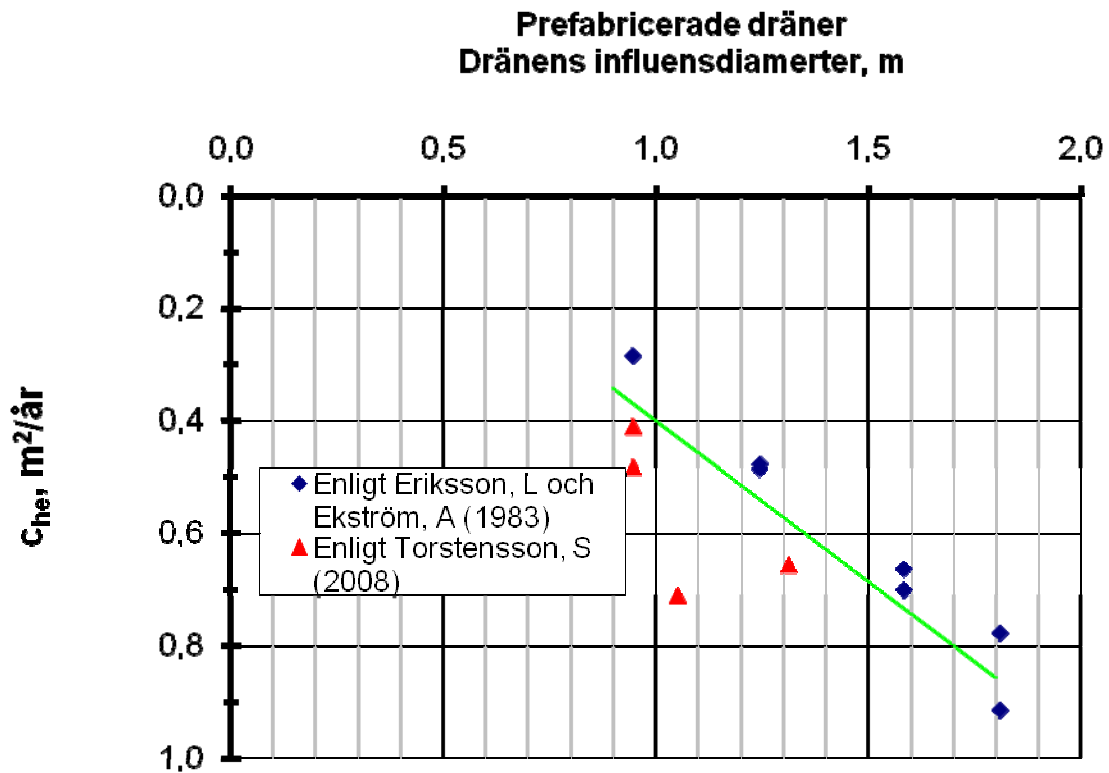
Prefabricerade dräner

Vid mitten av 1970-talet pågick en debatt vilken av de två svenska dränerna Geodrain eller Alidrain som var effektivast sinsemellan och i förhållande till sanddräner.

Med anledning av denna diskussion utförde SGI en studie där sanddräner, Alidrain och Geodrain installerades med tre olika dränavstånd nämligen 1,1 m, 1,4 m och 1,6 m (Eriksson och Ekström 1983).

Utvärderingen baseras på mätta sättningar i hela jordprofilen varifrån konsolideringsgraden beräknades efter det att kurvorna extrapolerats enligt Asaokas grafiska metod (Eriksson och Fallsvik 1984). Med konsolideringsgraden från olika konsolideringstider beräknades sedan den genomsnittliga konsolideringskoefficienten i horisontell riktning baserat på Kjellmans teori. Resultatet av utvärderingen visar, vilket man kunde förvänta sig, att det inte är någon skillnad mellan de två prefabricerade dränerna i svenska kohesionsjordar.

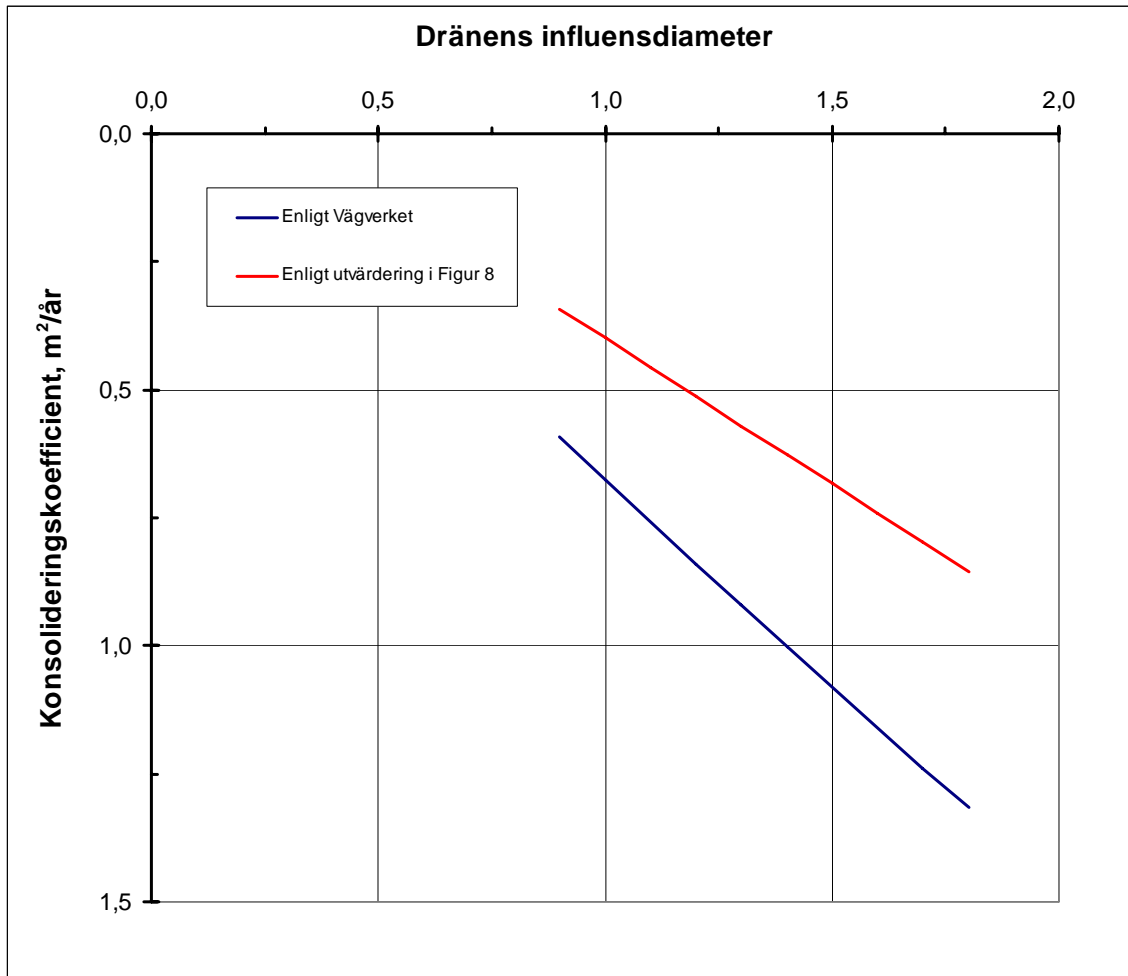
Resultatet av ovanstående utvärdering tillsammans med resultat presenterade av Torstensson (Torstensson 2008) har sammanställts mot dränens influensdiameter i Figur 12.



Figur 12. Utvärderad konsolideringskoefficient för horisontell strömning och vertikal kompression från sättningsuppföljning av vägobjekt där prefabricerade dräner använts.

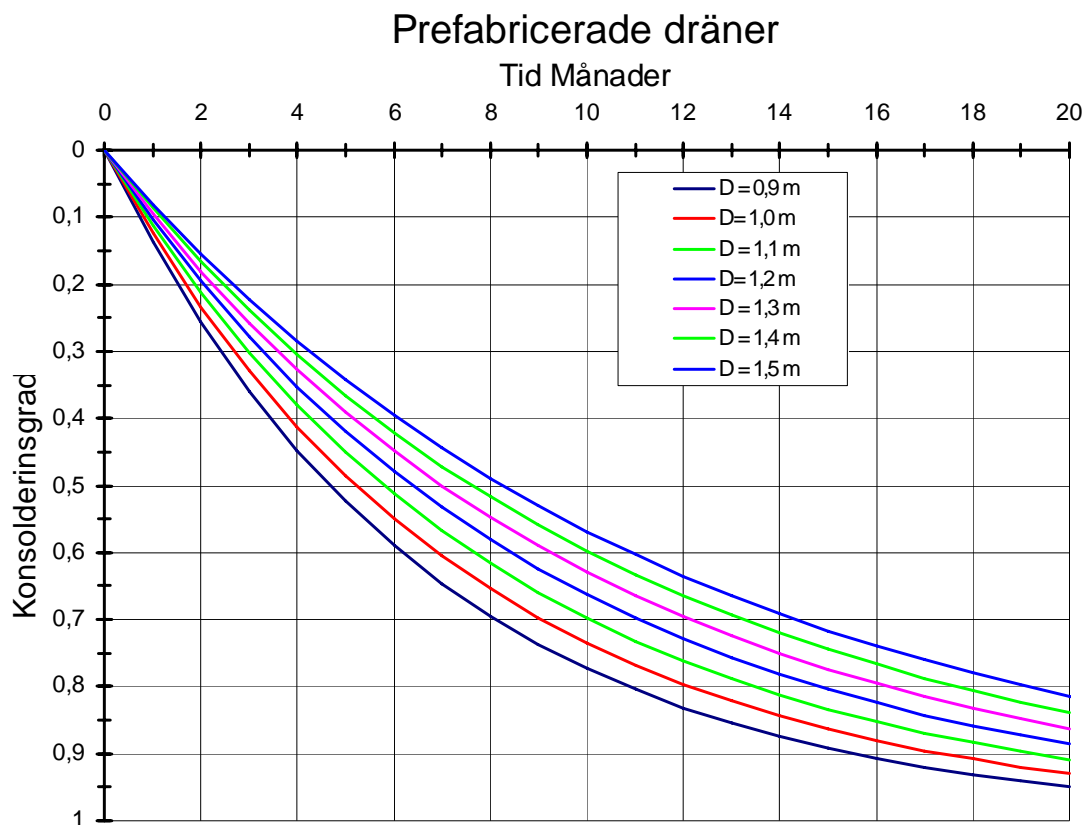
Sammanställningen visar en förhållandevis stor ökning av konsolideringskoefficienten med ökning av dränens influensdiameter.

Om man i stället för Kjellman ekvation skulle använda den som Vägverket förordar tillsammans med deras värden på d_s och k_s blir erforderliga värden på konsolideringskoefficienten enligt Figur 13.



Figur 13. Jämförelse mellan Vägverkets regler och de som erhållits från utvärdering av utförda vertikaldränningar baserat på Kjellmans ekvation för prefabricerade dräner med $d = 0,066$ m.

Med c_{he} enligt den gröna linjen i Figur 12 visas nedan i Figur 14 tid-konsolideringskurvor för dränens influensdiameter mellan 0,9 m och 1,5 m.



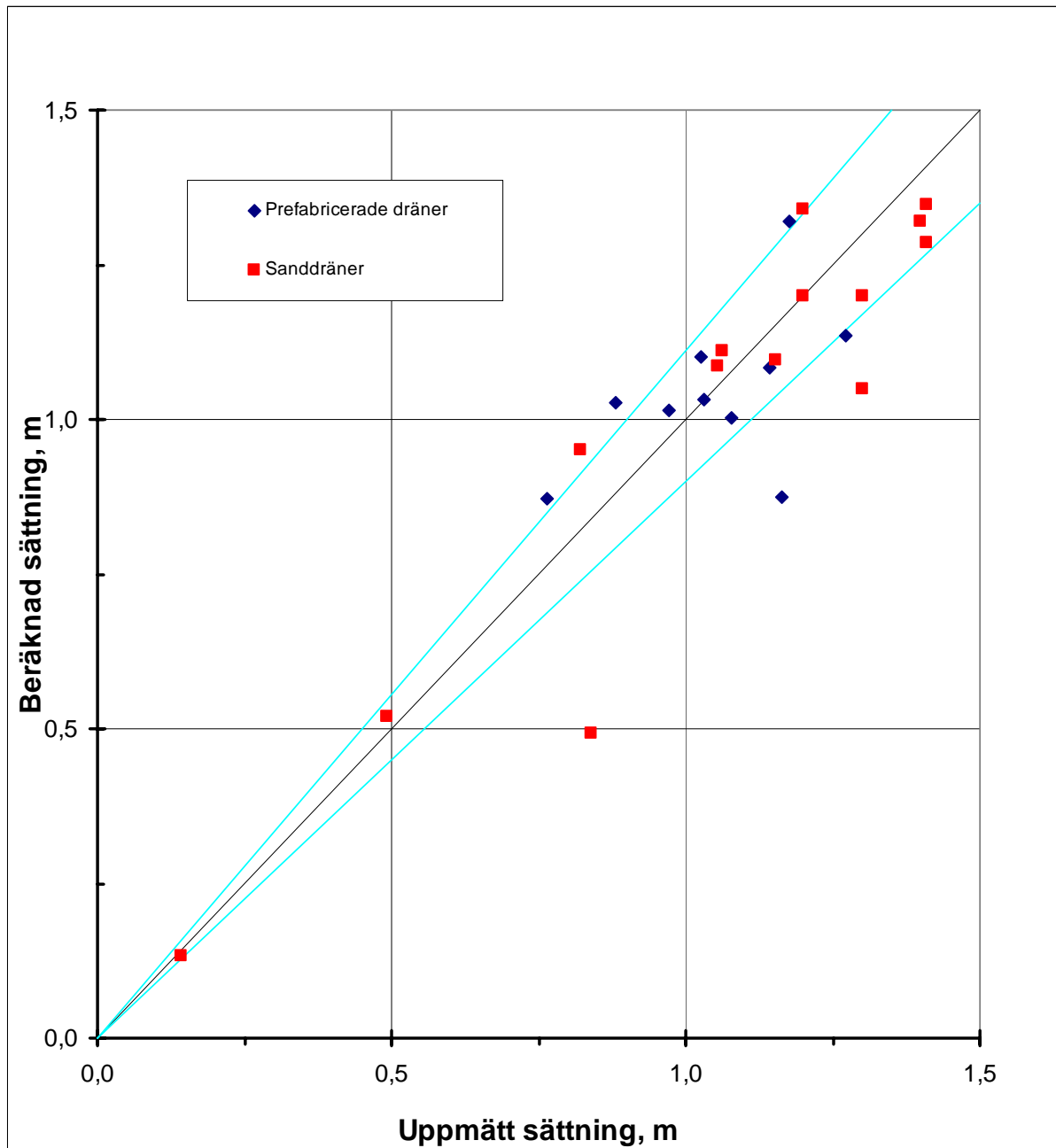
Figur 14. Konsolideringsgrad mot tid för prefabricerade dräner med c_{he} enligt Figur 12.

SÄTTNINGAR

Sättningens storlek beräknas på vanligt sätt baserat på resultaten från ödometerförsök, vanligen CRS-försök. På 1970-talet diskuterades det om störningen av den naturliga jorden vid installation av dränerna påverkade förkonsolideringsspänningen och kompressionsmodulen. En uppföljning utfördes på en vägsträcka där förkonsolideringsspänningen motsvarade jordens totalspänning. Fyllningen var ca 3,5 m tjock. Uppföljningen av markytans sättning motsvarade i stort de beräknade sättningarna utifrån utförda ödometerförsök.

I normalkonsoliderade eller svagt överkonsoliderade jordar kan man utgå från att jordens förkonsolideringsspänning liksom kompressionsmodulen direkt däröver påverkas. Däremot vet vi att en störning i stort sett inte förändrar kompressionsmodulen över σ'_L . Eftersom tillskottsspänningen från fyllning vanligen överstiger σ'_L bör de verkliga sättningarna i stort motsvara de som erhålls vid beräkning med resultat från ödometerförsök på bra prover. Den ökning av porvattentrycket som dräninstallationen genererar kommer, med hänsyn till att jorden nu befinner sig i en överkonsoliderad fas, att utjämnas inom en å två månader.

I Figur 15 visas uppmätta sättningar mot beräknade som korrigerats för den verkliga belastningen på markytan.



Figur 15. Mätta och beräknade sättningar för ett antal vertikaldränningar med sanddräner och prefabricerade dräner.

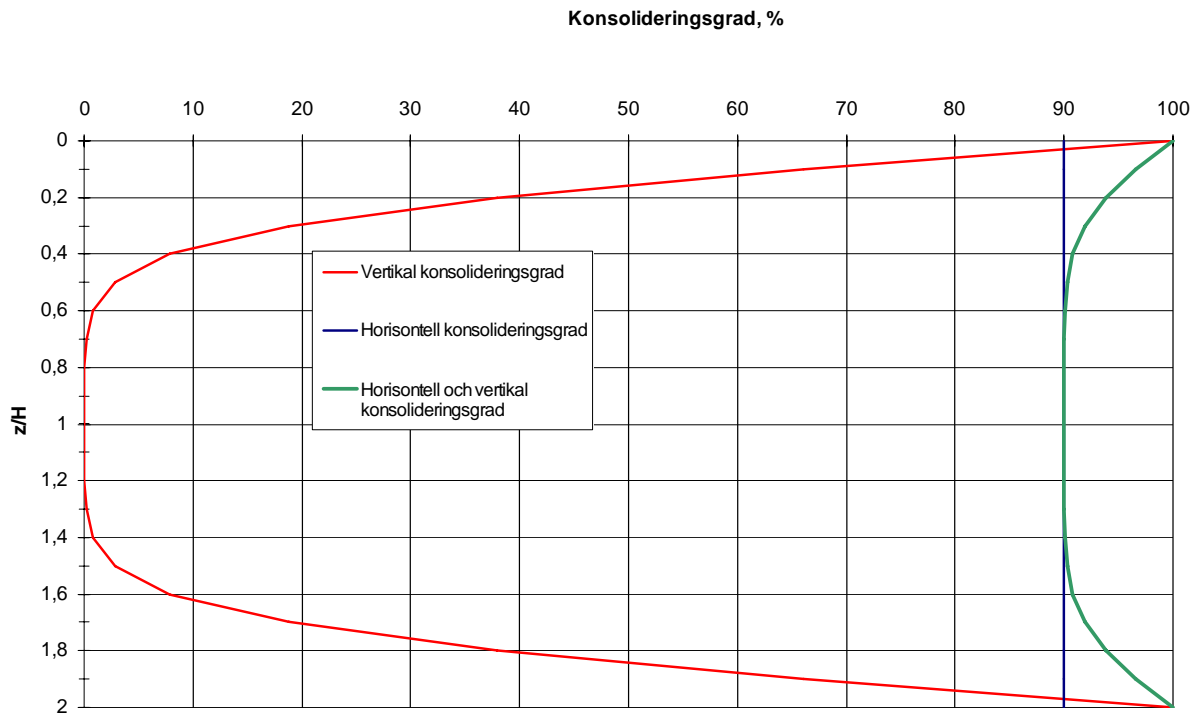
Figuren visar att de mätta sättningarna med några undantag ligger inom $\pm 10\%$ från de beräknade. Dessa resultat visar att i majoriteten av fallen så har de verkliga sättningarna inte eller i relativt liten del påverkas av dräninstallationen.

Utöver konsolideringssättningarna måste även hänsyn tas till eventuella krypsättningar. För att undvika dessa eftersättningar måste den del av överlasten som skall tas bort vara så stor att förkonsolideringsspänningen som fås under konsolideringen är minst 1,25 gånger större än den slutliga effektiva spänningen i hela jordprofilen. I den övre delen av jordprofilen är detta normalt inget problem däremot är det svårt att uppnå detta i den undre delen av jordprofilen. Beräkning av vilken konsolideringsgrad som kan fås i de nere jordlagren kan göras genom att även ta hänsyn till den

vertikala strömningen av porvatten enligt Terzaghis lösning. Konsolideringsgraden på olika djup U_z kan sedan beräknas enligt Carillo

$$U_z = 1 - (1 - U_{hz}) \times (1 - U_{vz})$$

I Figur 16 visas ett exempel på hur den vertikala porvattenströmningen inverkar på den totala konsolideringsgraden. Konsolideringskoefficienten c_v har valts till $2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sek}$ ($0,6 \text{ m}^2/\text{år}$) och konsolideringsgraden från horisontell konsolidering $U_v = 90 \%$.



Figur 16. Exempel på hur inverkan av vertikal konsolidering påverkar den totala konsolideringsgraden mot relativa djupet under markytan vid dubbelsidig konsolidering.

Av Figur 16 framgår att effekten av den vertikala konsolideringen på den totala konsolideringsgraden är relativt begränsad.

UPPFÖLJNING

Ytor där vertikaldränering utnyttjas för att påskynda konsolideringsförloppet kräver aktiv design baserat på uppföljning. Utvärdering av vertikaldräneringens funktion görs från mätta sättningar och mätta porvattentryck. Dessutom bör mätning av vattentrycket i dräneringsbädden utföras för kontroll av dess funktion.

Sättningar

Sättningsförloppet följs upp genom att mäta markytans sjunkning mot tiden. Antingen används markpegel eller också läggs plastslagar tvärs banken i vilken nivåförändringen mäts med en särskild utrustning (slangsättningsmätare) längs slangen.

Från de mätningar som utförs skall geoteknikern vid olika tidpunkter avgöra om sättningsförloppet följer det projekterade. Detta görs t.ex. genom att extrapolera sättningskurvan enligt t.ex. Asaoka så att

slutsättningen bestäms. Med kunskap om slutsättningen kan konsolideringsgraden beräknas vid olika tidpunkter. Den på så sätt beräknade konsolideringsgraden kan nu jämföras med den dimensionerade.

Problemet med detta förfarande är noggrannheten av sättningsmätningarna (Eriksson och Fallsvik 1984) liksom att belastningen på jorden hela tiden minskar med sättningen (om inte överlasten kompletteras under liggtiden).

Reduktionen av belastningen på grund av inträffad sättning innebär att slutsättningen för den existerande lasten minskar. Konsekvensen av detta blir att plottningen enligt Asaoka inte blir en rät linje utan med en viss krökning. Resultatet av extrapoleringen enligt Asaoka blir att slutsättningen närmar sig den som motsvaras av belastningen i slutet av konsolideringsförloppet. Detta för med sig att den beräknade konsolideringsgraden blir större än vad den i verkligheten är och skillnaden ökar ju tidigare i förloppet som beräkningen utförs. En för stor konsolideringsgrad ger för höga värden på konsolideringskoefficienten c_{he} .

Portryck

Portrycken mäts med filterspetsar på olika djup under markytan i slutna system. Vid utvärdering av porvattenövertrycket vid en viss tidpunkt måste hänsyn tas till att filterspetsens läge förändras med inträffad sättning samt att vertikalspänningsökningen på filternivån påverkas av att belastningen minskar med inträffad sättning. För att kunna vara säker på att kunna utvärdera porvattenövertrycket på ett riktigt sätt bör en portrycksstation även finnas utanför den aktuella uppfyllningen, så att det aktuella normala portrycket kan bestämmas.

Dränbäddens funktion

För att en vertikaldränning skall fungera som avses förutsätts att det porvatten som strömmar upp till dräneringsbädden verkligen kan dräneras bort. Lämpligen löses detta genom att dräneringsslangar läggs i dränbädden som dras ut i lågpunkten. För att verkligen förvissa sig om funktionen installeras öppna grundvattenrör i dränbädden. På så sätt kan man snabbt se om dräneringen fungerar.

REFERENSER

- Barron, R.A. (1944).** The Influence of Drain Wells on the Consolidation of Fine-Grained Soils. Diss. Providence, U. S. Engng. Office.
- Barron, R.A. (1947).** Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Proc of the American Soc. Civ. Engrs. June 1947, p 811-835.
- Barron, R.A. (1948).** Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. American Soc. Civ. Engrs. Paper No 2346 (with discussions).
- Basu, D. and Prezzi, M. (2009).** Design of prefabricated vertical drains considering soil disturbance. Geosynthetics International, vol 16, no 3, pp 147-157.
- Eriksson, L. och Ekström, A. (1975).** Erfarenheter av vertikaldränning som jordförstärkningsmetod vid vägbyggnad. NGM 1975, Vol 1, pp 215-226.
- Eriksson, L. och Ekström, A. (1983).** The Efficiency of Three Different Types of Vertical Drain – Results from a Full-scale Test. Improvement of Ground. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki May 1983. Proceedings Vol. 2, pp 605-610.

- Eriksson, L och Fallsvik, J (1984).** Metoder för kontroll av sättningsförlopp. NGM 1984, Vol. 1, s 461–469.
- Han, J. and Ye, SL.(2001).** Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundation. Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering. June 2001, s 597-603.
- Hansbo, S. (1960).** Consolidation of Clay, with special reference to influence of vertical Sand Drains. A Study Made in Connection with Full-Scale Investigations at Skå-Edeby. Swedish Geotechnical Institute Proceedings No 18.
- Hansbo, S. (1979).** Consolidation of clay by bandshaped prefabricated drains. Ground Engineering 1979, vol 12, no 5, pp 16-25.
- Hansbo, S. (1981).** Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. International conference on soil mechanics and foundation engineering, 10, Stockholm, June 1981. Proceedings, Vol. 3, 1981, pp 677-682
- Kjellman, W. (1948).** Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs. Vol. 113. Contribution to the discussion.
- Kjellman, W. (1949).** Djupdräneringsmetoden. Statens geotekniska institut. Meddelande nr 2, s 21-35.
- Larsson, R. (1981).** Drained behaviour of Swedish clays. SGI Report no 12. Linköping, 157 s.
- Madhav, MR., Park, Y-M. and Miura, N. (1993).** Modelling and study of smear zones around band shaped drains. Soils and Foundation, 33, no 4 pp 135-147.
- Porter, OJ. (1936).** Studies of fill construction over flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, Cambridge, Mass, June 22-26, 1936. Proceedings, vol. 1, pp 229-235.
- Statens Vägverk (1969).** Vertikaldränering. Anvisningar 1.69 TV 106.
- Torstensson, S (2008).** Djupstabilisering av lös lera genom förbelastning i kombination med vertikaldränering – Aktiv-designkoncept i teori och praktik. Kungliga tekniska högskolan. Avd. för Jord- och byggmekanik. Examensarbete 08/08.
- Vägverket (1989).** Vertikaldränering. Handbok. Publ. 1987:30.



Statens geotekniska institut
Swedish Geotechnical Institute

SE-581 93 Linköping, Sweden

Tel: 013-20 18 00, Int + 46 13 201800

Fax: 013-20 19 14, Int + 46 13 201914

E-mail: sgi@swedgeo.se Internet: www.swedgeo.se