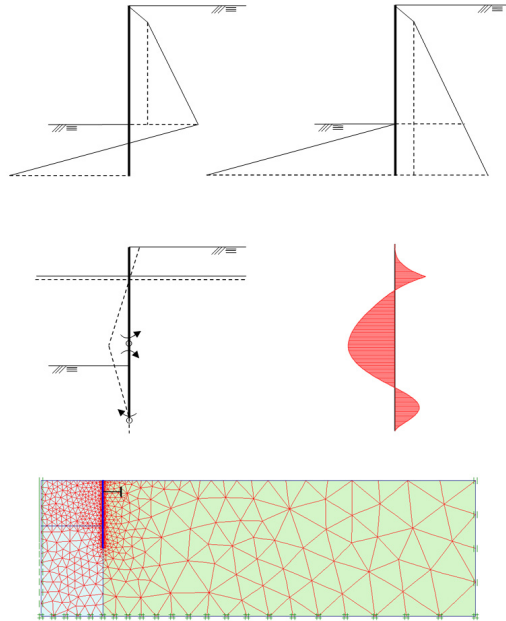




LUND
UNIVERSITY



MOMENTREDUKTION I SPONTVÄGG

RIKARD NAGY

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

Department of Construction Sciences
Structural Mechanics

ISRN LUTVDG/TVSM--10/5166--SE (1-96)
ISSN 0281-6679

MOMENTREDUKTION I SPONTVÄGG

Master's Dissertation by
RIKARD NAGY

Supervisors:

Ola Dahlblom, Professor,
Div. of Structural Mechanics

Håkan Camper, M.Sc.,
Skanska Sverige AB

Anders Kullingsjö, PhD,
Skanska Sverige AB

Examiner:

Per Johan Gustafsson, Professor,
Div. of Structural Mechanics

Copyright © 2010 by Structural Mechanics, LTH, Sweden.
Printed by Wallin & Dalholm Digital AB, Lund, Sweden, March, 2010 (P).

For information, address:
Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: <http://www.byggmek.lth.se>

Förord

Den här rapporten är en del av ett examensarbete som utfördes på avdelningen för Byggnadsmekanik vid Lunds Tekniska Högskola under hösten 2009 och vintern 2010. Examensarbetet är utfört i samarbete med Skanska Sverige AB.

Jag vill passa på att tacka avdelningen för Byggnadsmekanik och då främst min handledare Ola Dahlblom. Sedan vill jag tacka alla på Skanska Teknik och framförallt mina handledare Håkan Camper och Anders Kullingsjö. Utan mina handledare och deras kunskap, hjälp och entusiasm hade detta arbetet inte gått att genomföra.

Jag vill även passa på att tacka alla vänner som förgyllt min studietid och den största tacksamheten ger jag till Zandra och min familj för allt stöd ni givit.

Lund, januari 2010

Rikard Nagy

Abstract

The thesis deals with the phenomenon of moment reduction. The reduction occurs when a sheet pile wall deforms and forces of the soil are redistributed.

Four different methods of designing sheet pile walls are treated that in different ways lead to a design moment. Three out of these design methods are made by hand calculations and the fourth is a comparative assessment carried out in the finite element program PLAXIS.

Two of these calculation methods are based on the moment reduction chart that was developed by Peter Walter Rowe in 1952. The flexibility, that is how stiff the sheet pile wall is in relation to its height, determines, along with packing of the soil, which reduction that may be done.

The first out of these two methods was made by Rowe himself. He based his calculations on the assumption that the sheet pile wall had adhesion to the soil on the side of the wall where the active soil pressure appeared. On the other side of the sheet pile wall, where passive pressure is mobilized, there was no adhesion between wall and soil, and also a reduction was made of the calculated load capacity in order to obtain a safety margin. In addition to this, a force caused by friction between the foot of the sheet pile wall and soil, can be added. This force depends on the vertical loading that acts on the sheet pile wall.

The second method is according to the Swedish book *Sponthandboken* where the calculations are carried out with the assumption that there is no adhesion at all between the sheet pile wall and the soil. This leads to bigger loading effects on the side of the wall where one has active soil pressure and the resistance offered by the passive soil pressure becomes less than when one has adhesion between the wall and soil. This leads to design moments that are overvalued and it also leads to overestimating the depth that the sheet pile wall needs to be a stable construction.

The third method is according to Jørgen Brinch Hansen's theory. The design moments are obtained by making an assumption about how the sheet pile wall will collapse. These assumptions will lead to displacements and rotations that will occur in the construction, which in return shows how the pressure distribution will work against the sheet pile wall. A calculation made by using this method gives a lower value of the design moment and will also get a smaller depth needed to get a stable sheet pile wall. The calculation made with the assumption that the sheet pile wall will have two points of rotation is the one which gives the best conformity with the comparative calculation.

For comparison, we see that the design method used today, the one presented in *Sponthandboken*, provides almost twice as large design moments than those obtained by an analysis made in PLAXIS. One can also see that the handmade calculations, except the one where *Sponthandboken* is used, give a lower value of the force on the anchorage compared to the ones obtained from calculations made by the program PLAXIS.

Sammanfattning

Examensarbetet behandlar fenomenet momentreduktion. Reduktionen uppstår då en spontvägg deformeras och krafterna i jorden omfördelas.

I arbetet har fyra olika spontdimensioneringsmetoder behandlats som på olika sätt leder till ett dimensionerande moment. Tre av dessa är handberäkningar och den fjärde är en jämförande beräkning som görs i finita elementprogrammet PLAXIS.

Två av handberäkningsmetoderna utgår från de diagram som togs fram av Peter Walter Rowe år 1952. Flexibiliteten, det vill säga hur pass styv sponten är i förhållande till dess höjd, avgör tillsammans med lagringen för jorden vilken reduktion man kan göra.

Den första av dessa två dimensioneringsmetoder har Rowe själv utvecklat. Han baserade sina beräkningar på antagandet att sponten hade vidhäftning mot jord på den sida där det aktiva jordtrycket verkade. På den sida som det bildas passivt, det vill säga mothållande, jordtryck ansågs väggen helt sakna vidhäftning. Det mothållande jordtryckets storlek reduceras sedan för att få en säkerhetsmarginal på resultatet. I tillägg till detta kan man tillgodoräkna sig en kraft som uppstår på grund av att det finns friktion mellan spontfot och jord, denna beror på den vertikala last som verkar på spontväggen.

Den andra metoden är enligt Sponthandboken där spontväggen ses som helt glatt på bägge sidor. På grund av detta blir lasteffekten av det aktiva jordtrycket större och bärförmågan mindre än då vidhäftning mellan spont och jord sker. Detta leder till större dimensionerande moment och större nedslagningsdjup.

Den tredje metoden är enligt Jørgen Brinch Hansens teori. Dimensionerande moment fås genom att göra ett antagande om hur spontväggen kommer att gå till brott. I arbetet behandlas beräkningar gjorda med tre olika antaganden om hur spontväggen går till brott, en där brott sker i jord och två där konstruktionen går till brott. Dessa antaganden kommer att leda till att rörelser och rotationer uppstår i konstruktionen, som i sin tur ger upphov till den tryckfördelning som kommer att verka mot spontväggen. Beräkningar gjorda enligt denna metod ger ett lägre dimensionerande moment och även mindre nedslagningsdjup. Antagandet om att två flytleder bildas i väggen är det som ger bäst överensstämmelse med den jämförande beräkningen.

Vid jämförelse kan man se att den dimensioneringsmetod som används idag, det vill säga den hämtad från Sponthandboken, ger ett nästan dubbelt så stort dimensionerande moment som det som fås av en analys gjord i PLAXIS. Man kan även se att handberäkningar, utom i det fallet där Sponthandboken används, ger ett lägre värde på kraften i förankringen än det som fås vid beräkningar i programmet PLAXIS.

Innehåll

1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod.....	1
1.4 Avgränsningar.....	1
2 JORDMEKANIK OCH GEOTEKNIK	3
2.1 Jordmekanik	3
2.2 Geoteknik	11
3 METODER FÖR SPONTDIMENSIONERING	13
3.1 Rowes momentreduktionskurvor	13
3.1.1 Coulombs jordtrycksteori	13
3.1.2 Free-earth support.....	16
3.1.3 Rowe om momentreduktion	17
3.2 Sponthandboken	23
3.3 Brinch Hansens dimensioneringsmetodik.....	26
3.4 Numerisk beräkning	37
3.4.1 Finita elementmetoden	37
3.4.2 PLAXIS.....	39
4 IDEALISERAT FALL	41
4.1 FEM - simulering.....	41
4.2 Dimensionering enligt Rowe.....	44
4.3 Dimensionering enligt Sponthandboken	51
4.4 Dimensionering enligt Brinch Hansen.....	58
4.4.1 Ingen flytled	58
4.4.2 En flytled.....	65
4.4.3 Två flytleder	72
4.5 Resultat.....	82
5 DISKUSSION	83
6 SLUTSATSER	85
7 REFERENSER	87
7.1 Trycksaker	87
7.2 Websidor	87
7.3 Muntliga kontakter.....	87
APPENDIX A – BRINCH HANSENS DIAGRAM.....	89

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Spontdimensionering är ett komplext område där konstruktionselement samverkar med naturliga jordmaterial. För att en spontvägg ska kunna fungera erfordras det i de flesta fallen att jordens hållfasthet mobiliseras. Detta i sin tur innebär att rörelser i jorden krävs för att åstadkomma en jämvikt i systemet.

Beroende på rörelsebilden kommer jordtrycket mot spontväggen att utvecklas olika. Praxis i Sverige är att dimensionera efter de anvisningar som finns i Sponthandboken. Den dimensioneringsmetodik som finns i Sponthandboken tar med vissa undantag ej hänsyn till konstruktionen.

Spontdimensionering förändras kanske främst genom tillgången till numeriska hjälpmedel men även på grund av att nya normer införs.

1.2 Syfte

Arbetet ska belysa hur sponten och jorden samverkar i brottgränstillstånd. Hur väl stämmer de dimensionerande momenten i spontväggen ifrån de olika spontdimensioneringsmetoderna presenterade av Rowe, Brinch Hansen och Sponthandboken med de som beräknas med avancerade numeriska metoder?

1.3 Metod

Arbetet består av två delar. Det inleds med en litteratursökning och sedan presenteras de kunskaper som krävs för att förstå de olika dimensioneringsmetoderna. Tre olika dimensioneringsmetoder kommer att behandlas och den fjärde jämförande metoden är numeriska beräkningar gjorda i PLAXIS. Andra delen består av beräkningar. Dessa grundas på den information som tagits fram i första delen och kommer sedan att ligga till grund för jämförelse mellan de olika metoderna.

1.4 Avgränsningar

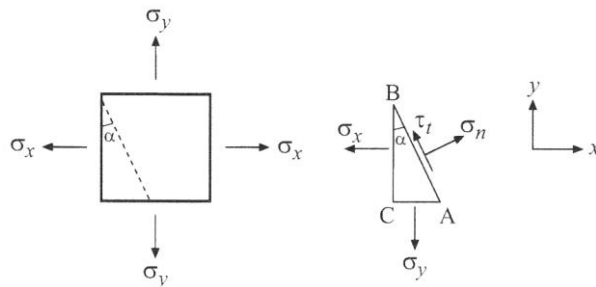
Beräkningarna görs på tvådimensionella modeller, detta är i sig ingen stor begränsning då detta är det vanligaste sättet att utföra geotekniska beräkningar. Spontkonstruktionerna som kommer att studeras kommer endast att ha en förankringsnivå och jorden kommer att vara friktionsmaterial. Beräkningarna görs endast i brottgränstillstånd där i huvudsak momentet i spontväggen kommer att beräknas.

2 Jordmekanik och geoteknik

I detta kapitel ges en introduktion till jordmekaniken och geotekniken som beskriver de jordtryck som uppkommer och de belastningar en spontkonstruktion får utstå.

2.1 Jordmekanik

Till att börja med tittar man på ett litet element med enbart normalspänning. Elementet utsätts för spänningar i två riktningar, x - och y -riktningarna. Spänningarna i en snittyta, som har vinkeln α mot y -axeln och där snittytonas längder betecknas AB , AC och BC studeras. Kraftjämvikt för normalriktningen till det lutande planet ger



Figur 2.1. Ett litet element som utsätts för spänningar i två riktningar [4].

$$(\nearrow); \sigma_n AB - \sigma_x BC \cos\alpha - \sigma_y AC \sin\alpha = 0 \quad (2.1)$$

Divideras nu alla termer med AB och σ_n löses ut får man

$$\sigma_n = \sigma_x \frac{BC}{AB} \cos\alpha + \sigma_y \frac{AC}{AB} \sin\alpha \quad (2.2)$$

Eftersom

$$\cos\alpha = \frac{BC}{AB} \quad \sin\alpha = \frac{AC}{AB} \quad (2.3)$$

kan ekvation (2.2) skrivas som

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2\alpha + \sigma_y \sin^2\alpha \quad (2.4)$$

Samband för cosinus för dubbla vinkeln ger

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos(2\alpha) \quad (2.5)$$

Ekvation (2.5) beskriver normalspänningen i en snittyta med lutningen α genom en punkt. Kraftjämvikt parallellt med snittytan med vinkeln α ger

$$(\curvearrowright); \tau_t AB + \sigma_x BC \sin\alpha - \sigma_y AC \cos\alpha = 0 \quad (2.6)$$

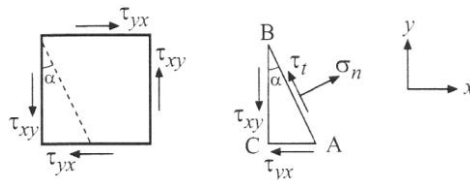
Används nu (2.3) och alla termer divideras med AB får man

$$\tau_t = -\sigma_x \cos\alpha \sin\alpha + \sigma_y \sin\alpha \cos\alpha \quad (2.7)$$

Samband för sinus för dubbla vinkeln ger

$$\tau_t = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin(2\alpha) \quad (2.8)$$

Man väljer att studera samma element och samma snittyta men istället utsätts nu elementet för enbart skjuvspänningar, då får man i det lutande planets normalriktning kraftjämvikten



Figur 2.2. Ett litet element som utsätts för skjuvspänningar [4].

$$(\nearrow); \sigma_n AB - \tau_{xy} BC \sin\alpha - \tau_{yx} AC \cos\alpha = 0 \quad (2.9)$$

Division med AB och användande av (2.3) och att

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad (2.10)$$

ger

$$\sigma_n = \tau_{xy} \cos\alpha \sin\alpha + \tau_{xy} \sin\alpha \cos\alpha = \tau_{xy} \sin(2\alpha) \quad (2.11)$$

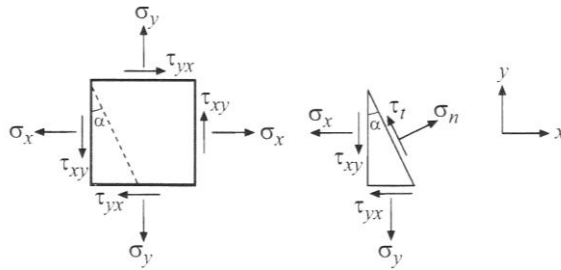
Kraftjämvikt parallellt med snittytan med vinkeln α ger

$$(\curvearrowleft); \tau_t AB - \tau_{xy} BC \cos\alpha + \tau_{yx} AC \sin\alpha = 0 \quad (2.12)$$

Enligt samma resonemang som tidigare samt användning av ekvation (2.3) och (2.10) förenklas (2.12) till

$$\tau_t = \tau_{xy} \cos^2\alpha + \tau_{xy} \sin^2\alpha = \tau_{xy} \cos(2\alpha) \quad (2.13)$$

Kombinerar man fallet för normalspänning med fallet för skjuvspänningar kan man genom superponering av (2.5) och (2.11) samt (2.8) och (2.13) få



Figur 2.3. Ett element som både utsätts för normalspänning och skjuvspänning [4].

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos(2\alpha) + \tau_{xy} \sin(2\alpha) \quad (2.14)$$

$$\tau_t = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin(2\alpha) + \tau_{xy} \cos(2\alpha) \quad (2.15)$$

Dessa ekvationer gäller för transformation vid tvådimensionella spänningstillstånd. Då vinkeln α för det lutande planet ändras så ändras även spänningarna σ_n och τ_t . De vinklar som ger max- och minspänningar för normalspänningarna kallas för huvudspänningar och motsvarande riktningar kallas för huvudriktningar. Även skjuvspänningar får max- och minvärden beroende på vinkeln α . För att ta reda på storleken på huvudspänningar samt max- och minvärden på skjuvspänningarna görs en omskrivning av (2.14) och (2.15).

Man betraktar ekvationerna som harmoniska svängningar och dessa blir då lättare att tolka. Genom sambandet

$$f(\alpha) = A \cos(\omega\alpha) + B \sin(\omega\alpha) = \sqrt{A^2 + B^2} \sin(\omega\alpha + \delta) \quad (2.16)$$

där

$$\sin\delta = \frac{A}{\sqrt{A^2+B^2}} \quad \cos\delta = \frac{B}{\sqrt{A^2+B^2}} \quad (2.17)$$

kan ekvationerna (2.14) och (2.15) nu skrivas

$$\sigma_n(\alpha) = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + A_1 \sin(2\alpha + \delta_1) \quad (2.18)$$

$$\tau_t(\alpha) = A_1 \sin(2\alpha + \delta_2) \quad (2.19)$$

där

$$A_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.20)$$

och

$$\sin\delta_1 = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2A_1} \quad \cos\delta_1 = \frac{\tau_{xy}}{A_1} \quad (2.21)$$

$$\sin\delta_2 = \frac{\tau_{xy}}{A_1} \quad \cos\delta_2 = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2A_1} \quad (2.22)$$

Tittar man närmare på ekvation (2.18) ser man att det är en sinusvängning kring ett konstant värde $\frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y)$. Sinussvängningen, som har amplituden A_1 , får sitt största värde σ_1 respektive minsta värde σ_2 för $\sin(2\alpha + \delta_1) = \pm 1$.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm A_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.23)$$

Med samma resonemang som tidigare kommer man fram till att ekvation (2.19) får sina extremvärden

$$\tau_{max,min} = \pm A_1 = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.24)$$

alternativt kan skjuvspänningen uttryckas i huvudspänningarna

$$\tau_{max,min} = \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (2.25)$$

Ekvation (2.23) ligger till grund för den grafiska representation av sambanden mellan huvudspänningar, normalspänningar och skjuvspänningar i olika snitt som Otto Mohr la fram 1866, kallad Mohrs cirkel. I fortsättningen kommer spänningarna att uttryckas som effektivspänningar, det vill säga det tryck som kan överföras i jordens kornskelett. Dessa får en prim-beteckning och effektivspänningen definieras

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.26)$$

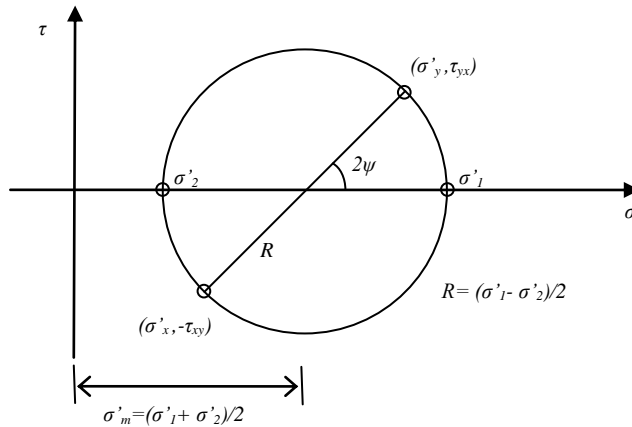
Där u betecknar porvattentrycket i jorden. Alltså är effektivspänningen den totala spänningen i jorden minus porvattentrycket. Cirkelns mittpunkt, se *figur 2.4*, representeras nu av

$$\sigma'_m = \frac{1}{2}(\sigma'_x + \sigma'_y) = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \quad (2.27)$$

och dess radie

$$R = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_x - \sigma'_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.28)$$

Cirkeln ritas upp i x - y planet där huvudspänningarna σ'_1 och σ'_2 svarar mot cirkelns skärning med x -axeln, nu omnämnd σ -axeln. Punkter på cirkeln motsvarar då normalspänningen samt skjuvspänningen i olika snitt i förhållande till huvudspänningarna.

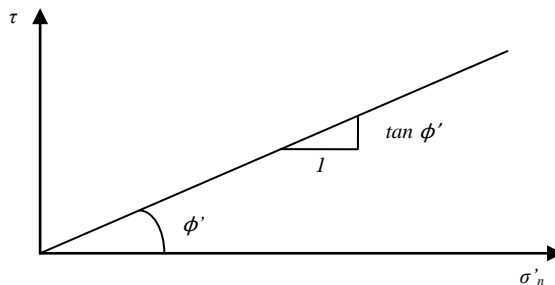


Figur 2.4. Samband mellan huvudspänningar och normalspänningar samt skjuvspänningar, Mohrs cirkel.

Den franske ingenjören C. A. Coulomb fann redan 1773 det linjära sambandet mellan skjuvspänning och effektivtryck. Han undersökte villkoren för att brott skulle uppstå i grovkornig jord och kom fram till att det linjära samband som råder mellan skjuvspänning och normalspänning i brottzoner kunde formuleras

$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan\phi' \quad (2.29)$$

som omnämns som Coulombs brottlag [3]. Lutningen på brottkurvan definierade Coulomb med hjälp av en friktionsvinkel ϕ' som karakteriserade jordmaterialets inre friktionsegenskaper.

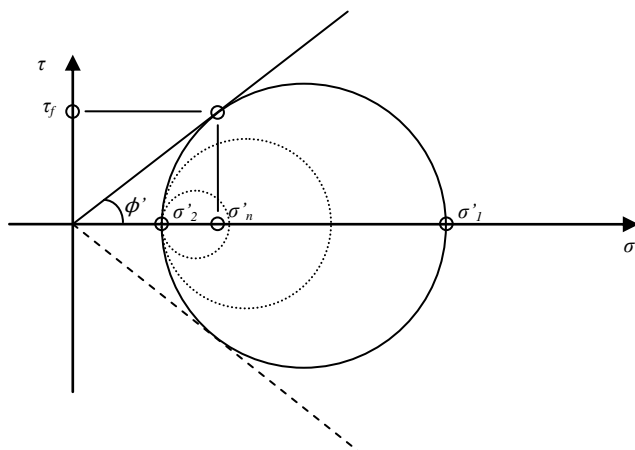


Figur 2.5. Coulombs brottlag, sambandet mellan normalspänning och skjuvspänning.

Otto Mohr använde sig av Coulombs brotteori för att bestämma villkoren för brott samt orienteringen för brottplanet. Mohr ritade in brottlinjen i sina spänningscirklar och därmed formulerades Mohr-Coulombs brotteori:

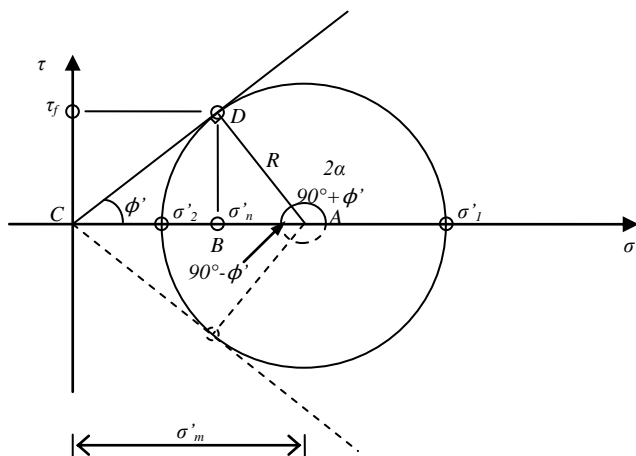
"Brott inträffar för det spänningstillstånd för vilket den största spänningscirkeln precis tangerar Coulombs brottlinje (inritad i Mohr-planet)" [3]

Brotteorin innebär att man kan se vid vilken effektivspänning som brott sker. Utsätter man en cylinderformad provkropp för ett allsidigt tryck och sedan ökar den axiella spänningen men behåller den radiella spänningen kommer spänningscirkeln att växa tills den tangerar Coulombs brottlinje, se *figur 2.6*.



Figur 2.6. Coulombs brottlinje inritad tillsammans med Mohrs cirkel, visar när brott uppstår.

Med hjälp av resonemanget som presenteras i Mohr-Coulombs brotteori kan man bestämma jordens skjuvhållfasthet och brottsnittets orientering, *figur 2.7*.



Figur 2.7. Mohr-plan vid brott.

Sedan tidigare har man cirkelns mitt enligt ekvation (2.27) och dess radie enligt ekvation (2.28). Ur dessa uttryck och *figur 2.7* får man ur triangeln ACD

$$\sin \phi' = \frac{R}{\sigma'_m} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2)}{\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)} \Rightarrow \sigma'_1 = \sigma'_2 \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \quad (2.30)$$

Övergår man till halva vinkeln fås istället

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) \quad (2.31)$$

Omvänt gäller

$$\sigma'_2 = \sigma'_1 \frac{(1 - \sin \phi')}{(1 + \sin \phi')} \quad (2.32)$$

samt

$$\sigma'_2 = \sigma'_1 \cdot \tan^2 (45^\circ - \phi'/2) \quad (2.33)$$

Från *figur 2.7* ser man att vinkeln 2α motsvaras av vinkeln $90^\circ + \phi'$. Detta ger följande

$$\alpha = 45^\circ + \phi'/2 \quad (2.34)$$

Detta är vinkeln där brottsnittet uppstår i jord. En annan möjlighet är också att brott uppstår i vinkeln i motsatt riktning (se *figur 2.7*) det vill säga att brottsnittet alltid uppstår i vinklar $\pm 45^\circ + \phi'/2$ i förhållande till snittet för den största huvudspänningen σ'_1 .

Blandjord, kan man dock inte behandla på samma sätt, utan måste lägga till en term, c , i Coulombs brottlag. Med blandjord menas material som dels har en inre friktionsvinkel samt kohesion. Denna term läggs till för att kunna hantera den initiella skjuvhållfasthet som materialet har utan att det utstår någon belastning. Därför generaliseras Coulombs brottlag till följande

$$\tau_f = c + \sigma'_n \cdot \tan \phi' \quad (2.35)$$

Återigen studeras en spänningscirkel som nu istället tangerar brottlinjen med tillagda kohesionstermen. Cirkelns radie kan fortfarande beskrivas enligt ekvation (2.28) men från *figur 2.8* kan man även se att cirkelns radie, R , kan skrivas som

$$R = \sigma'_m \cdot \sin \phi' + c \cdot \cos \phi' \quad (2.36)$$

Genom sambanden i (2.27) och (2.28) kombinerat med (2.36) kan man uttryckt i huvudspänningar få

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 \frac{(1+\sin \phi')}{(1-\sin \phi')} + 2c \frac{\cos \phi'}{(1-\sin \phi')} \quad (2.37)$$

som efter övergång till halva vinkeln ger

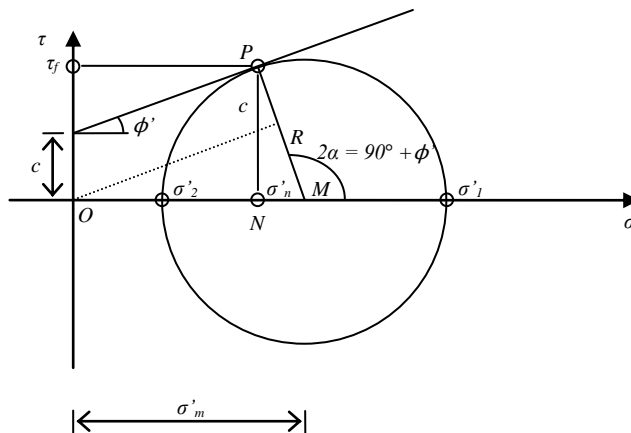
$$\sigma'_1 = \sigma'_2 \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.38)$$

Omvänt gäller

$$\sigma'_2 = \sigma'_1 \frac{(1-\sin \phi')}{(1+\sin \phi')} - 2c \frac{\cos \phi'}{(1+\sin \phi')} \quad (2.39)$$

och

$$\sigma'_2 = \sigma'_1 \cdot \tan^2 (45^\circ - \phi'/2) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.40)$$



Figur 2.8. Mohr-plan vid brott för blandjord.

I figur 2.8 ser man att vinkeln för brottplanet inte har ändrats på grund av att brottlinjen påverkas av kohesionen. Därför är även vinkeln i detta fall för brottsnittet $\alpha = \pm 45^\circ + \phi'/2$ i förhållande med den största huvudspänningen.

Om egentygnden för en jordmassa aktivt medverkar till brott talar man om aktivt brotttillstånd. Detta innebär att riktningen för tyngdkraften sammanfaller med riktningen för den största huvudspänningen σ'_1 , det vill säga om denna riktning är vertikal. I detta fall gäller att vertikalspänningen $\sigma'_y = \sigma'_1$ och horisontalspänningen $\sigma'_x = \sigma'_2$, alltså gäller ekvation (2.31) för friktionsjord

$$\sigma'_y = \sigma'_x \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) \quad (2.41)$$

och för blandjord gäller (2.38)

$$\sigma'_y = \sigma'_x \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.42)$$

Exempel på när jorden befinner sig i ett aktivt brottillstånd är då stödkonstruktioner, typ spont, får utstå tryck från bakomliggande jord.

Skulle egentyngheden i jorden motverka brott kallas detta passivt brottillstånd. I detta fall sammanfaller riktningen för tyngdkraften med den minsta huvudspänningen σ_2 och istället gäller då att $\sigma'_y = \sigma'_2$ och $\sigma'_x = \sigma'_1$. Nu gäller istället ekvation (2.33) för friktionsjord

$$\sigma'_y = \sigma'_x \cdot \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.43)$$

och för blandjord gäller (2.40)

$$\sigma'_y = \sigma'_x \cdot \tan^2(45^\circ - \phi'/2) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.44)$$

Exempel på passivt brottillstånd kan vara då en stödmur rör sig emot jorden.

2.2 Geoteknik

Tidigare har aktivt respektive passivt brottillstånd utretts. Vid dimensionering av geotekniska konstruktioner är det viktigt att känna till det tryck som jorden ger upphov till. I detta kapitel kommer tidigare beskriven brotteori att tillämpas för att bestämma jordtryck.

Det finns tre huvudtyper av jordtryck. Om stödkonstruktionen är stilla och förblir orörlig förblir den stödda jorden i vila, den kommer då inte befinna sig i brottillstånd. Horisontaltrycket som jorden påverkar en konstruktion med kallas då vilojordtryck.

Skulle konstruktionen ge vika och röra sig ifrån jorden så uppstår ett aktivt brottillstånd i jorden. En rörelse motsvarande $H/2000$, där H är stödkonstruktionens höjd, räcker för att aktivt jordtryck uppkommer [1]. Horisontaltrycket som jorden utövar mot konstruktionen kallas då aktivt jordtryck.

Den tredje typen av jordtryck uppkommer då konstruktionen rör sig emot jorden. Då uppstår ett passivt brottillstånd i jorden. Jordtrycket kallas då för passivt jordtryck. Här krävs en rörelse motsvarande $H/500$ för att passivt jordtryck ska uppstå [1].

Det är nu intressant att med hjälp av vertikaltrycket beskriva storleken på horisontaltrycket. Det vill säga det tryck som en stödkonstruktion får utstå.

Det aktiva jordtrycket som jorden utövar på en konstruktion kan beskrivas med ekvation (2.33) där den minsta huvudspänningen är horisontalspänningen σ'_x och den största vertikalspänningen σ'_y . Därmed blir det aktiva jordtrycket i en friktionsjord

$$\sigma'_x = \sigma'_y \cdot \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.45)$$

och för en blandjord enligt ekvation (2.40)

$$\sigma'_x = \sigma'_y \cdot \tan^2(45^\circ - \phi'/2) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.46)$$

De trigonometriska uttrycken i ekvationerna ovan kallas den aktiva jordtryckskoefficienten och ges beteckningen K_A som gäller för både friktionsjordar och blandjordar samt termen K_{AC} som enbart gäller för jord som har kohesion.

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.47)$$

$$K_{AC} = 2 \cdot \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad (2.48)$$

Det passiva jordtrycket beskrivs med hjälp av ekvation (2.31) och den största huvudspänningen i detta fall är horisontalspänningen σ'_x och den minsta är vertikalspänningen σ'_y . Därmed blir det passiva jordtrycket i en friktionsjord

$$\sigma'_x = \sigma'_y \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.49)$$

och för en blandjord enligt ekvation (2.38)

$$\sigma'_x = \sigma'_y \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.50)$$

Nu uttrycks de trigonometriska termerna

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.51)$$

$$K_{pC} = 2 \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (2.52)$$

Det är dessa trigonometriska termer som kallas jordtryckskoefficienter och är av stort intresse vid dimensionering av geotekniska konstruktioner. Val av säkerhetsfaktorer, partialkoefficienter och väggfriktion påverkar dessa faktorer som man kan läsa om i kapitel 3.

3 Metoder för spontdimensionering

3.1 Rowes momentreduktionskurvor

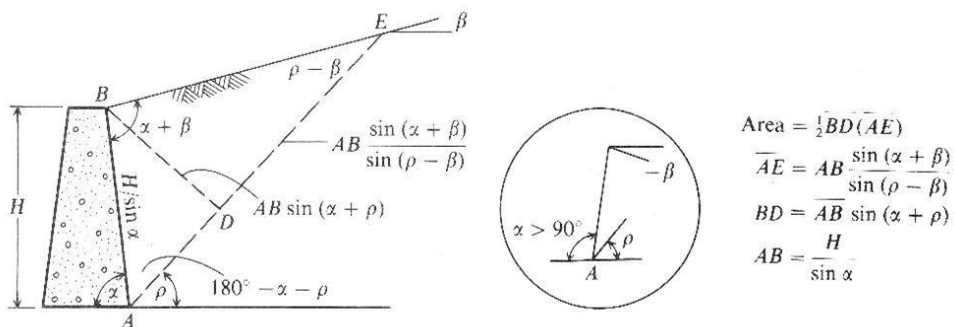
Rowe genomförde 1952 storskaliga försök för att visa på att momenten i en spontvägg i praktiken inte stämde överens med de momenten som beräkningar gav. För att förstå Rowes dimensioneringsmetodik behövs kännedom om de teorier som han använder sig av, därför kommer dessa att presenteras i detta kapitel.

3.1.1 Coulombs jordtrycksteori

Coulombs jordtrycksteori bygger på vissa antaganden:

1. Jorden ses som isotrop, homogen och den har både inre friktion och kohesion.
2. Brottet sker i en plan yta i jorden och bakomliggande jord har också en plan markyta, den kan luta men saknar oregelbundenhet.
3. Friktionsmotståndet sprids jämnt längs hela brottytan jord-mot-jord friktionskoefficienten beskrivs $f = \tan \phi$.
4. Jordkilen är en stelkropp som genomgår translation.
5. Det finns väggfriktion, det innebär att det bildas en kraft mellan vägg och jorden. Friktionsvinkeln betecknas δ .
6. Brottet i jorden är ett plant spänningsproblem, det vill säga $\sigma_z = 0$.

Den stora bristen med Coulombs jordtrycksteori är antagandet att jorden är ett idealiskt material och att brottytan är helt plan (trots att den nästintill är det för sand) [10].



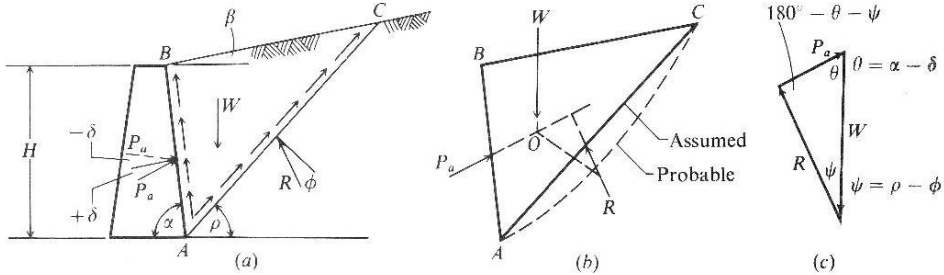
Figur 3.1. En jordkyl som går till brott [10].

Ekvationerna som ingår i Coulombs jordtrycksteori för kohesionslös jord kan lösas geometriskt och med hjälp av trigonometri får man tyngden för jordkilen ABE i figur 3.1 till

$$W = \gamma A(1) = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (3.1)$$

Kraften från det aktiva jordtrycket uppstår som en komponent av tyngdvektorn, se figur 3.2. Genom trigonometriska regler för sinus erhåller man

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \phi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \Rightarrow P_a = \frac{W \cdot \sin(\rho - \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (3.2)$$



Figur 3.2. Kraftresultanterna som verkar för aktivt jordtryck enligt Coulomb [10].

Från ekvation (3.2) ser man att värdet på det aktiva jordtrycket P_a är beroende av vinkeln ρ , det vill säga $P_a = f(\rho)$. Det man eftersöker är det största värdet av P_a och vid en kombination av ekvation (3.1) och (3.2) får man

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (3.3)$$

det största värdet på P_a erhålls då $dP_a/d\rho = 0$, alltså

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.4)$$

Om $\beta = \delta = 0$ och $\alpha = 90^\circ$ (vilket motsvarar en friktionslös vertikal vägg, med plan yta på bakomliggande jord) kan ekvation (3.4) förenklas ytterligare till

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.5)$$

Denna ekvation stämmer överens med den framtagen av Rankine för att beräkna aktivt jordtryck [10]. Ekvation (3.4) brukar generellt skrivas

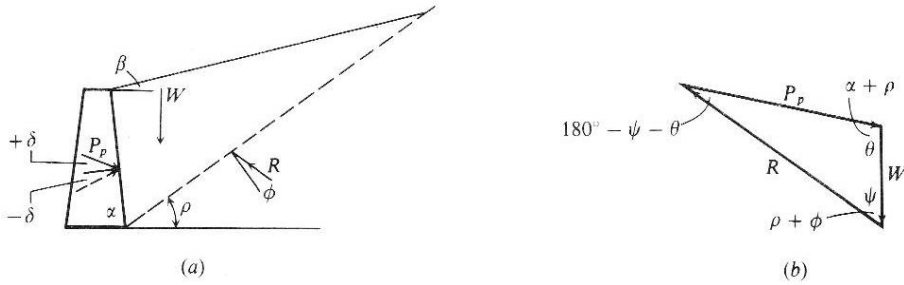
$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_a \quad (3.6)$$

där

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.7)$$

K_a är en koefficient som tar hänsyn till α , β , δ och ϕ men är helt oberoende av γ och H .

Det passiva jordtryckets kraftresultant P_p härleds på samma sätt som ovan, dock är det skillnad vad gäller vinkeln mellan kraft och vägg. Krafttriangeln visas i *figur 3.3*.



Figur 3.3. Kraftresultanterna för passivt jordtryck enligt Coulomb [10].

Jordkilens tyngd betecknas enligt ekvation (3.1) och från kraftpolygonen, se *figur 3.3*, fås

$$P_p = W \cdot \frac{\sin(\rho + \phi)}{\sin(180^\circ - \rho - \phi - \delta - \alpha)} \quad (3.8)$$

För att erhålla minsta värde för P_p tas $dP_p/d\rho = 0$ och då fås ur ekvation (3.1) samt (3.8)

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.9)$$

Om $\beta = \delta = 0$ och $\alpha = 90^\circ$ (motsvarar en friktionslös vertikal vägg, med plan yta på bakomliggande jord) kan ekvation (3.9) förenklas ytterligare till

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.10)$$

Ekvationen ovan stämmer överens med den framtagen av Rankine för att beräkna passivt jordtryck [10]. Ekvation (3.10) brukar skrivas

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_p \quad (3.11)$$

där

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.12)$$

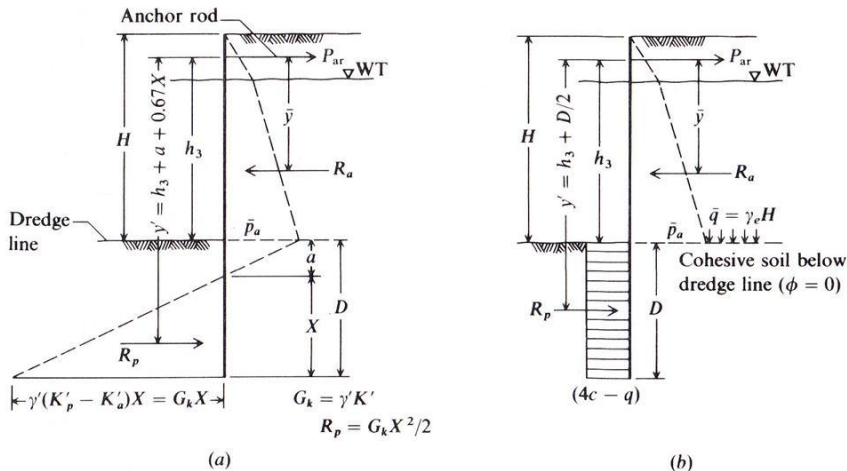
Jordtryckskoefficienterna K_a och K_p framtagna av Coulomb är de som ligger till grund för beräkningar av de jordtrycken som beskrivs i Rowes metod. Att bestämma vilken väggfriktion, δ , man ska använda sig av är en av de faktorer som avgör storleken på jordtrycken.

3.1.2 Free-earth support

Det finns två klassiska metoder vid projektering av sponter. Med klassisk avses att de använts en lång tid och trots att de inte är helt korrekta så har de gett godtagbara lösningar. Dessa två är free-earth support och fixed-earth support. [10]

Det som skiljer dessa är att i den förstnämnda ses sponten som fritt upplagd i jorden och kan därför böja ut i sin nedre kant. När man använder sig av metoden fixed-earth support ses sponten som fast inspänd i jorden under schaktnivå.

Vid free-earth support antar man att spontväggen är stel och att den roterar kring ankarnivå. Passivt jordtryck bildas då i jorden framför sponten och det aktiva jordtrycket verkar bakom sponten.



Figur 3.4. Förankrade sponter (a) Friktionsjord (b) Blandjord med friktionsjord ovanför schaktbotten [10].

Från figur 3.4 fås avstånd a där det resulterande trycket är noll

$$a = \frac{\bar{p}_a}{\gamma'K'} = \frac{\bar{p}_a}{G_k} \quad (3.13)$$

Sedan summeras momenten som verkar kring ankarnivå för att uppnå jämvikt. Värderna erhålls enligt figur 3.3 och efter kombinerings av termerna fås följande

$$2X^3 + 3X^2(h_3 + a) - \frac{6R_a\bar{y}}{G_k} = 0 \quad (3.14)$$

Kraften i ankaret beräknas genom jämvikt i horisontal

$$P_{ar} = R_a + R_p \quad (3.15)$$

Nedslagningsdjupet är $D = X + a$. Återigen summeras momenten kring ankarnivå

$$R_a \bar{y} - D(4c - \bar{q}) \left(h_3 + \frac{D}{2} \right) = 0 \quad (3.16)$$

Efter omskrivning får man

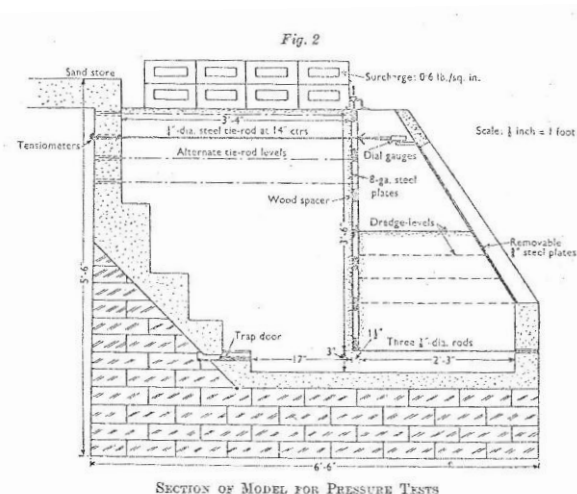
$$D^2 + 2Dh_3 - \frac{2\bar{y}R_a}{4c - \bar{q}} = 0 \quad (3.17)$$

3.1.3 Rowe om momentreduktion

Rowe utförde två olika typer av försök, det första för att se vilka moment som fås i spontväggen och sedan göra en utvärdering av vad detta beror på. Det andra försöket behandlar spontens flexibilitet och hur denna kan kopplas till dimensionerande moment för sponten. Beskrivningen av försök och teori är hämtad från Peter Walter Rowes egen rapport från 1952 [9].

Beskrivning av apparatur

Sponten var 2,13 m (7 ft) bred och hade en höjd på 1,07 m (3 ft och 6 in). Denna placerades inne i en specialbyggd låda för vilken designen bestämts genom tidigare försök, se *figur 3.5*. På spontväggen satt mätare som mätte de tryck som spontväggen fick utstå. Utböjningen av sponten uppmättes också.



Figur 3.5. Rowes apparatur för test av tryck mot spontvägg [9].

Kalibrering av apparatur

Tryckmätarna kalibrerades sex gånger under försöket. Detta gjordes genom att fästa en vattentryckskammare över mätarna. Mätarna som uppmätte töjningen

kontrollerades genom att testa hela spontväggen med tryckmätarna på vid böjning. Utböjningen av spanten uppmättes på sju olika ställen längs spanten och små variationer i utböjning förekom på grund av tryckmätarna som fanns på insidan av spanten. Detta fenomen motverkades genom att fästa stålplattor på andra sidan spanten, dessa representerade blindmätare. Sedan gjordes avläsningar när trycket var noll under tiden som töjningsmätarna kalibrerades för att kontrollera att utböjningen inte påverkade avläsningarna av mätarna. Spänningsmätarna som var kopplade till dragstagen kalibrerades genom att man la på överlaster som bestod av tegelstenar och kontrollerade sedan spänningarna i stagen.

Genomförande av försök

Behållaren fylldes sedan med sand på bägge sidor om spanten. Innan den var helt full fästes dragstaget på önskad nivå, dragstaget sattes i början helt löst. Sedan tog man bort de stöd som höll spanten på plats, spände dragstaget så det precis höll emot och gjorde sedan mätningar.

Sanden på utsidan av spanten sänktes sedan successivt och avläsningar gjordes för $\alpha = 0,5, 0,6, 0,7$ och $0,8$. där α beskriver förhållandet mellan sandens nivå utanför spanten och spantens höjd. Sänkningen av sandnivån fortsatte tills spanten kollapsade på grund av för lågt mothållande passivt tryck eller så stoppades det innan och effekten av ökningen av överlast eller spänning av dragstaget studerades. I de fall då överlasten ökades studerades dragstagsspänningen i slutet av försöket.

Metod för kontroll av resultat

Tryckfördelningen användes för att beräkna böjmomentets fördelning i spontväggen samt dragstagets medelspänning, dessa jämfördes sedan med de mätningar som gjorts direkt vid försök. Generellt var överensstämmelsen inom 5 % vilket sågs som godtagbart.

Diskussion av resultat

Sexton försök genomfördes där fyra olika värden på överlaster användes och fyra olika dragstagsnivåer. Två olika fall studerades, dels fallet där ingen spänning fanns i stagen dels fallet där det var full spänning i stagen. En mängd information erhöles från försöken.

1. När behållaren var full motsvarade fördelningen av det aktiva jordtrycket det som Coulombs teori ger när man räknar med att ingen väggfriktion förekommer.
2. När behållaren tömdes såg man att trycket lättade i mitten av spontväggen och istället ökade vid stagnivå. Detta fenomen fortgick tills dess att kollaps skedde. Den totala lasten från aktivt jordtryck ökade och vid nivån där $\alpha = 0,6 - 0,8$ såg man att det aktiva jordtrycket motsvarades av Coulombs jordtrycksteori för full väggfriktion, det vill säga $\delta = 2\phi/3$.

3. Man kom fram till att dragstagen gav efter och detta bryter den valvbildning som sker i jorden. Efter att valvbildningen avbrutits så kommer jordtrycksfördelningen återigen att se ut som den enligt Coulomb.
4. Det passiva jordtrycket ökade ju mer sandnivån sjönk. Vid $\alpha = 0,7$ motsvarade det passiva trycket det för beräkning av jordtryck enligt Coulomb med $\delta = 0$. Brott skedde då Coulombvärdet för full väggfriktion mobiliserats.
5. Då undre delen av sponten släppte utvecklades en stor skjuvkraft mellan spont och underliggande jord.
6. Innan flytspänningar uppstod stämde böjmomentet väl överens med Stroyers empiriska formler. Detta var väntat då modellen uppförde sig som om den var fastsatt vid staget och vid ett avstånd motsvarande 1/3 av penetrationsdjupet från nedre kant på spont. Detta visade sig även stämma med överlasten.
7. Vid flytning ökade böjmomentet till det givet av Coulombs teorier. Böjmomentet var alltid större än de värden som rekommenderats av Tschebotarioff, i vissa fall mer än dubbelt så stora [9].

Slutsatser

Det aktiva jordtrycket som verkar på en spontvägg som är förankrad i eftergivliga stöd är triangulärt och lika med Coulombs värden för full väggfriktion. Detta stämmer överens med de försök som Tschebotarioff genomfört. Skillnaden mellan moment som de olika försöken visar är ett kvitto på att olika försöksmodeller uppför sig olika även om jordtrycksfördelningen är densamma.

Flexibilitetstest

Efter sina slutsatser gjorda från försöket beskrivet ovan ville Rowe studera flexibiliteten i spontväggen och de faktorer som påverkar utformningen. Rowe benämner flexibiliteten som en konstant som är beroende av höjden för spontväggen, dess elasticitetsmodul samt tröghetsmoment. Variabeln β som introduceras nedan beskriver förhållandet mellan höjd från toppen på sponten till stag gentemot hela höjden för spontväggen. Rowe kom fram till sambandet

$$\left(\frac{dy}{dz}\right)_{modell} = \left(\frac{dy}{dz}\right)_{prototyp} \quad (3.18)$$

därför följer

$$\left(\frac{Mz}{EI}\right)_{modell} = \left(\frac{Mz}{EI}\right)_{prototyp} \quad (3.19)$$

och om överlasten följer följande samband

$$q_s = q\gamma H \quad (3.20)$$

samt att

$$\frac{z_{modell}}{H_{modell}} = \frac{z_{prototyp}}{H_{prototyp}} = \eta \quad (3.21)$$

då för givna värden på β , q och α får man

$$\frac{M_{modell}}{H_{modell}^3} = \frac{M_{prototyp}}{H_{prototyp}^3} = \tau \quad (3.22)$$

och detta leder till slutsatsen

$$\left[\frac{H^3 \tau H \eta}{EI} \right]_{modell} = \left[\frac{H^3 \tau H \eta}{EI} \right]_{prototyp} \quad (3.23)$$

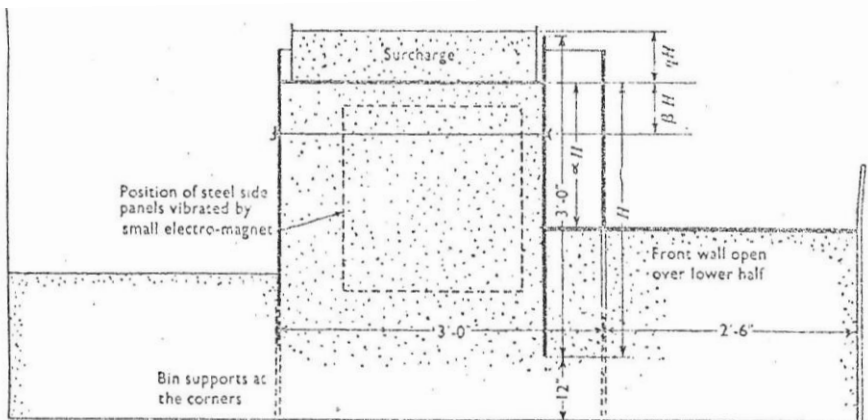
det vill säga

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (3.24)$$

En spontvägg byggd ute i fält kommer således verka på samma sätt om flexibiliteten är densamma samt att den relativa nivån på staget, överlasten och om den relativa muddringsnivån är densamma.

Beskrivning av apparatur för flexibilitetstest

För att göra sina flexibilitetstest tog Rowe fram ytterligare en testapparatur. Den var kvadratisk och tillät jorden som fanns framför sponten att röra sig, se figur 3.6.



Figur 3.6. Rowes apparatur för flexibilitetstest [9].

Höjden på modellerna varierades mellan 0,508 m (20 in) till 0,9144 m (36 in). Förhållandet mellan höjden på modellen och kvadratens sida varierades således mellan 1,8 och 1,0. När förhållandet minskade var viss friktion väntad vid sidorna vid användande av överlast. För att motverka detta ersattes sidorna av trä delvis av metallplattor som vibrerades med små elektromagneter. Kompakteringen av sanden var mycket liten och skedde bara i närhet av behållarens sidor.

Spontens dimensioner och egenskaper valdes för att erhålla olika värden på ρ , dessa gjordes också med hänsyn för att passa in på en logaritmisk skala. Dragstagen fästes i olika nivåer med förhållandet β lika med 0, 0,1, 0,2 och 0,3, det vill säga höjden från staget och toppen av sponten gentemot höjden på hela sponten. Överlasten lades på genom att fylla en träbehållare med jord som placerades ovanpå sanden. Förhållandet av överlasten var alltid proportionerligt enligt $q_s = q\gamma H$.

Genomförande av tester

Behållaren fylldes till tre fjärdedelar på bägge sidor om spontväggen innan avläsningar gjordes från töjningsmätarna. Efter detta fästes dragstag och sedan fylldes behållaren helt på baksidan av sponten medan framsidan sedan tömdes till nivån $\alpha = 0,6$. Töjningsmätarna som troligtvis skulle uppmäta det största böjmomentet kopplades sedan på och galvanometern fick tid på sig att stabiliseras.

Efter att detta gjorts släpptes sedan ankaret. Detta ledde till att valvbildningen förstördes i sanden och till följd av det så bildades ett större böjmoment. När dragstagen gett efter för mycket så skedde till slut en minskning av böjmoment i spontväggen på grund av den konsolleffekt som sker under schaktbotten. Ankaret släpptes försiktigt tills maximal utböjning registrerades av galvanometern, totalt hade ankaret gett efter $H/800$.

Sedan vibrerades sidorna och galvanometern gjorde ett utslag som varierade från 0 till 10 procent från tidigare test. Alla mätare lästes av och sedan fortsatte sänkningen av sandnivån. Tester i kompakta material gjordes genom att vibrera tunna lager på varsin sida om spontväggen.

Omfattning av test

Tio olika värden på spontväggens flexibilitet användes med fyra olika nivåer på dragstagen och tre olika värden på överlast. Testen beskrivna ovan gjordes för fyra olika jordtyper i löslagrad och kompakterad jord.

Sammanfattning av resultat

Det maximala momentet beror på flexibiliteten i spontväggen samt kompakteringen under schaktbotten. För dimensionering föreslås att free-earth support används med följande antaganden för jorden

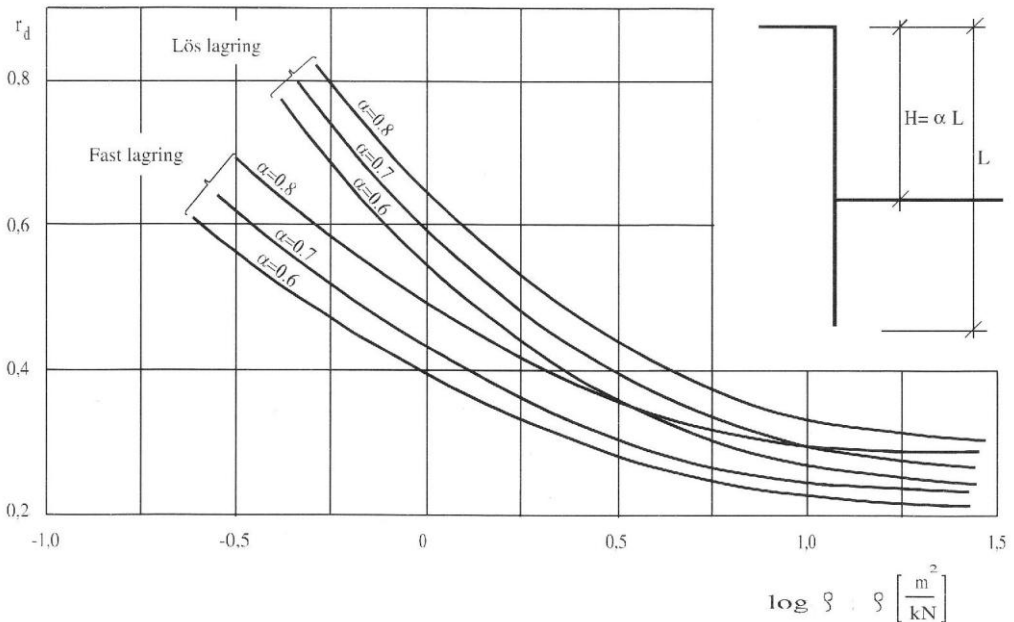
1. Aktivt jordtryck: Coulombs värde, $\delta = \frac{2}{3}\phi$
2. Passivt jordtryck: $\frac{1}{1.5}$ · Coulombs värde, $\delta = 0$
3. En tvärkraft finns som verkar mellan spontfot och jord, kraftresultanten verkar på spontfoten. Denna spontfotsfriktion betecknas T_s och ges av

$$T_s = \frac{\tan \delta}{G_p} \left((\sum P_a - \sum P_p) \tan \delta + w_s \cdot H \right) \quad (3.25)$$

G_p = säkerhetsfaktor, 1.5

w_s = tyngd av spontvägg, kN/m²

Efter dessa antaganden leder beräkningarna till ett moment som sedan reduceras enligt Rowes momentreduktionskurvor, se figur 3.7 nedan.



Figur 3.7. Rowes momentreduktionskurvor [5].

3.2 Sponthandboken

Sponthandboken är tänkt att fungera som hjälp för konstruktörer vid dimensionering av sponter. Då BKR 94 infördes kom nya regler gällande sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder och av den anledningen har denna bok upprättats. Partialkoefficientmetoden med tillhörande partialsäkerhetsfilosofi är huvudmetoden vid dimensionering av grundkonstruktioner. [5]

Vad gäller momentreduktion bygger Sponthandbokens metod på Rowes momentreduktionskurvor. Skillnaden är här att man inte anger samma rekommendationer för beräkning av jordtryck. Istället använder man sig av partialkoefficienter och bortser normalt från att väggen skulle ha någon råhet, det vill säga att det inte finns någon friktion mellan jord och spontvägg.

I detta kapitel kommer kort berättas om Sponthandboken och de delar som kommer att användas i arbetet, resten utelämnas. Endast spontens brottgränstillstånd kommer att tas hänsyn till.

Partialkoefficientmetoden

Filosofin bakom dimensionering är att framräknad dimensionerande bärförmåga för konstruktionen ska överskrida den dimensionerande lasteffekten. För att få fram både dimensionerande bärförmåga och lasteffekt krävs att man känner till vilka material man jobbar i samt egenskaper för dessa och vilka laster som kommer att påverka den färdiga konstruktionen.

Det är just osäkerheten i materialparametrar och laster som man tar hänsyn till vid användande av partialkoefficienter. Problemet med partialkoefficienterna är valet av deras storlek, dessa måste anpassas till sannolikheter för överskridande av gränstillståndet.

Säkerhetsklass

Vid dimensionering ska man ta hänsyn till hur allvarligt det är om gränstillståndet överskrids i konstruktionen. Partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_n , beaktar konsekvensen för personskador samt omfattning om någon del i spontkonstruktionen skulle gå till brott, se *tabell 3.1* nedan.

Tabell 3.1. Partialkoefficienter vid olika säkerhetsklasser.

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	Partialkoefficient, γ_n
1	Mindre allvarlig	1,0
2	Allvarlig	1,1
3	Mycket allvarlig	1,2

I BKR 94 finns också angivet partialkoefficienter för material, γ_m , se *tabell 3.2*.

Tabell 3.2. Värderna på partialkoefficienter för material.

Materialegenskap	Partialkoefficient, γ_m
Modul	1,2 - 1,8
Hållfasthetsparametern $\tan \phi$	1,1 - 1,3
Övriga hållfasthetsparametrar	1,6 - 2,0

Värdena anges i intervaller och vissa faktorer som ska beaktas vid val av storlek på partialkoefficient finns angivet i Sponthandboken. Dessa värden får i vissa fall reduceras, till exempel då spontens bärförmåga bestäms av materialegenskapens medelvärde reduceras γ_m med 20 %. Dock vid bestämning av dimensionerande värde för $\tan(\phi)$ får ej värdet på γ_m understiga 1,05. För jordmaterial och deras tyngds påverkan på dimensionerande lasteffekt samt bärförmåga sätts partialkoefficienten, γ_f , till 1,0, det vill säga att det karakteristiska värdet används.

Dimensionerande lasteffekt

Beräkning av jordtrycket som belastar spontväggen, det vill säga det aktiva jordtrycket, beräknas med utgångspunkt från Rankines jordtrycksteori, se ekvation (3.5). Genom införandet av partialkoefficienten γ_{Sda} kan man ta hänsyn till faktorer som påverkar det aktiva jordtrycket men som inte finns med i Rankines jordtrycksmodell. Det vertikala trycket betecknas σ_v och vattnets spänning betecknas u_{da} . Detta ger således en effektivspänning.

För friktionsjord bestäms storleken för aktivt jordtryck enligt

$$\sigma_a = \gamma_{Sda} \cdot (\sigma_v - u_{da}) \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2} \right) + u_{da} \quad (3.26)$$

Partialkoefficienten γ_{Sda} har basvärde 1,0 och justeras sedan med hänsyn till de osäkerheter som finns i den antagna dimensioneringsmodellen, för denna tabell hänvisas läsaren till Sponthandboken.

Dimensionerande bärförmåga

Jordtrycket som uppstår på spontens framsida och skapar en motkraft, det vill säga det passiva jordtrycket, beräknas med utgångspunkt från Rankines jordtrycksteori även det, se ekvation (3.10). Här har man också infört en partialkoefficient γ_{Sdp} som tar hänsyn till faktorer som påverkar det passiva jordtrycket men som inte finns med i Rankines jordtrycksmodell. Det vertikala trycket betecknas σ_v och vattnets spänning betecknas u_{dp} . Detta ger således en effektivspänning.

För friktionsjord bestäms storleken för passiva jordtrycket enligt

$$\sigma_p = \gamma_{Sdp} \cdot (\sigma_v - u_{dp}) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2} \right) + u_{dp} \quad (3.27)$$

Partialkoefficienten γ_{sdp} har basvärde 1,0 och justeras sedan med hänsyn till de osäkerheter som finns i den antagna dimensioneringsmodellen, för denna tabell hänvisas läsaren till Sponthandboken. Utöver det mothållande jordtrycket kan det även finnas stag och stämp som håller tillbaka spontkonstruktionen och motverkar brott.

Krafter mot spontkonstruktionen

Som nämnt ovan utgörs de krafter som verkar mot en spontvägg av det aktiva jordtrycket som hålls tillbaka av det passiva jordtrycket samt de förankringskrafter som kan finnas i konstruktionen. Förankringskrafterna bestäms så att momentjämvikt fås runt varje förankringspunkt.

Det finns olika typer av spontkonstruktioner, sponter som saknar förankringar, så kallade konsolsponter och sponter som är förankrade på en eller flera nivåer. Här kommer enbart dimensioneringsgången för sponter i friktionsjord förankrade på en nivå att redovisas.

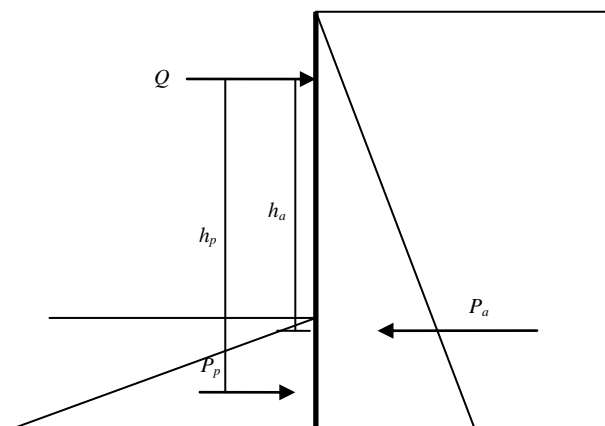
Sponter förankrade på en nivå – friktionsjord

Villkoret för en spont förankrad på en nivå är att momentjämvikt måste gälla runt förankringsnivån. Ur detta samband kan det nedslagningsdjup som krävs samt reaktionskraften i förankringen beräknas.

Jordtrycken som verkar mot sponten beräknas enligt ekvationerna (3.26) samt (3.27), sedan bestäms nedslagningsdjupet enligt

$$P_p \cdot h_p \cdot \gamma_{hp} > P_a \cdot h_a \quad (3.28)$$

P_p är storleken av det passiva jordtrycket, h_p dess hävarm. Koefficienten γ_{hp} beaktar osäkerheten till hävarmens storlek. P_a är storleken av det aktiva jordtrycket och dess hävarm betecknas h_a , se figur 3.8.



Figur 3.8. Jordtryck mot spontvägg i friktionsjord.

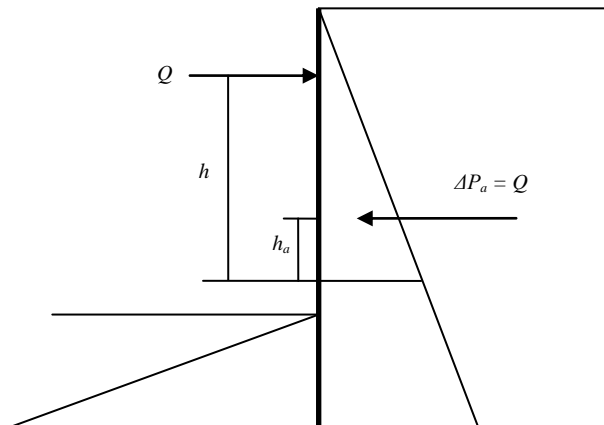
För att sedan beräkna kraften i förankringen så ställs en horisontell jämviktsekvation upp

$$Q = P_a - P_p = P_a - \frac{P_a \cdot h_a}{h_p \cdot \gamma h_p} \quad (3.29)$$

Momentet i spontväggen beräknas genom att ta reda på var tvärkraften är noll i spontväggen, sedan görs en beräkning för att få ut snittmomentet.

$$M_{sd} = r_d \cdot Q \cdot (h - h_a) \quad (3.30)$$

För modell se *figur 3.9* nedan



Figur 3.9. Beräkning av maximalt fältmoment, antagandet gäller att spanten är fritt upplagd.

När detta är gjort görs sedan en momentreduktion på samma sätt som Rowe beskrev, se kapitel 3.1.3 samt *figur 3.7*.

3.3 Brinch Hansens dimensioneringsmetodik

Följande text är baserad på *Lärebog I GEOTEKNIK 2* [8] och beskriver Jørgen Brinch Hansens dimensioneringsmetodik för sponter. För att lättare förstå beskrivningarna av hur beräkningar utförs uppmanas läsaren att ta del av kapitel 4.4 samt *appendix A*.

Brinch Hansens jordtrycksteori

Coulombs jordtrycksteori kom i slutet på 1700-talet, se kapitel 3.1.1, denna teori var anpassad för att beskriva det aktiva jordtrycket som verkar baksidan av en stödmur. Senare användes Coulombs teorier även för att beskriva jordtrycket som verkar mot en förankrad spontvägg, trots att den inte var avsedd för detta. Då man fann att teori inte stämde med praktik beskyllde man Coulombs teori för att ej vara korrekt. [8]

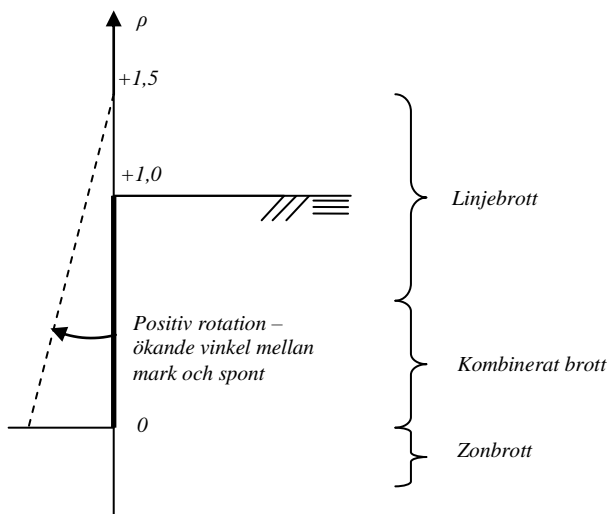
Terzaghi hade påpekat att man i samband med jordtrycksproblem borde titta mer på deformationerna som uppstår i brottillstånd [8]. Han menade att jordens och konstruktionens rörelse måste vara överensstämmande i brottillståndet. Terzaghi fann inte själv något sätt att göra dessa beräkningar där man tog hänsyn till väggens rörelser.

1953 offentliggjorde Brinch Hansen sin jordtrycksteori som bygger på Terzaghis iakttagelser. Teorin bygger på att man beräknar jordtrycket utefter rörelserna som sker mellan konstruktionselementet och jorden. [8]

Teorin fungerar för godtyckliga lutningar på väggar och med en godtycklig lutning på marken. Dimensionering sker oftast för spontväggar där väggarna är lodräta samt den bakomliggande marken är vågrät. Brinch Hansen har därför tagit fram diagram för detta fall, se *appendix A*, där de koefficienter återfinns som behövs för att dimensionera spontkonstruktioner.

Brinch Hansen definierar en väggs rörelse av var rotationspunkten befinner sig samt i vilken riktning som spontväggen roterar. Även om väggen parallellförflyttas kan detta ses som en rotation med en rotationspunkt oändligt långt bort. Avgränsningen som görs är att man endast beaktar rotationspunkter som ligger i väggens plan vilket är fallet med spontväggar.

För att beskriva rotationspunktens läge används en fiktiv axel som spontväggen roterar kring. Förhållandet mellan rotationspunktens höjd och spontväggens höjd får beteckningen ρ och riktningen på rotationen beskrivs som positiv respektive negativ. Positiv riktning innebär att rotationen gör att vinkeln mellan mark och spontvägg ökar och vice versa gäller för negativ rotation, se *figur 3.10*.



Figur 3.10. Definition av rotation i en spontvägg enligt Brinch Hansen. I bilden visas en positiv rotation då vinkeln mellan mark och spontvägg ökar. Även vilka olika typer av brott som kan uppstå i jorden redovisas beroende på hur rotation sker.

Beroende på vilken typ av rotation man har i spontväggen så fås olika typer av brott. Generellt kan man säga att rotationspunkter som ligger under spontväggens baspunkt ($\rho \leq 0$) ger upphov till zombrott i jorden, de rotationspunkter som ligger mitt på spontväggen eller högre ($\rho > 0,5$) ger upphov till linjebrott och om rotationspunkten ligger någonstans mellan baspunkt och mitt ($0 < \rho \leq 0,5$) sker ett kombinerat brott. Se *figur 3.10*.

Vid beräkning av jordtrycket som verkar mot väggen kan kraften beskrivas genom två kraftkomponenter, en normalkomponent E och en tangentiell komponent F , samt en hävarm, z_p . Hävarmen verkar från spontväggens baspunkt upp till normaljordtryckets angreppspunkt. Superponering är ej tillåten vid plasticitetsteori utom vid vissa speciella fall [8]. Trots detta görs antagandet att man kan superponera bidraget från jordens tunghet (γ), överlasten (p) samt jordens kohesion (c) och funnit att detta ger resultat som är godtagbara. För att kunna beräkna E , F och z_p görs vidare antaganden att jorden är torr och att den endast består av ett lager jord samt att ζ_γ , ζ_p och ζ_c är hävarmarna som beskriver avstånden från spontväggens baspunkt till respektive resultat för γ -, p - och c -bidrag:

$$E = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_\gamma + phK_p + chK_c \quad (3.31)$$

$$F = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_\gamma \tan\delta_\gamma + (phK_p + chK_c)\tan\delta_p + ah \quad (3.32)$$

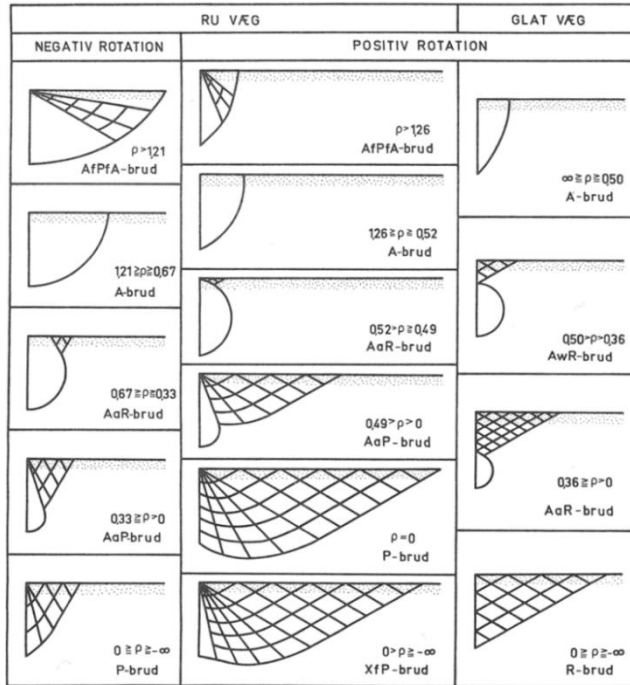
$$E \cdot z_p = \frac{1}{2}\gamma h^3 K_\gamma \zeta_\gamma + ph^2 K_p \zeta_p + ch^2 K_c \zeta_c \quad (3.33)$$

Med hjälp av dessa ekvationer kan man bestämma de olika jordtryckskoefficienterna genom vissa specialfall, till exempel genom att sätta $p = c = 0$, fås värden för K_γ .

Man kan bortse från att superponeringen ger felaktiga resultat eftersom de ändå ger resultat som är på säkra sidan [8].

Zombrott

Vid zombrott är jordtryckets fördelning över spontväggen rätlinjig eftersom det i brottillstånd ur varje punkt på väggen utgår en rak brottlinje. Tunghetens fördelning är triangelformad medan bidragen från överlast samt kohesionen är likformigt fördelad. Zombrott sker för rotationspunkter som ligger under spontväggens baspunkt ($-\infty < \rho \leq 0$) för en glatt vägg både vid aktivt och passivt jordtryck samt för rå vägg vid aktivt jordtryck (negativ rotation). För en rå vägg och passivt tryck (positiv rotation) uppträder zombrott endast för $\rho = 0$ medan man för $\rho < 0$ får ett kombinerat brott (se *figur 3.11*) som endast avviker lite från ett rent zombrott. Som tidigare är sagt gäller detta endast då rotationspunkterna ligger i väggens plan.



Figur 3.11. Brottyper för olika rotationsfall [8].

Man har sammanställt värdena för jordtryckskoefficienterna K_γ , K_p och K_c i diagram också med hänsyn till aktivt samt passivt tryck och för rå respektive glatt vägg, för dessa diagram hänvisas läsaren till *appendix A*. Som tidigare påpekats så skiljer sig Coulombs jordtrycksteori från empiriska erfarenheter och nedan redovisas skillnaden för de beräknade jordtryckskoefficienterna enligt Brinch Hansen samt Coulomb [8].

Brinch Hansen, väggfriktionsvinkel $\delta = 30^\circ$

$$K_\gamma^{as} = 0,33 \quad K_\gamma^{ar} = 0,27 \quad K_\gamma^{ps} = 3,0 \quad K_\gamma^{pr} = 5,7$$

Coulomb, väggfriktionsvinkel $\delta = 30^\circ$

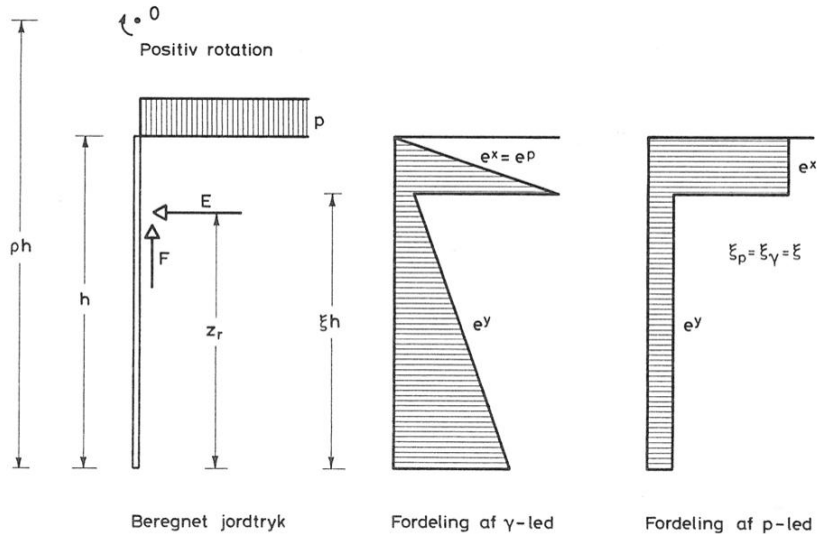
$$K_\gamma^{as} = 0,33 \quad K_\gamma^{ar} = 0,26 \quad K_\gamma^{ps} = 3,0 \quad K_\gamma^{pr} = 8,8$$

Som man kan se ligger den stora skillnaden i det passiva trycket som beräknats på en rå vägg. Däremot anses Coulombs teori ge tillfredsställande resultat för beräkningar på en glatt vägg samt beräkningar för aktivt jordtryck på en rå vägg.

Linjebrott och kombinerade brott

Vid linjebrott och kombinerade brott kan man inte bestämma jordtrycksfördelningen exakt eftersom man inte känner till spänningsfördelningen i de delar som ligger i omedelbar anslutning till spontväggen. Däremot kan man bestämma den resulterande påverkan vid vågrät projektion (E), vid lodrät projektion (F) och vid ett moment ($E \cdot z_p$). Det visar sig att z_p/h inte blir 1/3 för γ -bidraget och inte heller 1/2 för p - och c -bidraget, det vill säga så som det såg ut vid zombrott. Detta betyder då att

spänningsfördelningen inte kan vara rätlinjig utan måste vara mer komplicerad. Brinch Hansen föreslog därför en enklast möjlig jordtrycksfördelning, som kan ge korrekt värde på z_p , enligt figur 3.12.



Figur 3.12. Beskrivning av jordtrycksfördelning enligt Brinch Hansen för linjebrott och kombinerade brott [8].

Jordtrycksfördelningen karaktäriseras av ett tryckhopp vid en viss nivå $z_j = \zeta \cdot h$ ovan spontväggens baspunkt. Enhetsjordtrycket ovan tryckhoppet definieras e^x samt det under definieras e^y . För enhetsjordtrycken gäller då

$$e^x = [\sum \bar{\gamma} d] K_\gamma^x + p K_p^x + c K_c^x \quad (3.34)$$

$$e^y = [\sum \bar{\gamma} d] K_\gamma^y + p K_p^y + c K_c^y \quad (3.35)$$

Där $[\sum \bar{\gamma} d]$ är den lodräta effektiva spänningen som kommer från jordens tunghet. Fördelningen av enhetsstrycket e är avgörande för att kunna beräkna de moment som uppstår i spontväggen. För att göra denna beräkning har inte den tangentiella kraften någon betydelse, denna beräknas genom:

$$F = E \cdot \tan \delta + a \quad (3.36)$$

där a motsvarar adhesionen mellan vägg och jord

Eftersom det resulterande jordtrycket mot en glatt eller en rå vägg i storlek (E och F) samt placering (z_p) beror på väggens rotation (ρ) kommer även det relativa tryckhoppets nivå (ζ), jordtryckskonstanterna samt väggens friktion och adhesion också bero på väggens rotation (ρ).

Brinch Hansen gjorde en argumentation för att så enkelt som möjligt kunna fastställa parametrarna ovan.

Först betraktas γ -bidraget. Jordtrycksfördelning, visat i *figur 3.12*, har tre obekanta parametrar, nämligen e^x , e^y och ζ . I de gränsfall som utgörs av aktivt respektive passivt tryck måste ζ vara 0 eller 1 då fördelningen är linjär, och e^x samt e^y måste på motsvarande sätt beräknas på grundval av att jordtrycket verkar som vid ett zonbrott. Tryckfördelningen måste vidare uppfylla statistiska villkor eftersom det samlade trycket ska motsvara E och fördelningens tyngdpunkt ska ligga på avståndet z_p ovanför spontväggens baspunkt. Således kan för varje värde på ρ , där linjebrott och kombinerade brott sker, ställas upp två ekvationer och en av de tre obekanta kan då väljas fritt. Som ett rimligt antagande väljs K_γ^x att motsvara till antingen passivt zonbrott (positiv rotation) eller aktivt zonbrott (negativ rotation). Efter det kan ζ och K_γ^y beräknas. För då $\rho < 0$, positiv rotation och rå vägg, ger denna metod negativa värden för ζ , därför ansätter man istället värdet till 0 och får då K_γ^x som en funktion av ρ .

Efter det betraktas bidraget från överlasten, p . Jordtrycket med tryckhoppet syns i *figur 3.12*. Även nu är det tre okända variabler, nämligen K_p^x , K_p^y och ζ som ska ge en tryckfördelning som uppfyller två ekvationer. Återigen ska ζ vara 0 eller 1 i de fall som svarar mot zonbrott, för då är trycket konstant. I detta fall väljs den så att den antar samma värden som i fallet då ekvationer ställdes upp för γ -bidraget och efter det fås K_p^x samt K_p^y som en funktion av ρ .

Kohesionen (c) påverkar också väggen med ett konstant tryck med ett tryckhopp som sker på det relativa avståndet ζ på samma sätt som överlasten. Även här antar man samma värden som tidigare på ζ och får då K_c^x samt K_c^y som en funktion av ρ .

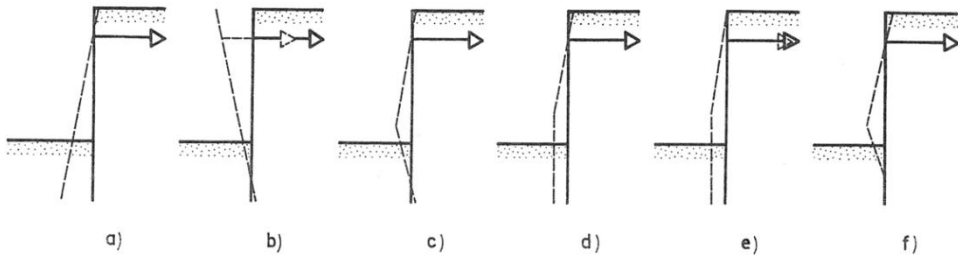
För tungheten och överlasten bestäms väggfriktionsvinklarna δ_γ och δ_p genom villkoret att dessa måste vara noll då c är noll. I fallet för kohesion finns två obekanta, nämligen a och δ_c men bara en ekvation. Därför antas $\delta_c = \delta_p$ och att a är en funktion av ρ .

Brinch Hansens metod för förankrade spontväggar

Då arbetet behandlar förankrade spontväggar på en nivå kommer endast denna typ av geoteknisk konstruktion att belysas.

Vid dimensionering av en förankrad spontvägg har man till uppgift att bestämma väggens totala höjd, största moment och motsvarande stagkraft.

Det första man gör är att fastställa hur brott sker i spontväggen. En förankrad spontvägg kan ge efter på många olika sätt, se *figur 3.13*.



Figur 3.13. Olika sätt som brott kan ske i en förankrad spontvägg [8].

I vägg a) sker brott på grund av att den framförvarande jorden ger efter, i b) sker brott i stag. I spontvägg c) – f) bildas flytleder i konstruktionen. Genom att titta på de olika sätten som brott kan ske i spontvägg kan det verka som om att man måste göra en mängd olika beräkningar för att komma fram till det mest kritiska brottsättet, så är inte fallet.

Brinch Hansen skrev 1953 att när en jordtryckpåverkad konstruktion ska dimensioneras med hjälp av brotteori är det nödvändigt att göra tillhörande beräkningar för valt brottsätt. Detta brottsätt måste vara kinematiskt och statiskt möjligt. Okomplicerade konstruktioner kan ofta ge efter på ett sätt medan mer komplicerade konstruktioner har flera möjliga brottsätt. Frågan är då vilket brottsätt man ska bestämma sig för när man gör sin dimensionering. Det är uppenbart att en konstruktion dimensionerad med bestämd säkerhet på ett bestämt brottsätt kommer att vara tillräckligt säker mot detta brottsätt vid normalt bruk. Men det är därmed inte uppenbart att ett annat brottsätt, innebärande mindre säkerhet, ej kan inträffa.

För jordtryckspåverkade konstruktioner är det dock så att jordtrycket mot en del av konstruktionen minskar då denna del ger efter. Samtidigt kommer jordtrycket på de delar som inte ger efter att öka på samma sätt som en ökning sker mot delar som rör sig in mot jorden. Om då en konstruktion som är dimensionerad enligt ett visst brottmönster börjar ge efter på ett annat sätt än det som är förutspått kommer det att uppstå rörelser som snabbt kommer att reducera jordtrycket på de delarna som ger efter. Detta leder till ett mindre jordtryck än det som väggdelen var dimensionerad för från början. Samtidigt kommer jordtrycket på de väggdelar som är dimensionerade till att ge efter att stiga till ett större värde än det som de var dimensionerade för. Den sammanlagda påverkan av denna kraftomlagring leder till att det brottsätt som man inte förutsett upphör och konstruktionen kommer att ge efter enligt det brottmönster som man dimensionerat efter, menade Brinch Hansen. [8]

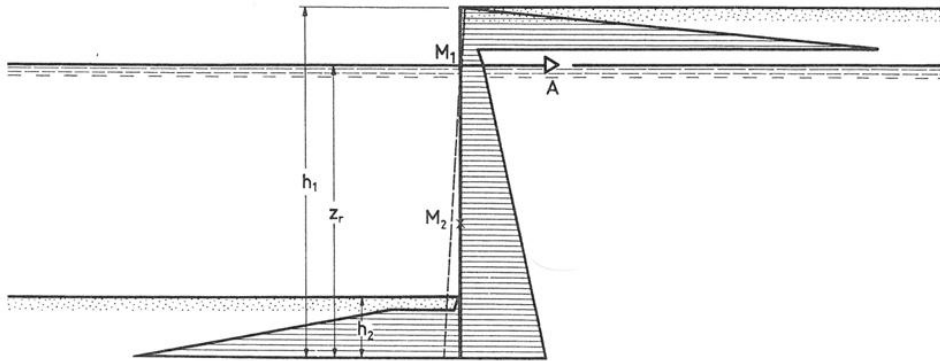
Det ska uppmärksammas att resonemanget ovan endast gäller i brottgränstillstånd och tar ej hänsyn till stabilitetsproblem.

Ett brottsätt som är möjligt statiskt och kinematiskt med passande säkerhet kan således leda till en ekonomisk konstruktion. Det är inte givet att alla val av brottsätt är lika ekonomiska, det har enligt Brinch Hansen i praktiken visat sig att brottfigur a), d)

och f) i *figur 3.13* är de mest ekonomiska. Dessa brottsätt kommer därför att närmare studeras. [8]

Beräkning av spontvägg utan flytleder

Vid beräkning av en spontvägg utan flytleder antar man att rotation sker kring förankringsnivån, se *figur 3.14*.



Figur 3.14. Spontväggsdimensionering utan flytleder [8].

För att påbörja sina beräkningar måste man känna till den totala höjden h_1 samt nedslagningsdjupet h_2 . Då man känner till rotationscentrums läge (förankringsnivån uttryckt z_r) kan man för väggens framsida respektive baksida beräkna:

$$\rho_1 = \frac{z_r}{h_1} \quad \rho_2 = \frac{z_r}{h_2} \quad (3.37)$$

Eftersom man på baksidan har positiv rotation medan man på framsidan har negativ rotation kan man med hjälp av diagram, *appendix A*, finna jordtryckskoefficienterna som behövs för att rita upp enhetsnormaljordtrycket mot spontväggen, se *figur 3.14*.

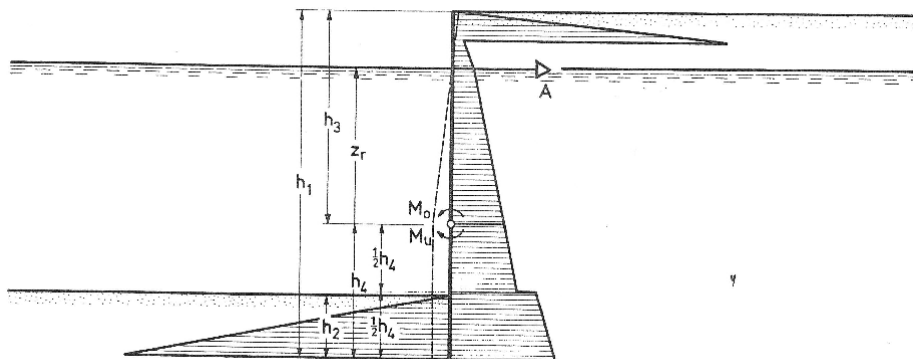
Efter beräkning av jordtrycket kan den antagna totalhöjden h_1 kontrolleras genom att det samlade momentet kring förankringsnivån är noll. Om inte så är fallet får man ändra höjden h_1 tills man får tillfredsställande överensstämmelse. I regel räcker två genomräkningar och en enklare inter- eller extrapolation för att få rätt svar, se kapitel 4.4.

När momentjämvikten kring förankringsnivån är korrekt kan kraften i förankringsstaget A beräknas genom att kontrollera jämvikten i horisontalled. Slutligen beräknas det största momentet i spontväggen, först vid förankring M_1 och där tvärkraften är noll, M_2 där det största momentet av dessa kommer att vara det dimensionerande.

Beräkning av spontvägg med en flytled

Vid beräkning av spontvägg med en flytled förutsätter man att den övre delen av väggen roterar kring förankringsnivån medan den undre delen parallellförflyttar sig, så som är visat i d) *figur 3.13*.

På baksidan av en spontvägg med en flytled kan man inte exakt bestämma jordtrycksfördelningen eftersom teorierna bygger på resonemanget att rotation sker kring en punkt utan att flytleder finns i konstruktionen. Brinch Hansen har dock föreslagit en metod för att lösa detta approximativt. Först beräknas den översta flytledens läge, det vill säga övre väggdelens höjd h_3 , se *figur 3.15*.



Figur 3.15. Spontväggsdimensionering med en flytled [8].

Om förankringsnivån betecknas z_r (se *figur 3.15*) kan man för den översta väggdelen beräkna

$$\rho_3 = \frac{z_r}{h_3} \quad (3.38)$$

Eftersom man för denna väggdel har positiv rotation kan man på samma sätt som tidigare ta hjälp av diagram, *appendix A*, för att ta fram jordtryckscoefficiënterna och rita upp enhetsnormaljordtrycket som verkar mot spontväggen så som det är visat i *figur 3.15*.

Den nedre väggdelen, h_4 , uppdelas nu i två lika stora delar där den övre delhalvans aktiva jordtryck bestäms utifrån ρ_3 som motsvarar till att den övre väggdelen gör en positiv rotation. Den nedre delhalvan får ett jordtryck motsvarande $\rho = \infty$ och positiv rotation. Denna approximerade uppdelning av jordtrycket på den nedre delen av spontväggen ger ett litet tryckhopp på mitten. Detta kan motiveras med att denna komplicerade brottfigur består överst av ett konkavt linjebrott med utgång från flytleden och nederst av ett zombrott som utgår ifrån spontfoten. Det skall också understrykas att det är tillåtet att göra approximationen att jordtrycket varierar linjärt mellan värdet för ρ_3 från flytleden till värdet $\rho = \infty$ vid spontfoten.

Den nedre delens framsida kan utan vidare bestämmas enligt $\rho = \infty$ och negativ rotation eftersom flytleden generellt ligger över schaktnivå.

Då man i flytleden inte får ha någon tvärkraft, det vill säga momentmaximum, ska det aktiva jordtrycket balanseras av det passiva trycket under flytleden. Vid horisontell

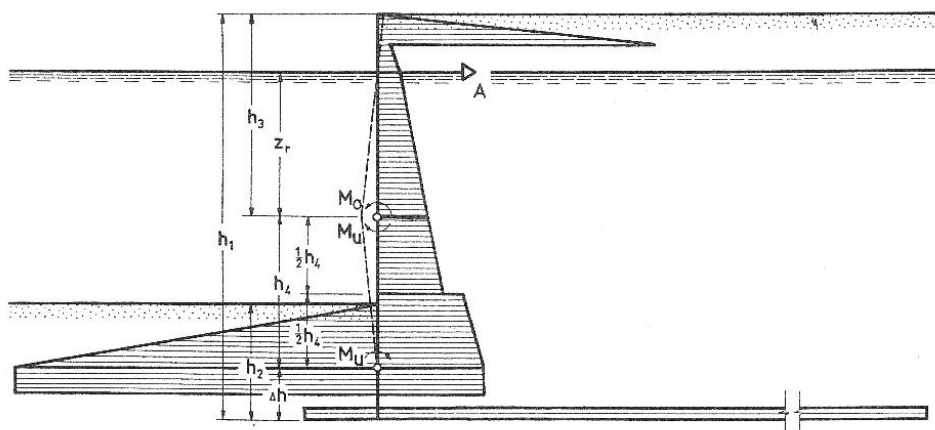
jämviktskontroll av jordtrycken under flytleden kan därför en andragradsekvation ställas upp ur, varvid man kan få höjden h_4 .

Den beräknade höjden h_3 kan nu kontrolleras genom att undersöka om man finner samma moment i flytleden om beräkning sker med den jordtrycksfördelning som finns på den övre vägghalvan respektive beräkning med den jordtrycksfördelning som finns på den undre halvan. Momentet i den övre vägghalvan beräknas runt förankringsnivå med hjälp av den jordtrycksfördelning som finns och i den undre vägghalvan beräknas momentet kring spontfoten. Stämmer inte dessa beräkningar med varandra får man justera höjden h_3 tills överensstämmelsen är tillfredsställande. I regel räcker två genomräkningar och en enklare inter- eller extrapolation för att få rätt svar, se kapitel 4.4 för beräkningar.

Precis som tidigare kan nu kraften i ankaret beräknas genom att göra en jämviktskontroll i horisontalled, dock används jordtrycken från spontväggens övre halva. Momentet som räknades fram i flytleden blir det dimensionerande momentet för konstruktionen.

Beräkning av spontvägg med två flytleder

Vid dimensionering av en spontvägg där man förutsätter att två flytleder uppstår i spontväggen sker brott på så sätt att den översta delen roterar kring förankringsnivån, den mellersta roterar kring den undre flytleden samt att den nedersta delen står still som i f) *figur 3.13* samt *figur 3.16*.



Figur 3.16. Spontväggsdimensionering med två flytleder [8].

Beräkningar med två flytleder går till ungefär på samma sätt som beräkningarna gjordes för en flytled. Först beräknas den övre vägghalvans höjd h_3 och jordtrycksfördelningen för vägghalvan bestäms. Mellersta delen av väggen behandlas genom att den delas upp i två delar. Nu räknar man med $\rho = 0$ och negativ rotation för den nedersta delen och på framsidan räknar man med $\rho = 0$ och positiv rotation.

Då tvärkraften i bägge flytlederna ska vara noll så bestäms h_4 utifrån det villkoret att det aktiva och passiva jordtrycket ska vara lika stort.

Efter det kontrolleras den beräknade höjden h_3 genom att undersöka momentjämvikten för den övre respektive den mellersta delen av spontväggen. För den övre delen görs momentberäkningen kring förankringsnivån och för den mellersta delen beräknas det dubbla flytmomentet $2M_u$ genom att göra en momentjämviktsberäkning kring den nedersta flytleden. Om de framräknade momenten M_o och M_u inte stämmer med varandra får man justera höjden h_3 tills överensstämmelsen är tillfredsställande. I regel räcker två genomräkningar och en enklare inter- eller extrapolation för att få rätt svar. Till slut beräknas nedslagningsdjupet Δh som är nödvändigt för att kunna ge det inspänningsmoment som krävs för att ta upp momentet M_u .

Höjden Δh beräknas genom att differensen mellan enhetsjordtrycken som verkar i den nedersta punkten i spontväggen.

$$\Delta e^x = e_2^x - e_1^x \quad \Delta e^y = e_1^y - e_2^y \quad (3.39)$$

$$C_1 = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan \delta}{\tan \phi} - \tan \phi \quad C_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan \delta}{\tan \phi} + \tan \phi \quad (3.40)$$

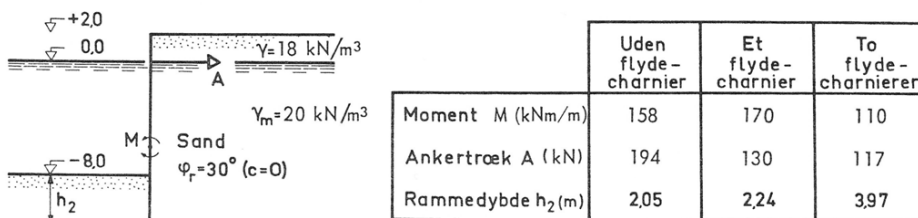
Nu bestäms Δh enligt

$$\Delta h = \left(\frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} \right) / \sqrt{\frac{\Delta e^y}{2 \cdot M} \cdot \left(2 \cdot \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} - 1 \right)} \quad (3.41)$$

Kraften i förankringsstaget bestäms enligt tidigare genom horisontell jämvikt för jordtrycken som verkar på övre väggdelen.

Val av brottmekanism

Som nämnts tidigare har val av brottfigur påverkan på de ekonomiska aspekterna av spontväggens dimensionering. Nedan, *figur 3.17*, redovisas en sammanställning av resultat från tre olika brottsätt. Som man kan se så är spontväggen med en flytled den mest ekonomiska ur det hänseendet att den inte antar några alltför stora värden för varken M , A eller h_2 . Beräkningar enligt valda brottsätt nedan finns i kapitel 4.4, dock med andra förutsättningar än vad som är presenterat nedan.



Figur 3.17. Val av brottfigur i spontvägg samt resultat [8].

Enligt Brinch Hansen är brottfiguren utan flytleder vanligtvis mest ekonomisk i en jord bestående av en mjuk, blöt botten då den leder till små nedslagningsdjup, medan en spontvägg med två flytleder är fördelaktig då man har stort vattendjup då den ger relativt små moment. Med de tre olika brottfigurerna som omtalats kan man lösa de flesta spontväggsp Problemen som man kan stöta på. [8]

3.4 Numerisk beräkning

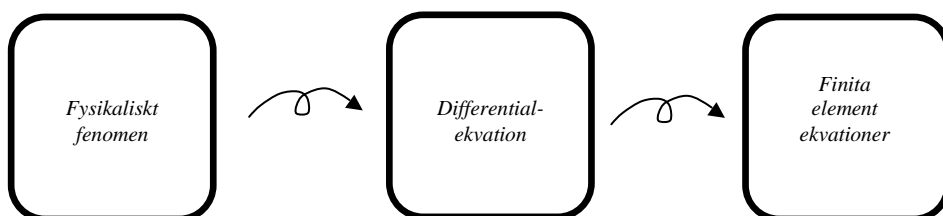
En numerisk beräkning kommer att ligga till grund för jämförelse med handberäkningarna. Tanken med denna är att se hur pass bra överensstämelsen är. I detta kapitel kommer en kort introduktion ges till finita elementmetoden samt om hur PLAXIS fungerar. Finita elementmetoden används mer och mer för att dimensionera geotekniska konstruktioner då man kan ta hänsyn till deformationer, konsolidering och vattenflöden.

3.4.1 Finita elementmetoden

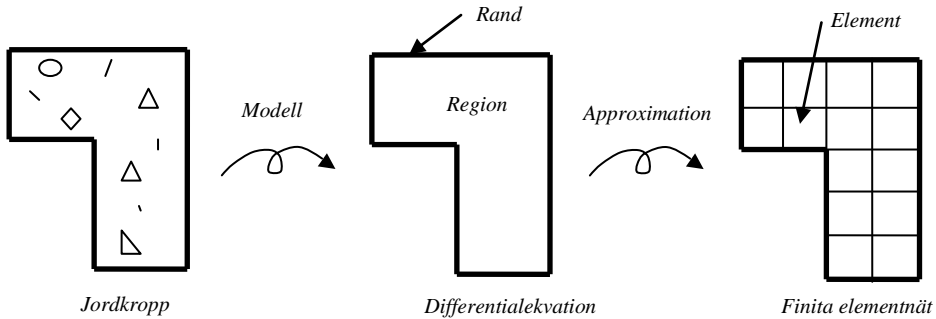
Finita elementmetoden är en approximativ metod som används för att lösa godtyckliga differentialekvationer. Dessa ekvationer gäller i en viss region som kan vara en-, två- eller tredimensionell. Det som kännetecknar finita elementmetoden är att istället för att beskriva hela regionen delas denna upp i mindre element, så kallade finita element. Samlingen av dessa element bildar ett elementnät. [11]

När approximationen väljs så gäller den alla element och genom approximationen kan beteendet för varje element likaså bestämmas. Detta kan göras på grund av att approximationen är väldigt enkel.

När beteendet är bestämt så sätts sedan elementen ihop genom vissa regler för att återskapa regionen vilket till slut ger lösningen för hela kroppen. Nedan beskrivs stegen för att ta fram en finita element modell samt hur ett elementnät är uppbyggt, *figur 3.18* och *figur 3.19*.

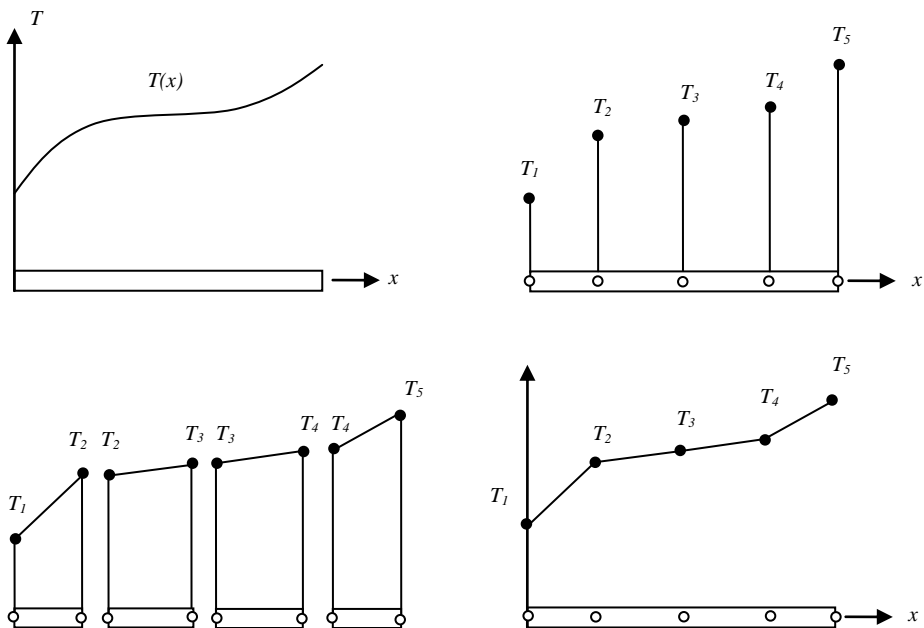


Figur 3.18. Steg i finita elementformuleringen.



Figur 3.19. Steg för modellering.

Man antar att man känner till värdet i vissa av elementens punkter, så kallade noder vilka oftast är placerade vid elementets rand, det vill säga gräns. Med hjälp av dessa värden och den approximerade funktionen för varje element kan man få reda på hur kroppen beter sig. För att tydligöra detta åskådliggörs hur temperaturens verkliga funktion skulle se ut med hjälp av en linjär approximation, se *figur 3.20* nedan. Temperaturproblem kommer ej att behandlas i rapporten, dock visar figuren på ett enkelt sätt hur finita elementmetoden fungerar.



Figur 3.20. Approximation av lösningen till ett temperaturproblem i en kropp. De approximativa funktionerna är linjära men ger ändå en bra lösning på ett problem som beskrivs av ett polynom.

För vidare läsning och mekaniska tillämpningar av finita elementmetoden se [11].

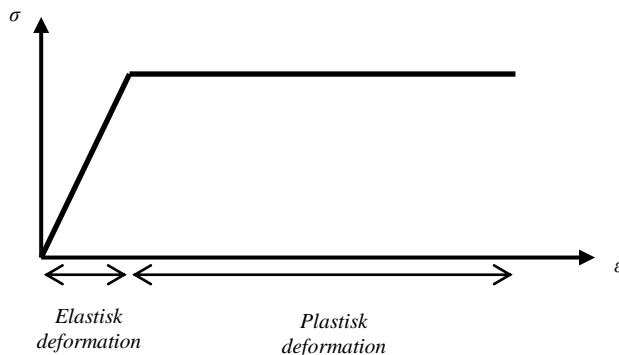
3.4.2 PLAXIS

Utvecklingen av programmet PLAXIS startade 1987 vid det tekniska universitetet i Delft i Nederländerna. Målet var då att skapa ett enkelt 2D program som använde sig av finita elementmetoden för att analysera geotekniska problem. Programmet modellerar deformationer, spänningar och vattenflöden i jord och geotekniska konstruktioner, dessa modelleringar kan göras tidsberoende.

I detta arbete används version V9.0 för att göra statiska beräkningar. Det finns tilläggsprogram för att kunna göra dynamiska beräkningar. I detta kapitel kommer det kort att ges en beskrivning av den jordmodell som kommer att användas. För andra jordmodeller samt övrig teori som rör programmet hänvisas läsaren till [6], [7] samt [12].

Mohr-Coulombs jordmodell

Jordmodellen som kommer att användas i detta arbete är Mohr-Coulomb. Detta är i jordsammanhang den vanligaste elastoplastiska modellen som i PLAXIS uppför sig elastiskt idealplastiskt. Innebörden av detta är att om jorden får utstå för hög påfrestning kommer deformationen att ske utan att spänningen i jorden ökar, se *figur 3.21*.



Figur 3.21. Spännings-töjnings samband för en elastisk idealplastisk jordmodell.

Töjningen i jorden består av två delar, en elastisk samt en plastisk. Den sammanlagda töjningen kan då beskrivas

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.42)$$

Hookes lag, som beskriver den linjära spänningsökningen under den elastiska delen i spännings-töjningskurvan, kan då skrivas som [12]

$$\sigma' = K(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (3.43)$$

Där K är den samlade styvhetsmatrisen. För att beskriva jordens egenskaper används fem ingångsparametrar, dessa är

- Elasticitetsmodulen, E (Pa)
- Tvärkontraktionstalet, ν (-)
- Friktionsvinkeln, ϕ ($^{\circ}$)
- Kohesionen, c (Pa)
- Dilatationsvinkeln, ψ ($^{\circ}$)

Hållfastheten i jorden beror på skillnaden mellan största och minsta huvudspänning, så som beskrivet i kapitel 2, *figur 2.6* samt *figur 2.7*.

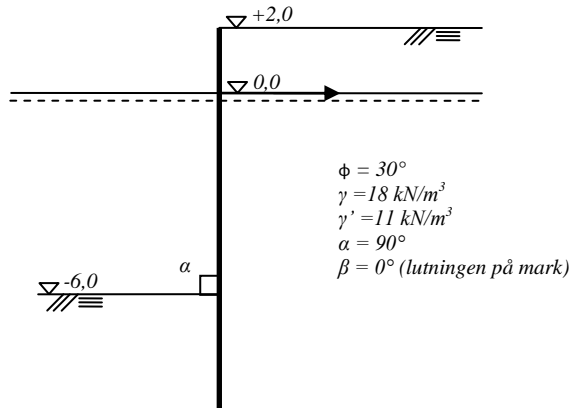
Element

För att modellera jorden finns två olika element, båda dessa är triangulära. Det som skiljer dem åt är antalet noder och spänningspunkter. För att modellera andra konstruktionselement som kan ingå i modellen finns det balkelement, fjäderelement, ytelement och ett speciellt element som enbart kan ta upp dragkrafter. Det sistnämnda elementet kallas ”Geogrid”.

Genereringen av elementnät sker automatiskt i PLAXIS. Man kan sedan bestämma hur pass fint man vill ha sitt nät genom att förfina kring punkter, linjer, element eller hela kluster. Nätgeneratoren är en speciell version av nätgeneratoren utvecklad av Sepra. Generatoren ger ett oregelbundet nät som kan se rörigt ut, dock brukar det ge bättre resultat än ett regelbundet nät. [12]

4 Idealiserat fall

För att få en överblick över de olika teorierna och dimensioneringsmetoderna presenteras här en enkel jämförelse genom ett idealiserat fall. Spontväggens dimensioner samt jordens egenskaper redovisas nedan i *figur 4.1*.



Figur 4.1. Idealiserat fall.

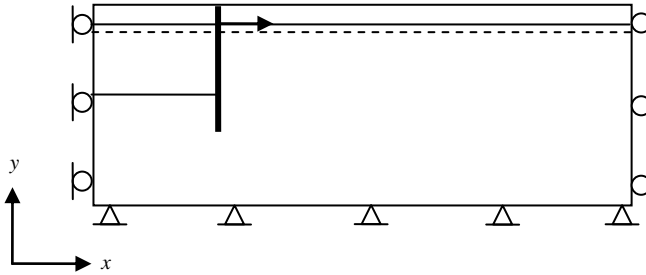
Konstruktionen utsätts ej för någon överlast och jorden är torr från nivån 0,0 upp till +2,0. Från nivån 0,0 och nedåt är jorden vattenmättad. Beräkningarna utförs på en strimla som har en bredd på 1 meter. En sand med friktionsvinkeln 30° ses som löst lagrad [1]. Sponten har stålqualität S355.

Figurer i detta kapitel som visar geometri samt jordtryck är ej skalenliga ifall inget annat anges.

4.1 FEM - simulering

Resultaten från handberäkningarna kommer ligga till grund för geometrin (spontväggens totala höjd) vid körningarna i PLAXIS. De framräknade nedslagningsdjupen kommer att användas och sedan kommer momentet samt kraften i förankringen att tas fram för att jämföra med beräkningarna gjorda för varje fall.

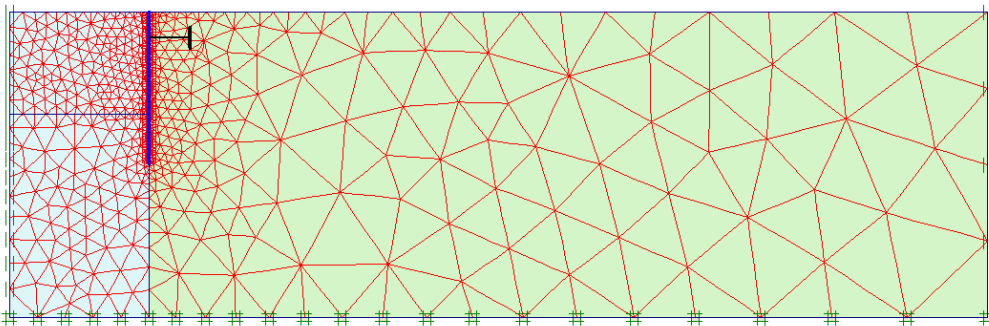
Man vill inte att randvillkoren ska påverka resultaten och måste därför ha en viss storlek på modellen. Ett sätt att ta fram rimliga dimensioner för modellen är att titta på skjuvspänningarna i jorden ute vid ränderna. Dessa måste vara noll eller mycket små för att inte påverka resultaten. Modellen låses i x -led vid sidorna samt x - och y -led vid botten, se *figur 4.2*.



Figur 4.2. Modell för simulering i PLAXIS.

Som tumregel har en bakomliggande jordmängd motsvarande $3 \cdot$ höjden för hela modellen (spontväggens längd + mäktigheten på underliggande jord) använts. Jorden framför spanten har haft en längd på cirka halva höjden. Det vill säga att om spanten är 12 meter och underliggande jord är 8 meter, alltså att man har en total höjd på 20 meter, då har bakomliggande jord fått längden 60 meter och framförliggande jord fått längden 10 meter [17]. Detta har lett till att boxen som innefattar stag, spont och jord har fått dimensionen $77 \cdot 22$ meter.

Den dimensioneringsmetod som gett störst nedslagningsdjup har också angett måtten på den box som modelleras upp i PLAXIS, alltså har samtliga jämförande modeller samma mått. Nedan visas, i *figur 4.3*, den färdiga modellen med stag, spont och jordkluster indelad i element.



Figur 4.3. Elementindelning för jordmodellen. Spont, stag och jordkluster.

Indata

Vid numerisk beräkning i PLAXIS anges fler ingångsparametrar än de som använts för handberäkningar. Sedan tidigare, se *figur 4.1*, har man en karakteristisk friktionsvinkel på 30° vilket innebär en löst lagrad jord som i sin tur ger en låg E-modul, denna väljs till 10 MPa [1].

Tvärkontraktionstalet för jorden sätts till 0,3 vilket är ett rimligt värde [1] samt [12].

Tungheten på jorden har man enligt *figur 4.1*, i PLAXIS anges värdet 21 kN/m^3 för jorden när den är vattenmättad. Sedan dras vattnets tunghet (10 kN/m^3) bort och kvar finns den effektiva tungheten 11 kN/m^3 vilket motsvarar det värdet som använts vid handberäkningarna.

Dilatationsvinkeln, det vill säga vilken volymändring jorden får då den utsätts för skjuvning sätts till noll, enligt sambandet $\psi = 30^\circ - \phi$ [12].

Kohesionen har tidigare i handberäkningarna varit noll men får värdet $0,2 \text{ kPa}$ i PLAXIS då programmet kan stöta på problem då värdet för kohesionen är mindre än $0,2 \text{ kPa}$ [12]. Detta kommer inte att påverka de jämförande beräkningarna i någon större omfattning.

Jordens samverkan med sponten skiljer sig mellan aktiv- och passivsidan. Man räknar här med olika råhet, det vill säga att väggfriktionsvinkeln skiljer sig. Väggfriktionsvinkeln är $\delta = \phi/2$ på aktivsidan och $\delta = \phi/3$ på passivsidan [2]. Denna faktor beaktas genom R_{inter} i PLAXIS och definieras av

$$R_{inter} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (4.1)$$

Tvärkontraktionstalet, ν , för stålsPonten sätts till $0,3$ och E -modulen till 210 GPa [13]. Spontprofiler kommer att dimensioneras efter det största momentet som beräknas för de olika dimensioneringsmetoderna. Sedan kommer samma profil att anges i PLAXIS för att kunna jämföra.

Materialdata för stagen har gjorts men hänsyn till att de är av stål och har en radie på 20 mm samt samma E -modul som spontprofilen beskriven ovan.

Stagen får en längd på 15 meter så att ankarplattan med säkerhet finns utanför den aktivt påtryckande jordkilen. Skulle stagen vara kortare skulle de följa med vid brott i jorden och på så sätt tappa sin funktion.

I *tabell 4.1* till och med *tabell 4.3* redovisas indata för de olika elementen i modellen. Egenskaper för spontväggen fås efter de beräkningar som görs i de kommande kapitlen.

Tabell 4.1. Egenskaper för jord bakom spont.

Sand – Bakom spont (Aktivsidan)	
Elasticitetsmodul, E	$10\,000 \text{ kPa}$
Tvärkontraktionstal, ν	$0,3$
Friktionsvinkel, ϕ	30°
Kohesion, c	$0,2 \text{ kPa}$
Dilatationsvinkeln, ψ	0°
Råhet, R_{inter}	$0,464$

Tabell 4.2. Egenskaper för jord framför spont.

Sand – Framför spont (Passivsidan)	
Elasticitetsmodul, E	10 000 kPa
Tvärkontraktionstal, ν	0,3
Friktionsvinkeln, ϕ	30°
Kohesionen, c	0,2 kPa
Dilatationsvinkeln, ψ	0°
Råhet, R_{inter}	0,305

Tabell 4.3. Egenskaper för stag.

Stag	
EA	$2,64 \cdot 10^5$ kN
Stagavstånd	1 m
Ekvivalent längd	15 m

4.2 Dimensionering enligt Rowe

Beräkningen görs enligt free-earth support metoden samt med de antaganden som ska göras enligt Rowe, se kapitel 3.1.3.

Först beräknas jordtryckskoefficienterna, för aktivt jordtryck gäller Coulombs värde med väggfriktion $\delta = \frac{2}{3} \phi$. Då ger ekvation (3.7) med förutsättningar enligt figur 4.1,

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} = \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{\sin^2 90^\circ \cdot \sin(90^\circ - 20^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 20^\circ) \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 20^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0,297$$

Passiva jordtryckskoefficienten beräknas enligt ekvation (3.12) med $\delta = 0$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} = \frac{\sin^2(90^\circ - 30^\circ)}{\sin^2 90^\circ \cdot \sin(90^\circ + 0^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 0^\circ) \sin(30^\circ + 0^\circ)}{\sin(90^\circ + 0^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2}$$

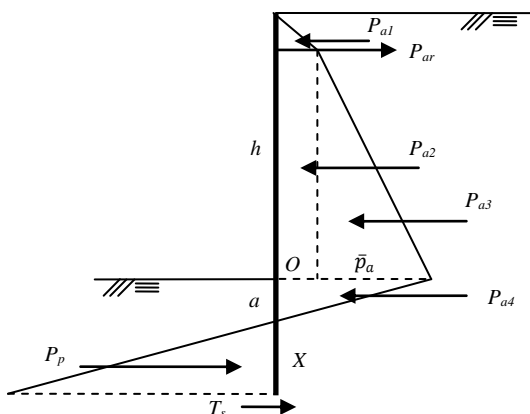
$$K_p = 3, \text{ efter reduktion blir } K_p = \frac{3}{1,5} = 2 \text{ (} G_p = 1,5 \text{ enligt kapitel 3.1.3)}$$

Då Rowes momentreduktionskurvor bygger på free-earth support metoden används de formler som presenteras i kapitel 3.1.2.

Från ekvation (3.13) får man den effektiva spänningen i jorden under schaktbotten

$$G_k = \gamma' K' \Rightarrow G_k = 11(2,0 - 0,297) = 18,733 \text{ kPa/m}$$

Detta ger följande spänningsfördelning i jorden



Figur 4.4. Spänningsfördelningen i jorden.

Det aktiva jordtrycket beräknas enligt

$$\bar{p}_a = d \cdot \gamma \cdot K_a$$

Där d är tjockleken på jordlagret, γ dess tunghet och K_a är jordtryckscoefficienten. Nedan i tabell 4.4 redovisas värden för det aktiva jordtrycket

Tabell 4.4. Aktivt jordtryck verkarnde mot spontväggen.

Nivå	d	γ	K_a	p_a	
+ 2,0	0	18	0,297	0	kPa
0,0	2	18	0,297	10,692	kPa
- 6,0	8	11	0,297	30,294	kPa

G_k betecknar ökningen av passivtrycket under schaktbotten. För att beräkna längden a används ekvation (3.13)

$$a = \frac{\bar{p}_a}{G_k} = \frac{30,294}{18,733} = 1,617 \text{ m}$$

Med hjälp av längden a kan de aktiva jordtryckskrafterna beräknas

$$P_{a1} = \frac{10,692 \cdot 2}{2} = 10,692 \text{ kN/m}$$

$$P_{a2} = 10,692 \cdot 6 = 64,152 \text{ kN/m}$$

$$P_{a3} = \frac{(30,294 - 10,692) \cdot 6}{2} = 58,806 \text{ kN/m}$$

$$P_{a4} = \frac{30,294 \cdot 1,617}{2} = 24,493 \text{ kN/m}$$

Sedan beräknas tyngdpunkten för kraften som uppkommer på grund av aktivt jordtryck genom jämvikt kring ankarnivå, se *figur 3.4* och *figur 4.3*.

$$(P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4}) \cdot \bar{y} = -\left(P_{a1} \cdot \frac{2}{3}\right) + \left(P_{a2} \cdot \frac{6}{2}\right) + \left(P_{a3} \cdot \frac{2}{3} \cdot 6\right) + \left(P_{a4} \cdot \frac{1,617}{3} + 6\right)$$

Lös ut \bar{y}

$$\bar{y} = \frac{\left(-\left(P_{a1} \cdot \frac{2}{3}\right) + \left(P_{a2} \cdot \frac{6}{2}\right) + \left(P_{a3} \cdot \frac{2}{3} \cdot 6\right) + \left(P_{a4} \cdot \frac{1,617}{3} + 6\right)\right)}{(P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4})}$$

$$\bar{y} = \frac{\left(-\left(10,692 \cdot \frac{2}{3}\right) + \left(64,152 \cdot \frac{6}{2}\right) + \left(58,806 \cdot \frac{2}{3} \cdot 6\right) + \left(24,493 \cdot \left(\frac{1,617}{3} + 6\right)\right)\right)}{(10,692 + 64,152 + 58,806 + 24,493)}$$

$$\bar{y} = 3,672 \text{ m}$$

Nu ställs uttrycket upp för spontfotsfriktionen, ekvation (3.25). Denna kraft beror på det aktiva jordtrycket, passiva jordtrycket samt väggens tyngd. Alla dessa parametrar beror på spontväggens höjd. I beräkningen betecknas nedslagningsdjupet för sponten X . Redan nu antar man en spontprofil för att få fram tyngd/m², detta är egentligen inte nödvändigt utan istället kan man anta en tyngd för spontväggen och sedan ta fram vilken tvärsektion som behövs för att ta hand om momenten som uppstår. Sedan går man tillbaka och kontrollerar sitt antagande. Men för enkelhetens skull väljs redan nu en profil, AZ17, för tvärsnittsdata se *tabell 4.5* nedan

Tabell 4.5. Värderna för spontprofil AZ 17 [AZ Jagged Wall] [16].

Tvärsnittsarea Vikt per m Tröghetsmoment Böjmotstånd

	cm ² /m	kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m
Per m spont	122,0	95,8	3840	345

$$T_s = \frac{\tan\delta}{G_p} \left(\left(\sum P_a - \sum P_p \right) \tan\delta + w_s \cdot H \right) \Rightarrow$$

$$T_s = \frac{\tan(20^\circ)}{1,5} ((158,143 - (18,733 \cdot 0,5 \cdot X^2)) \tan(20^\circ) + (0,94(8 + 1,617 + X)))$$

Nu ställs en jämvikt upp kring ankarnivå

$$158,143 \cdot 3,67 = (18,733 \cdot 0,5 \cdot X^2 \cdot (6 + 1,617 + (2/3 \cdot X))) + \left(\frac{\tan(20^\circ)}{1,5} ((158,143 - (18,733 \cdot 0,5 \cdot X^2)) \tan(20^\circ) + (0,94(8 + 1,617 + X))) \right) \cdot (6 + 1,617 + X)$$

$$X = 2,313 \text{ m}$$

Nu beräknas den totala kraften från passivt tryck enligt

$$R_p = \frac{G_k \cdot X^2}{2} \Rightarrow R_p = \frac{18,733 \cdot 2,313^2}{2} = 50,110 \text{ kN/m}$$

Nu kan spontfotsfriktionen beräknas enligt ekvation (3.26)

$$T_s = \frac{\tan\delta}{G_p} \left(\left(\sum P_a - \sum P_p \right) \tan\delta + w_s \cdot H \right) \Rightarrow$$

$$T_s = \frac{\tan(20^\circ)}{1,5} ((158,143 - 50,110) \tan(20^\circ) + (0,94(8 + 1,617 + 2,313)))$$

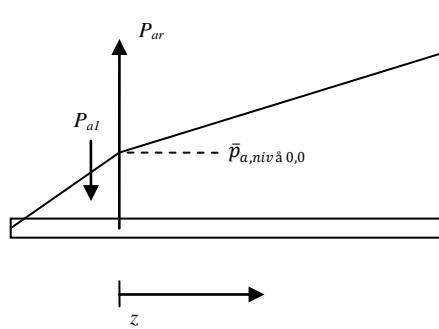
$$= 12,261 \text{ kN/m}$$

Kraften i ankaret fås genom jämvikt i horisontell led

$$P_{ar} + R_p + T_s - R_a = 0 \Rightarrow$$

$$P_{ar} = R_a - R_p - T_s = 158,143 - 50,110 - 12,261 = 95,772 \text{ kN/m}$$

För att sedan beräkna det maximala momentet tar man reda på var tvärkraften är 0 i spontväggen. Man antar att momentmaximum inträffar någonstans mellan schaktbotten och ankarnivå, se *figur 4.5*.



Figur 4.5. Hur man tar reda på var tvärkraften är noll.

För att bestämma var tvärkraften är 0 ställs följande ekvation upp

$$(\rightarrow); P_{ar} - P_{a1} - \left(\frac{\bar{p}_{a,nivå\ 0,0} + (\bar{p}_{a,nivå\ 0,0} + (\gamma' \cdot K_a \cdot z))}{2} \cdot z \right) = 0 \Rightarrow$$

$$z^2 + \frac{2 \cdot \bar{p}_{a,nivå\ 0,0}}{\gamma' \cdot K_a} \cdot z - \frac{2}{\gamma' \cdot K_a} \cdot (P_{ar} - P_{a1}) = 0 \Rightarrow$$

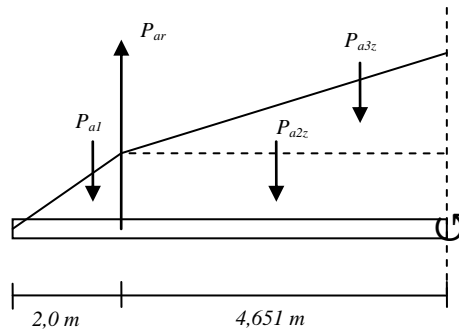
$$z = -\frac{\bar{p}_{a,nivå\ 0,0}}{\gamma' \cdot K_a} \pm \sqrt{\left(-\frac{\bar{p}_{a,nivå\ 0,0}}{\gamma' \cdot K_a}\right)^2 + \frac{2}{\gamma' \cdot K_a} \cdot (P_{ar} - P_{a1})} \Rightarrow$$

$$z = -\frac{10,692}{11 \cdot 0,297} \pm \sqrt{\left(-\frac{10,692}{11 \cdot 0,297}\right)^2 + \frac{2}{11 \cdot 0,297} \cdot (95,772 - 10,692)} \Rightarrow$$

$$z = -3,273 \pm 7,924 = \begin{cases} z_1 = -11,197 \text{ m} \\ z_2 = 4,651 \text{ m} \end{cases}$$

Då $0.0 < z < 6.0$ m blir alltså tvärkraften i spontväggen noll då $z = 4,651$ meter.

Nu kan det maximala momentet bestämmas, momentekvationen i punkt $z = 4,651$ m ställs upp enligt *figur 4.6* nedan



Figur 4.6. Beräkning av momentet i spontväggen.

$$(\mathcal{O}); \left(P_{a1} \cdot \left(z + \left(\frac{2}{3} \cdot 2 \right) \right) \right) + \left(P_{a2z} \cdot \frac{z}{2} \right) + \left(P_{a3z} \cdot \frac{z}{3} \right) - (P_{ar} \cdot z) + M_{max} = 0 \Rightarrow$$

$$M_{max} = (P_{ar} \cdot z) - \left(P_{a1} \cdot \left(z + \left(\frac{2}{3} \cdot 2 \right) \right) \right) - \left(P_{a2z} \cdot \frac{z}{2} \right) - \left(P_{a3z} \cdot \frac{z}{3} \right) \Rightarrow$$

$$M_{max} = (95,772 \cdot 4,651) - \left(10,692 \cdot \left(4,651 + \left(\frac{1}{3} \cdot 2 \right) \right) \right) - \left(10,692 \cdot 4,651 \cdot \frac{4,643}{2} \right) - \left(\frac{11 \cdot 0,297 \cdot 4,651^2}{2} \cdot \frac{4,651}{3} \right) \Rightarrow$$

$$M_{max} = 218,15 \text{ kNm/m}$$

Sedan beräknas förhållandet mellan urgrävd höjd och total höjd på spont, detta ger värdet α som sedan används i de momentreduktionskurvor som Rowe tagit fram.

$$\alpha = \frac{h}{h + a + X} = \frac{8}{8 + 1,617 + 2,313} = 0.67$$

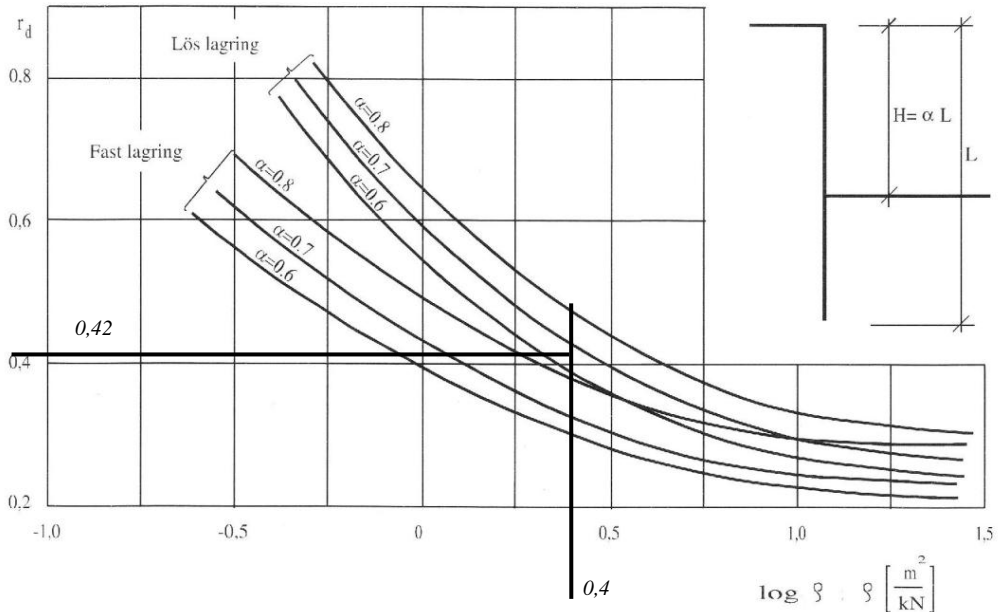
Nu beräknas Rowes flexibilitetstal för sponten, ekvation (3.25)

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \Rightarrow \rho = \frac{11,93^4}{38,4 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6} = 2,512 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$\log(\rho) = \log(2,512) = 0,4$$

Momentreduktion i spontvägg

Momentreduktionskurvorna som Rowe tog fram baserar sig på enheterna in, ft och lb. En översättning till SI-enheter har gjorts av [5]. Se figur 4.7 nedan



Figur 4.7. Rowes momentreduktionskurvor [5].

Med $\alpha = 0,67$ och $\log(\rho) = 0,4$ erhålls $r_d = 0,42$ för lös lagrad sand, se kap 4. Dimensionerande momentet beräknas enligt

$$M_{Sd} = r_d \cdot M_{max} \Rightarrow M_{Sd} = 0,42 \cdot 218,150 = 91,623 \text{ kNm/m}$$

Kapaciteten för spontprofilen, tabell 4.5, ges av

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W \Rightarrow M_{Rd} = \frac{355 \cdot 10^6}{1,2} \cdot 345 \cdot 10^{-6} = 102,063 \text{ kNm/m}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$ sponten klarar böjmomentet.

Resultat

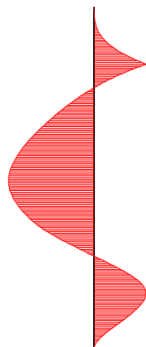
Moment: 92 kNm/m

Ankarkraft: 96 kN/m

Nedslagningsdjup: 3,93 m

Jämförande beräkning

Med hjälp av resultaten ovan görs en modell i PLAXIS som får samma spontprofil med givna styvheter enligt *tabell 4.5* och har ett nedslagningsdjup på 3,93 meter. För förankringsnivå gäller samma förutsättningar som de givna i *figur 4.1*. Detta ger då följande momentkurva för spontprofilen, *figur 4.8* nedan.



Figur 4.8. Momentkurva för spontprofil med förutsättningar enligt Rowes dimensioneringsmetod.

Simuleringen i PLAXIS gav ett dimensionerande moment på 72 kNm/m och kraften i ankaret blev 130 kN/m.

4.3 Dimensionering enligt Sponthandboken

Dimensionering enligt Sponthandboken, se kapitel 3.2, med samma förutsättningar som tidigare, se *figur 4.1*. Eftersom sponten är stor skulle brott i konstruktionen kunna leda till mycket allvarliga skador varför säkerhetsklassen sätts till 3, alltså $\gamma_n = 1,2$. Partialkoefficienten för friktionsvinkeln, $\gamma_{m\phi}$, sätts till ett värde mitt emellan intervallen angivna i *tabell 3.2* och sedan reduceras den med 20 %.

$$\gamma_{m\phi} = 1,2 \cdot 0,8 = 0,96$$

Dock får inte $\gamma_{m\phi}$ understiga 1,05. Dimensionerande friktionsvinkel ϕ_d beräknas sedan genom

$$\phi_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi_k}{\gamma_n \cdot \gamma_{m\phi}}\right) \Rightarrow \phi_d = \arctan\left(\frac{\tan 30}{1,2 \cdot 1,05}\right) = 24,6^\circ$$

På grund av att vattennivåerna är samma på bägge sidor om sponten kommer termerna som behandlar vattnets spänning mot spontväggen att bortses ifrån i ekvation (3.26) samt (3.27). För spänningar under vattennivå används effektivt jordtryck.

Aktivt jordtryck

Ekvation (3.26) används som utgångskälla för beräkningarna, termen γ_{sda} sätts till 1,0, i övrigt beräknas spänningen i jorden enligt tidigare hänvisningar. Först bestäms den aktiva jordtryckscoefficienten, här kallad K_a

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right) \Rightarrow K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{24,6^\circ}{2}\right) = 0,412$$

Sedan ställs ett uttryck upp för spänningen beroende på djupet, se *tabell 4.6*. Okänt här är nedslagningsdjupet, z .

Tabell 4.6. Det aktiva jordtrycket som verkar mot spontväggen.

Nivå	d	γ/γ'	K_a	p_a	
2	0	18	0,412	0	kPa
0	2	18	0,412	14,832	kPa
- 6	8	11	0,412	42,024	kPa
- (6+z)	8	11	0,412	42,024 + 4,5z	kPa

Passivt jordtryck

Ekvation (3.27) används som utgångskälla för beräkningarna, termen γ_{sdp} sätts till 0,9 då arbete sker mer än två meter under grundvattenytan, i övrigt beräknas spänningen i jorden enligt tidigare hänvisningar [5]. Först bestäms den passiva jordtryckscoefficienten, här kallad K_p

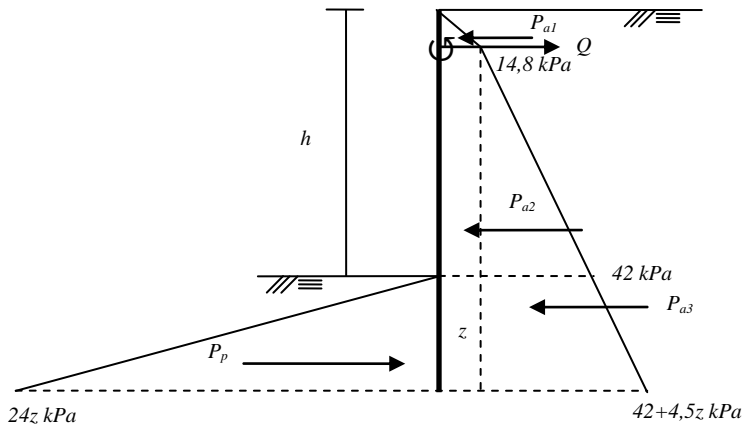
$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2}\right) \Rightarrow K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{24,6^\circ}{2}\right) = 2,426$$

Sedan ställs ett uttryck upp för spänningen beroende på djupet, se *tabell 4.7*. Okänt här är nedslagningsdjupet, z .

Tabell 4.7. Det passiva jordtrycket som verkar mot spontväggen.

Nivå	d	γ/γ'	$K_p \cdot \gamma_{sdp}$	p_p	
- 6,0	0	11	2,1834	0	kPa
- (6,0 + z)	z	11	2,1834	24,017z	kPa

Nedan i *figur 4.9* kan man åskådliggöra spänningsfördelningen i jorden.



Figur 4.9. Jordtrycken som utbildas i jorden och som verkar mot spontväggen.

Krafterna som verkar mot väggen har storlekarna

$$P_{a1} = \frac{14,832 \cdot 2}{2} = 14,832 \text{ kN/m}$$

$$P_{a2} = 14,832 \cdot (6 + z) = (88,992 + 14,832z) \text{ kN/m}$$

$$P_{a3} = \frac{((42,024 + 4,532z) - 14,832) \cdot (6 + z)}{2}$$

$$= (2,266z^2 + 27,192z + 81,576) \text{ kN/m}$$

$$P_p = -24,017z \cdot \frac{z}{2} = -12,009z^2 \text{ kN/m}$$

Hävmarna för krafterna beräknas med hjälp av *figur 4.10*

$$h_{a1} = -\frac{1}{3} \cdot 2 = -\frac{2}{3}$$

$$h_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (6 + z) = 3 + \frac{z}{2}$$

$$h_{a3} = \frac{2}{3} \cdot (6 + z) = 4 + \frac{2z}{3}$$

$$h_p = 6 + \frac{2z}{3}$$

Nu ställer man upp en momentjämviktsekvation kring ankarnivå

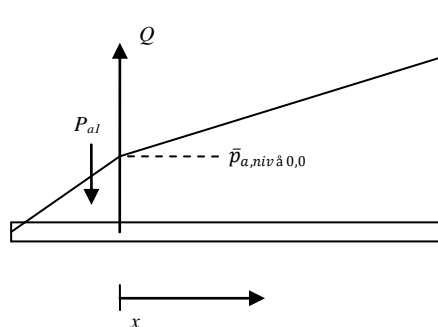
$$\begin{aligned}
 (\mathcal{O}); (P_{a1} \cdot h_{a1}) + (P_{a2} \cdot h_{a2}) + (P_{a3} \cdot h_{a3}) + (P_p \cdot h_p) &= 0 \Rightarrow \\
 \left(14,832 \cdot \left(-\frac{2}{3}\right)\right) + \left((88,992 + 14,832z) \cdot \left(3 + \frac{z}{2}\right)\right) \\
 + \left((2,266z^2 + 27,192z + 81,576) \cdot \left(4 + \frac{2z}{3}\right)\right) + \left((-12,009z^2) \cdot \left(6 + \left(\frac{2z}{3}\right)\right)\right) &= \\
 = 0
 \end{aligned}$$

Ekvationen löses grafiskt, detta ger ett nedslagningsdjup $z = 5,156$ meter.

Sedan beräknas kraften i ankaret enligt ekvation (3.29)

$$\begin{aligned}
 Q = P_a - P_p &= \\
 = 14,832 + (88,992 + 14,832 \cdot 5,156) \\
 + (2,266 \cdot 5,156^2 + 27,192 \cdot 5,156 + 81,576) - 12,009 \cdot 5,156^2 &= \\
 = 143,065 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Nu kan man ta reda på var tvärkraften är noll i spontväggen och därefter räkna ut det maximala momentet som uppstår, se *figur 4.10*. Antar att momentmaximum inträffar mellan stag och schaktbotten.



Figur 4.10. Hur man tar reda på var tvärkraften är noll.

$$(\rightarrow); P_{ar} - P_{a1} - \left(\frac{\bar{p}_{a,niv \text{ å } 0,0} + \left(\bar{p}_{a,niv \text{ å } 0,0} + (\gamma' \cdot K_a \cdot z) \right)}{2} \cdot x \right) = 0 \Rightarrow$$

$$x^2 + \frac{2 \cdot \bar{p}_{a,niv \text{ å } 0,0}}{\gamma' \cdot K_a} \cdot x - \frac{2}{\gamma' \cdot K_a} \cdot (P_{ar} - P_{a1}) = 0 \Rightarrow$$

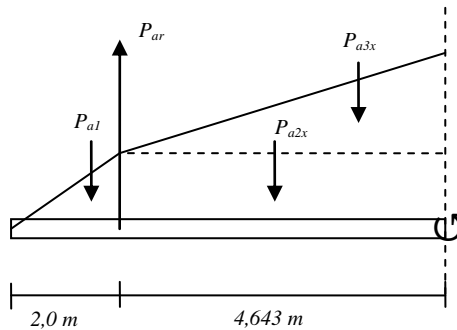
$$x = -\frac{\bar{p}_{a,niv\ \grave{a}\ 0,0}}{\gamma' \cdot K_a} \pm \sqrt{\left(-\frac{\bar{p}_{a,niv\ \grave{a}\ 0,0}}{\gamma' \cdot K_a}\right)^2 + \frac{2}{\gamma' \cdot K_a} \cdot (P_{ar} - P_{a1})} \Rightarrow$$

$$x = -\frac{14,832}{11 \cdot 0,412} \pm \sqrt{\left(-\frac{14,832}{11 \cdot 0,412}\right)^2 + \frac{2}{11 \cdot 0,412} \cdot (143,065 - 14,832)} \Rightarrow$$

$$x = -3,273 \pm 8,204 = \begin{cases} x_1 = -11,477 \text{ m} \\ x_2 = 4,931 \text{ m} \end{cases}$$

Då $0.0 < x < 6.0$ m blir alltså tvärkraften i spontväggen noll då $x = 4,931$ meter.

Nu kan det maximala momentet bestämmas, momentekvationen i punkt $x = 4,931$ m ställs upp enligt *figur 4.11* nedan. Metoden avviker från den enligt ekvation (3.30) men ger samma resultat, antagandet bygger på att spontväggen ses som fritt upplagd.



Figur 4.11. Beräkning av momentet i spontväggen.

$$(\text{O}); \left(P_{a1} \cdot \left(x + \left(\frac{2}{3} \cdot 2 \right) \right) \right) + \left(P_{a2x} \cdot \frac{x}{2} \right) + \left(P_{a3x} \cdot \frac{x}{3} \right) - (P_{ar} \cdot x) + M_{max} = 0 \Rightarrow$$

$$M_{max} = (P_{ar} \cdot x) - \left(P_{a1} \cdot \left(x + \left(\frac{2}{3} \cdot 2 \right) \right) \right) - \left(P_{a2x} \cdot \frac{x}{2} \right) - \left(P_{a3x} \cdot \frac{x}{3} \right) \Rightarrow$$

$$M_{max} = (143,065 \cdot 4,931) - \left(14,832 \cdot \left(4,931 + \left(\frac{1}{3} \cdot 2 \right) \right) \right) - \left(14,832 \cdot 4,931 \cdot \frac{4,931}{2} \right) - \left(\frac{11 \cdot 0,412 \cdot 4,931^2}{2} \cdot \frac{4,931}{3} \right) \Rightarrow$$

$$M_{max} = 351,549 \text{ kNm/m}$$

Momentreduktion i spontvägg

Nu kan man ställa upp en tabell och jämföra olika sponter och se vilken reduktion de får enligt Rowes momentreduktionskurvor för att sedan jämföra kapacitet med lasteffekt. Nedan har en spontprofil antagits, se *tabell 4.8*.

Tabell 4.8. Värden för spontprofil AZ 28 [AZ Jagged Wall] [16]

	Tvårsnittsarea	Vikt per m	Tröghetsmoment	Böjmotstånd
	cm²/m	kg/m	cm⁴/m	cm³/m
Per m spont	181,0	141,8	7110	595

Sedan beräknas förhållandet mellan urgrävd höjd och total höjd på spont, detta ger värdet α som sedan används i de momentreduktionskurvor som Rowe tagit fram.

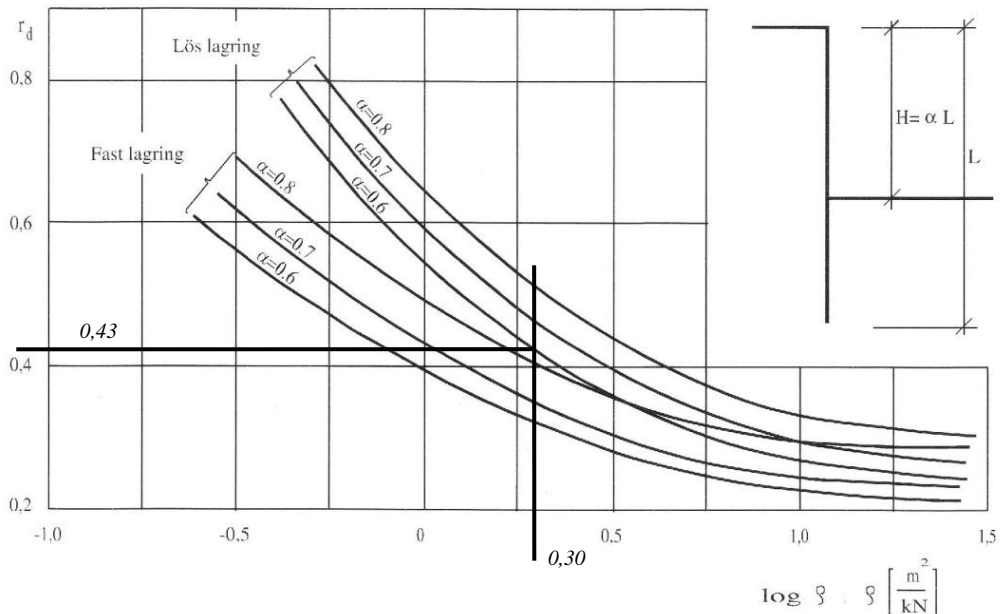
$$\alpha = \frac{h}{h+z} = \frac{8}{8+5,156} = 0,61$$

Nu beräknas Rowes flexibilitetstal för sponten, ekvation (3.24)

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \Rightarrow \rho = \frac{13,156^4}{71,10 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6} = 2,0 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$\log(\rho) = \log(2,0) = 0,3$$

Momentreduktionskurvorna som Rowe tog fram ger enligt *figur 4.12* nedan



Figur 4.12. Rowes momentreduktionskurvor [5].

Med $\alpha = 0,61$ och $\log(\rho) = 0,3$ erhålls $r_d = 0,43$ för lös lagrad sand, se kap 4. Dimensionerande momentet beräknas enligt

$$M_{Sd} = r_d \cdot M_{max} \Rightarrow M_{Sd} = 0,43 \cdot 351,549 = 151,166 \text{ kNm/m}$$

Kapaciteten för spontprofilen, *tabell 4.8*, ges av

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W \Rightarrow M_{Rd} = \frac{355 \cdot 10^6}{1,2} \cdot 595 \cdot 10^{-6} = 176,021 \text{ kNm/m}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$ sponten klarar böjmomentet.

Resultat

Moment: 151 kNm/m

Ankarkraft: 143 kN/m

Nedslagningsdjup: 5,16 m

Jämförande beräkning

Med hjälp av resultaten ovan görs en modell i PLAXIS som får samma spontprofil med givna styvheter enligt *tabell 4.8* och har ett nedslagningsdjup på 3,93 meter. För förankringsnivå gäller samma förutsättningar som de givna i *figur 4.1*. Detta ger då följande momentkurva för spontprofilen, se *figur 4.13* nedan.



Figur 4.13. Momentkurva för spontprofil med förutsättningar enligt Sponthandbokens dimensioneringsmetod.

Simuleringen i PLAXIS gav ett dimensionerande moment på 78 kNm/m och kraften i ankaret blev 120 kN/m.

4.4 Dimensionering enligt Brinch Hansen

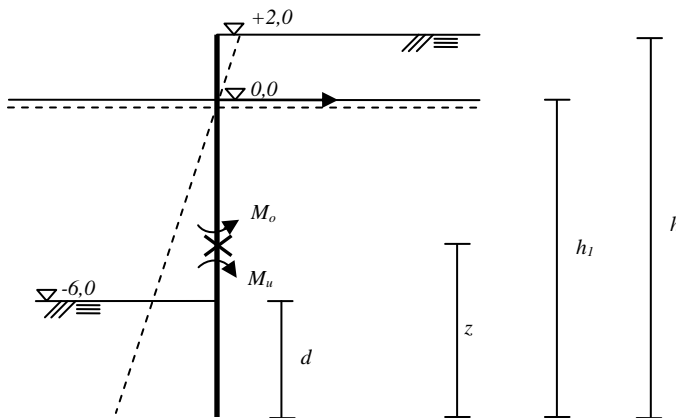
Dimensionering kommer nu att ske enligt Brinch Hansens jordtrycksteori. Tre fall ska studeras, det som kommer att skilja dessa tre fall åt är hur många flytleder man förutsätter att spontväggen kommer att utveckla. Diagrammen som finns för att ta fram jordtryckskoefficienter återfinns i *appendix A*.

Beräkningsgången går till så att man antar ett nedslagningsdjup som sedan ger indata till jordtryckskoefficienter enligt ekvation (3.37) och (3.38). Sedan kontrollerar man momenten kring den nivå där tvärkraften är noll. Summan av momenten under denna nivå ska vara lika stor som summan av momenten ovanför. Skulle detta inte vara fallet genomför man en ny beräkning med nytt antaget nedslagningsdjup. Sedan interpolerar man mellan dessa moment och får fram ett nedslagningsdjup som ger lika stora moment över såväl som under den nivå där tvärkraften är noll.

I kapitel 3.3 var det tre olika brottsätt som Brinch Hansen föreslog vara mest ekonomiska, dessa tre kommer vidare analyseras i detta avsnitt.

4.4.1 Ingen flytled

Nedan i *figur 4.14* ser man hur rotationen sker i en spontvägg utan flytleder. Höger sida har en positiv rotation, det vill säga att vinkeln mellan mark och spontvägg ökar, medan vänster sida har en negativ rotation. Detta ger i sin tur med hjälp av höjderna h , h_1 och d och diagrammen i *appendix A* de koefficienter som behövs för att beskriva spänningen i jorden.



Figur 4.14. Rotationen i en spontvägg utan flytled.

När man räknar enligt Brinch Hansen finns också partialkoefficienter som man ska ta hänsyn till [15]. Den dimensionerande vinkeln beräknas enligt

$$\phi_{tr} = 30^\circ, \phi_k = 1,1 \cdot \phi_{tr} \Rightarrow \phi_k = 1,1 \cdot 30^\circ = 33^\circ$$

$$\phi_n = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{f_\phi}\right) \Rightarrow \phi_n = \arctan\left(\frac{\tan 33^\circ}{1,2}\right) = 28,4^\circ$$

Väggen räknas som helt rå, tungheterna för jorden är $\gamma/\gamma' = 18/11 \text{ kN/m}^3$.

Lättast vid dimensionering enligt Brinch Hansen är att ställa upp allt i tabellform, detta tillvägagångssätt kommer att anammas för samtliga beräkningar enligt Brinch Hansen. Antar nedslagningsdjup, $d = 2,0$ meter.

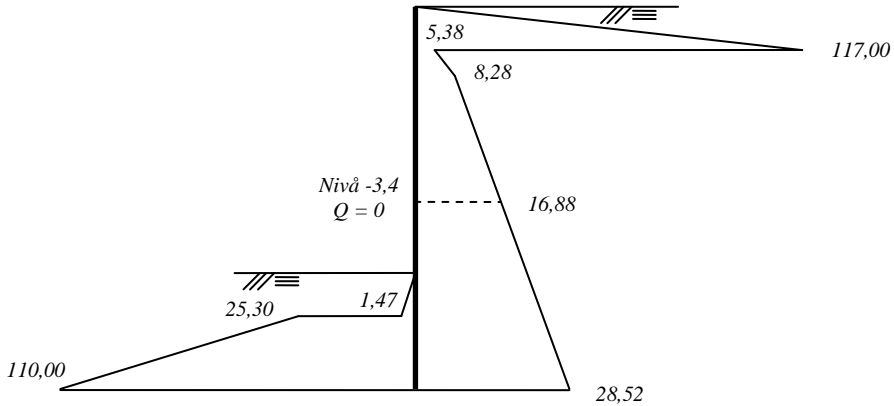
Tabell 4.9. Koefficienter för spontvägg utan flytled, $d = 2,0$ meter.

Vänster - negativ rotation		Höger - positiv rotation	
$h_1 = 8$	$h_1/d = 4$	$h = 8$	$h_1/h = 0,8$
$d = 2$		$h_1 = 10$	
$\xi = 0,77$	$\xi \cdot d = 1,54$	$\xi = 0,87$	$\xi \cdot h = 8,7$
$K_\gamma^x = 0,29$		$K_\gamma^x = 5,0$	
$K_\gamma^y = 5,0$		$K_\gamma^y = 0,23$	

Tabell 4.10. Spänningsfördelning i spontvägg, $d = 2,0$ meter.

e	Höger/Vänster	Nivå	$\gamma \cdot d \cdot K + p \cdot K + c \cdot K$	kN/m^2
e^x	Höger	+ 2,0	0	0,00
e^x	Höger	+ 0,7	$18 \cdot 1,3 \cdot 5,0$	117,00
e^y	Höger	+ 0,7	$18 \cdot 1,3 \cdot 0,23$	5,38
e^y	Höger	0	$18 \cdot 2,0 \cdot 0,23$	8,28
e^y	Höger	- 8,0	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 8) \cdot 0,23$	28,52
e^x	Vänster	- 6,0	0	0,00
e^x	Vänster	- 6,46	$11 \cdot 0,46 \cdot 0,29$	1,47
e^y	Vänster	- 6,46	$11 \cdot 0,46 \cdot 5,0$	25,30
e^y	Vänster	- 8,0	$11 \cdot 2,0 \cdot 5,0$	110,00
			$Q = 0 \rightarrow z = 4,6056 \text{ m}$	
e^y	Höger	- 3,4	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 3,4) \cdot 0,23$	16,88

För att bestämma var tvärkraften är noll i spontväggen har en horisontell jämviktsekvation ställts upp där längden z beräknats nedifrån, se *figur 4.15*.



Figur 4.15. Spänningsfördelningen i jorden, $d = 2,0$ meter.

Ökningen för varje meter av det aktiva jordtrycket på höger sida under vattennivå kan beskrivas genom

$$K_{\gamma}^y \cdot \gamma' \cdot z = 0,23 \cdot 11 \cdot z = 2,53z$$

Detta samband används sedan för att ta fram nivån där tvärkraften $Q = 0$ och därmed bestämma den punkt där momentet under respektive över denna punkt ska ha samma storlek. Geometrin i *figur 4.16* ger

$$\frac{(28,52 + (28,52 - 2,53z)) \cdot z}{2} = \frac{(110 - 25,3) \cdot 1,54}{2} + 25,3 \cdot 1,54 + \frac{1,47 \cdot 0,46}{2}$$

$$\Rightarrow z = 4,6056 \text{ m}$$

Med hjälp av dessa värden kan man nu beräkna momenten i spontväggen samt kraften som ankaret måste ta upp. Förankringen ska ta hand om allt aktivt tryck som ligger ovan den framräknade nivån $- 3,4$ meter, se *figur 4.15*.

Momentreduktion i spontvägg

Tabell 4.11. Sammanställning av moment och ankarkraft i spontvägg, $d = 2,0$ meter.

M	H/V	Area		Hävarm		M↓	M↑
M _o	Höger	$1/2 \cdot 117 \cdot 1,3$	76,05	$1/3 \cdot 1,3 + 0,7$	1,13		85,94
M _o	Höger	$5,38 \cdot 0,7$	3,77	$0,7/2$	0,35		1,32
M _o	Höger	$(8,28 - 5,38) \cdot 0,7/2$	1,015	$0,7/3$	0,23		0,24
M _o	Höger	$8,28 \cdot 3,4$	28,15	$3,4/2$	1,7	47,86	
M _o	Höger	$(16,88 - 8,28) \cdot 3,4/2$	14,62	$2/3 \cdot 3,4$	2,27	33,14	
		Σ	123,60	kN/m	Σ	81,00	87,50
M _u	Vänster	$(110 - 25,3) \cdot 1,54/2$	65,22	$2/3 \cdot 1,54 + 3,06$	4,09		266,75
M _u	Vänster	$25,3 \cdot 1,54$	38,96	$1,54/2 + 3,06$	3,83		149,22
M _u	Vänster	$1,47 \cdot 0,46/2$	0,34	$2/3 \cdot 0,46 + 2,6$	2,91		0,99
M _u	Höger	$16,88 \cdot 4,6$	77,65	$4,6/2$	2,3	178,6	
M _u	Höger	$(28,52 - 16,88) \cdot 4,6/2$	26,77	$2/3 \cdot 4,6$	3,07	82,18	
					Σ	260,78	416,96
					M _o /M _u	-6,5 /	156,18
					M _A /A	87,50 /	123,6

Som man kan se ovan i *tabell 4.11* så är momenten under, respektive över nivån där tvärkraften är noll av olika storlek. Detta gör att man måste anta ett annat nedslagningsdjup. Då momentet är större under nivån där tvärkraften är noll antas ett mindre nedslagningsdjup. Nästa beräkning görs med nedslagningsdjupet $d = 1,5$ meter, se *figur 4.16*.

Tabell 4.12. Koefficienter för spontvägg utan flyted, $d = 1,5$ meter.

Vänster - negativ rotation

$h_1 = 7,5$	$h_1/d = 5$
$d = 1,5$	

$\xi = 0,81$	$\xi \cdot d = 1,215$
--------------	-----------------------

$K_\gamma^x = 0,29$
$K_\gamma^y = 4,29$

Höger - positiv rotation

$h = 7,5$	$h_1/h = 0,79$
$h_1 = 9,5$	

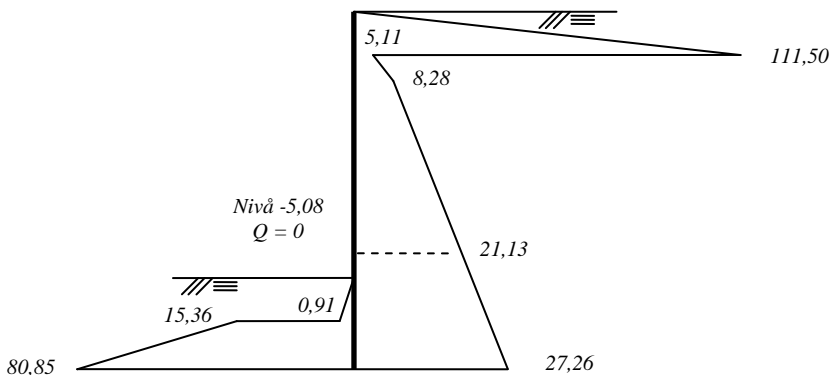
$\xi = 0,87$	$\xi \cdot h = 8,265$
--------------	-----------------------

$K_\gamma^x = 5,0$
$K_\gamma^y = 0,23$

Momentreduktion i spontvägg

Tabell 4.13. Spänningsfördelning i spontvägg, $d = 1,5$ meter.

e	Höger/Vänster	Nivå	$\gamma \cdot d \cdot K + p \cdot K + c \cdot K$	kN/m ²
e ^x	Höger	+ 2,0	0	0,00
e ^x	Höger	+ 0,765	$18 \cdot 1,235 \cdot 5,0$	111,15
e ^y	Höger	+ 0,765	$18 \cdot 1,235 \cdot 0,23$	5,11
e ^y	Höger	0	$18 \cdot 2,0 \cdot 0,23$	8,28
e ^y	Höger	- 7,5	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 7,5) \cdot 0,23$	27,26
e ^x	Vänster	- 6,0	0	0,00
e ^x	Vänster	- 6,285	$11 \cdot 0,285 \cdot 0,29$	0,91
e ^y	Vänster	- 6,285	$11 \cdot 0,285 \cdot 5,0$	15,36
e ^y	Vänster	- 7,5	$11 \cdot 1,5 \cdot 5,0$	80,85
			$Q = 0 \rightarrow z = 2,42$ m	
e ^y	Höger	- 5,08	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 5,08) \cdot 0,23$	21,13



Figur 4.16 Spänningsfördelningen i jorden, $d = 1,5$ meter.

På samma sätt som tidigare fås nivån där tvärkraften i spontväggen är noll enligt

$$\frac{(27,26 + (27,26 - 2,53z)) \cdot z}{2} = \frac{(80,85 - 15,36) \cdot 1,215}{2} + 15,36 \cdot 1,215 + \frac{0,91 \cdot 0,285}{2}$$

$$\Rightarrow z = 2,42 \text{ m}$$

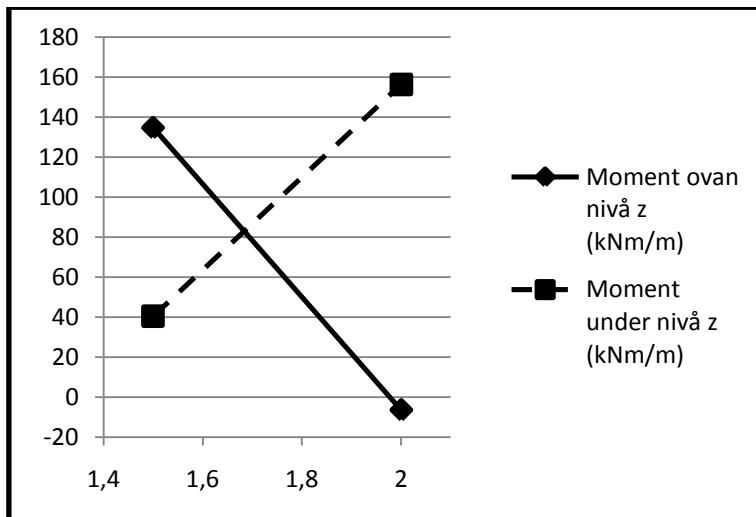
Momentreduktion i spontvägg

Återigen kontrolleras momenten i väggen, se *tabell 4.14* nedan

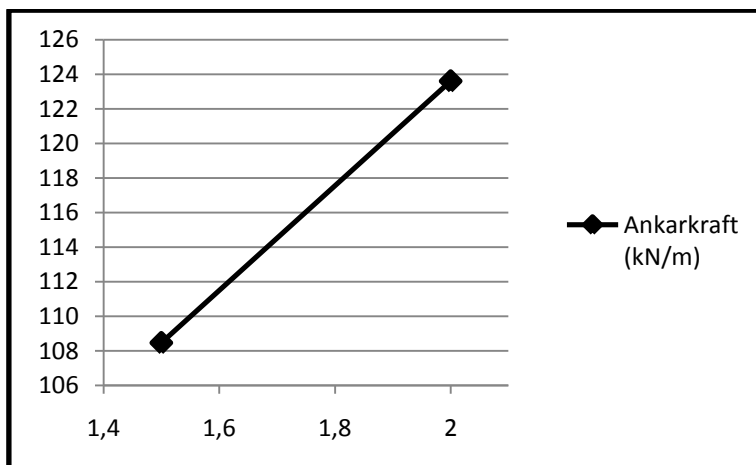
Tabell 4.14. Sammanställning av moment och ankarkraft i spontvägg, $d = 1,5$ meter.

M	H/V	Area		Hävarm		M↓	M↑
M_o	Höger	$111,5 \cdot 1,235/2$	68,64	$1/3 \cdot 1,215 + 0,765$	1,18		81,00
M_o	Höger	$5,11 \cdot 0,765$	3,91	$0,765/2$	0,38		1,49
M_o	Höger	$(8,28 - 5,11) \cdot 0,765/2$	1,21	$0,765/3$	0,26		0,31
M_o	Höger	$8,28 \cdot 5,08$	42,06	$5,08/2$	2,54	106,83	
M_o	Höger	$(21,13 - 8,28) \cdot 5,08/2$	32,64	$2/3 \cdot 5,08$	3,39	110,65	
		Σ	108,46	kN/m	Σ	217,48	82,80
M_u	Vänster	$(80,85 - 15,36) \cdot 1,215/2$	39,79	$2/3 \cdot 1,215 + 1,205$	2,02		80,38
M_u	Vänster	$15,36 \cdot 1,215$	18,66	$1,215/2 + 1,205$	1,81		33,77
M_u	Vänster	$0,91 \cdot 0,285/2$	0,13	$2/3 \cdot 0,285 + 0,92$	1,11		0,14
M_u	Höger	$21,13 \cdot 2,42$	51,13	$2,42/2$	1,21	61,87	
M_u	Höger	$(27,26 - 21,13) \cdot 2,42/2$	7,42	$2/3 \cdot 2,42$	1,61	11,95	
					Σ	73,82	114,29
						M_o/M_u	134,68 / 40,47
						M_A/A	82,80 / 108,46

Med hjälp av dessa två genomräkningar kan man nu få fram nedslagningsdjupet som krävs, det dimensionerande momentet samt kraften i förankringen.



Figur 4.17. Momenten för de olika nedslagningsdjupen.



Figur 4.18. Förankringskraften för de olika nedslagningsdjupen.

Genom att se var de två axlarna skär varandra i *figur 4.17* kan man bestämma erforderligt nedslagningsdjup och sedan titta vilken kraft man får i ankaret i *figur 4.18* för det nedslagningsdjup som ger momentjämvikt. Det dimensionerande momentet är 82 kNm/m och detta kommer vara det som bestämmer vilken spontprofil som används.

$$\sigma_{till} = \frac{M_{Sd}}{W_{krav}} \Rightarrow W_{krav} = \frac{M_{Sd}}{\sigma_{till}} = \frac{82 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6 / 1,2} = 277 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Detta ger spontprofil AZ 14 – 770, se *tabell 4.15* nedan

Tabell 4.15. Värden för spontprofil AZ 17- 770 [AZ Jagged Wall] [16]

Tvärsnittsarea Vikt per m Tröghetsmoment Böjmotstånd

	cm ² /m	kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m
Per m spont	123,0	96,2	2600	285

Resultat

Moment: 82 kNm/m

Ankarkraft: 115 kN/m

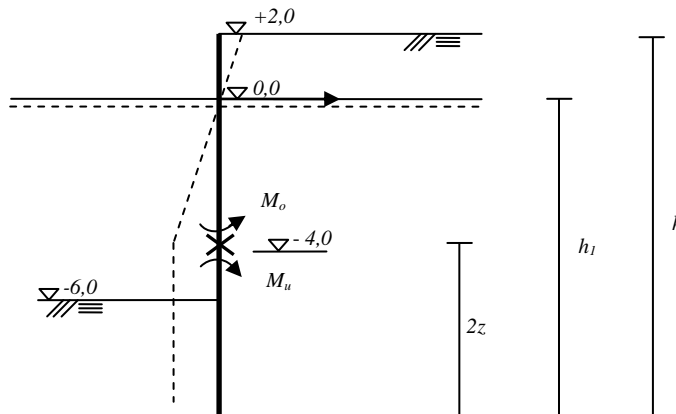
Nedslagningsdjup: 1,69 m

Jämförande beräkning

Beräkningen i PLAXIS kunde ej genomföras då förutsättningarna enligt resultaten ovan användes. Detta berodde på att nedslagningsdjupet var för litet och detta i sin tur ledde till en kollaps för jordmodellen. Det passiva, mothållande, jordtrycket var alltså för litet för att kunna bära de krafter som tryckte på spontväggens baksida.

4.4.2 En flytled

Nu kommer beräkningen att utföras med antagandet att en flytled uppstår i spontväggen. Man bestämmer läget för denna och får sedan fram momentet, förankringskraften samt nedslagningsdjupet.



Figur 4.19. Spontvägg med en flytled på nivå - 4,0.

Enligt tidigare har man

$$\phi_n = 28,4^\circ$$

samt att väggen räknas som helt rå med tungheten för jorden $\gamma/\gamma' = 18/11 \text{ kN/m}^3$. Återigen används tabellform för sammanställning samt de diagram som återfinns i appendix A. Notera nu att det finns två olika jordtryckskoefficienter för det aktiva jordtrycket på den högra sidan då man har två olika rotationer. En där positiv rotation sker kring förankringsnivå samt en del av väggen som parallellförflyttas. Nivån för flytleden antas till - 4,0 meter, se figur 4.19.

Tabell 4.16. Koefficienter för spontvägg med en flytled i nivå - 4,0.

Vänster - parallellförskjutning

$\rho = \infty$	$\xi = 1,0$
$K_\gamma^y = 4,5$	

Höger - positiv rotation

$h_1 - 2z = 4$	$4/6 = 0,67$
$h - 2z = 6$	

$\xi = 0,85$	$\xi \cdot (h - 2z) = 5,1$
--------------	----------------------------

$K_\gamma^x = 5,0$
$K_\gamma^y = 0,25$

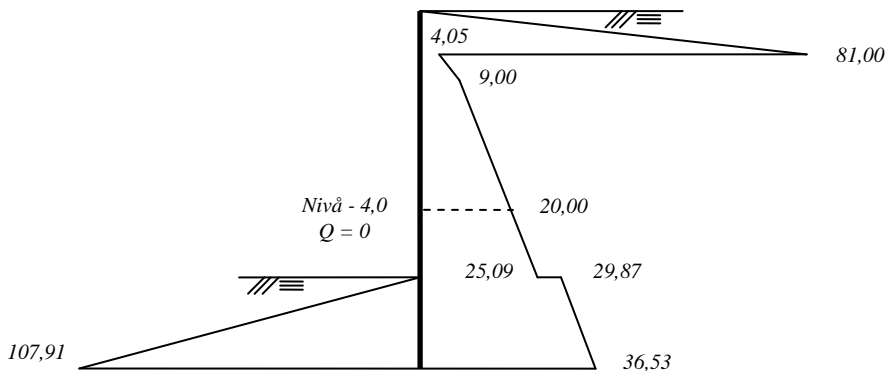
Höger - parallellförskjutning

$\rho = \infty$	$\xi = 1,0$
$K_\gamma^y = 0,29$	

Momentreduktion i spontvägg

Tabell 4.17. Spänningsfördelning i spontvägg med en flytled i nivå - 4,0.

e	Höger/Vänster	Nivå	$\gamma \cdot d \cdot K + p \cdot K + c \cdot K$	kN/m ²
e ^x	Höger	+ 2,0	0	0,00
e ^x	Höger	+ 1,1	$18 \cdot 0,9 \cdot 5,0$	81,00
e ^y	Höger	+ 1,1	$18 \cdot 0,9 \cdot 0,25$	4,05
e ^y	Höger	0	$18 \cdot 2,0 \cdot 0,25$	9,00
e ^y	Höger	- 4,0	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 4,0) \cdot 0,25$	20,00
e ^y	Höger	- (4,0 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,0+z)) \cdot 0,25$	$20 + 2,75z$
e ^y	Höger	- (4,0 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,0+z)) \cdot 0,29$	$23,2 + 3,19z$
e ^y	Höger	- (4,0 + 2z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,0+2z)) \cdot 0,29$	$23,2 + 6,38z$
e ^y	Vänster	- 6,0	0	0
e ^y	Vänster	- (4,0 + 2z)	$(11 \cdot (4 + 2z - 6)) \cdot 4,5$	$99z - 99$
			$Q = 0 \rightarrow z = 2,087 \text{ m}$	
e ^y	Höger	- 6,09	$20 + 2,75 \cdot 2,087$	25,75
e ^y	Höger	- 6,09	$23,2 + 3,19 \cdot 2,087$	29,87
e ^y	Höger	- 8,17	$23,2 + 6,38 \cdot 2,087$	36,52
e ^y	Vänster	- 8,17	$99 \cdot 2,087 - 99$	107,91



Figur 4.20. Spänningsfördelningen i jorden, en flytled nivå - 4,0.

Genom figur 4.20 kan man ta fram ekvationen som bestämmer nivån där tvärkraften är noll

$$\frac{(99z - 99) \cdot (2z - 2)}{2} = \frac{(20,00 + (20,00 + 2,75z)) \cdot z}{2} + \frac{((23,20 + 3,19z) + (23,20 + 6,38z)) \cdot z}{2}$$

$$\Rightarrow z = 2,087 \text{ m}$$

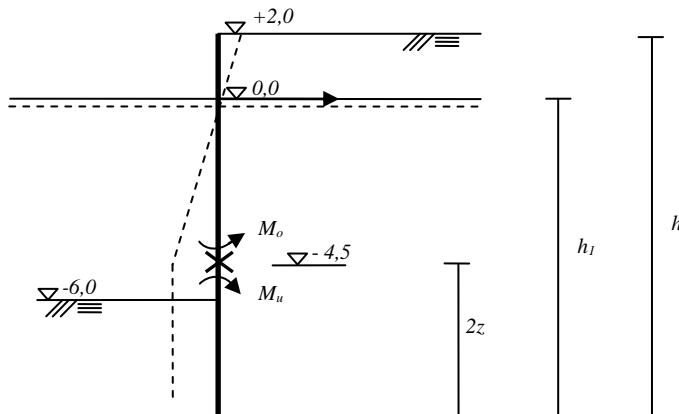
Momentreduktion i spontvägg

Sedan räknas momenten samman för spontväggen, se *tabell 4.18* nedan

Tabell 4.18. Sammanställning av moment och ankarkraft i spontvägg med en flytled i nivå - 4,0.

M	H/V	Area		Hävarm		M↓	M↑
M _o	Höger	81,00 · 0,9/2	36,45	1/3 · 0,9 + 1,1	1,4		51,03
M _o	Höger	4,05 · 1,1	4,46	1,1/2	0,55		2,45
M _o	Höger	(9,00 - 4,50) · 1,1/2	2,72	1,1/3	0,37		1,01
M _o	Höger	9,00 · 4	36,00	4/2	2,00	72,00	
M _o	Höger	(20,00 - 9,00) · 4/2	22,00	2/3 · 4	2,67	58,74	
		Σ	101,63	kN/m	Σ	130,74	54,49
M _u	Höger	20,00 · 2,09	41,80	2,09/2	1,05	43,89	
M _u	Höger	(25,09 - 20,00) · 2,09/2	5,32	2/3 · 2,09	1,39	7,39	
M _u	Höger	29,87 · 2,09	62,43	2,09/2 + 2,09	3,14	196,03	
M _u	Höger	(36,53 - 29,87) · 2,09/2	6,96	2/3 · 2,09 + 2,09	3,48	24,22	
M _u	Vänster	107,91 · 2,17/2	116,10	2/3 · 2,17 + 2	3,45		400,55
					Σ	271,53	400,55
						M _o /M _u	76,25 / 129,02
						M _A /A	54,49 / 101,63

Som man kan se i *tabell 4.18* så stämmer inte momenten överens varför en ny beräkning genomförs för en annan antagen nivå på flytleden. Då momentet under flytleden är större än det över så flyttar man ner flytleden, nu till nivå - 4,5, se *figur 4.21*. Beräkningarna görs på samma sätt som tidigare med nya koefficienter för jordtryck då förhållandet på rotationen har ändrats, se *tabell 4.19* nedan.



Figur 4.21. Spontvägg med en flytled på nivå - 4,5.

Momentreduktion i spontvägg

Tabell 4.19. Koefficienter för spontvägg med en flytled i nivå - 4,5.

Vänster - parallellförskjutning

$\rho = \infty$	$\xi = 1,0$
$K^y_\gamma = 4,5$	

Höger - positiv rotation

$h_1 - 2z = 4,5$	$4,5/6,5 = 0,69$
$h - 2z = 6,5$	

$\xi = 0,86$	$\xi \cdot (h - 2z) = 5,59$
--------------	-----------------------------

$K^x_\gamma = 5,0$
$K^y_\gamma = 0,25$

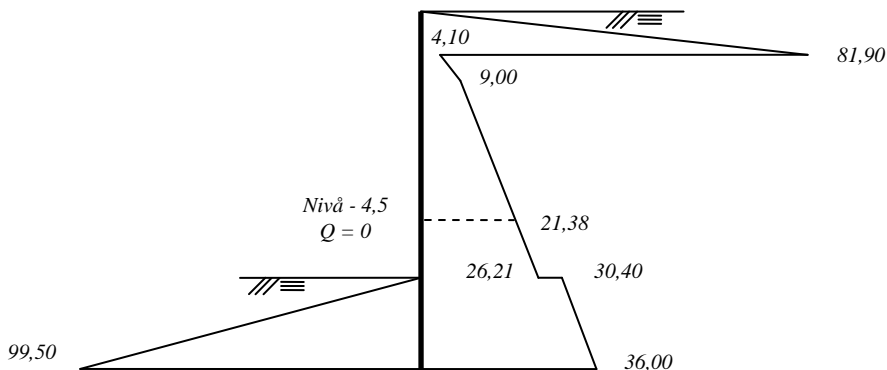
Höger - parallellförskjutning

$\rho = \infty$	$\xi = 1,0$
$K^y_\gamma = 0,29$	

Tabell 4.20. Spänningsfördelning i spontvägg med en flytled i nivå - 4,5.

e	Höger/Vänster	Nivå	$\gamma \cdot d \cdot K + p \cdot K + c \cdot K$	kN/m ²
e^x	Höger	+ 2,0	0	0,00
e^x	Höger	+ 1,09	$18 \cdot 0,91 \cdot 5,0$	81,90
e^y	Höger	+ 1,09	$18 \cdot 0,91 \cdot 0,25$	4,10
e^y	Höger	0	$18 \cdot 2,0 \cdot 0,25$	9,00
e^y	Höger	- 4,5	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 4,5) \cdot 0,25$	21,38
e^y	Höger	- (4,5 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,5+z)) \cdot 0,25$	$21,38 + 2,75z$
e^y	Höger	- (4,5 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,5+z)) \cdot 0,29$	$24,80 + 3,19z$
e^y	Höger	- (4,5 + 2z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,5+2z)) \cdot 0,29$	$24,80 + 6,38z$
e^y	Vänster	- 6,0	0	0
e^y	Vänster	- (4,5 + 2z)	$(11 \cdot (4,5 + 2z - 6)) \cdot 4,5$	$99z - 74,25$
			$Q = 0 \rightarrow z = 1,755 \text{ m}$	
e^y	Höger	- 6,26	$21,38 + 2,75 \cdot 1,755$	26,21
e^y	Höger	- 6,26	$24,80 + 3,19 \cdot 1,755$	30,40
e^y	Höger	- 8,01	$24,80 + 6,38 \cdot 1,755$	36,00
e^y	Vänster	- 8,01	$99 \cdot 1,755 - 74,25$	99,50

Momentreduktion i spontvägg



Figur 4.22. Spänningsfördelningen i jorden, en flytled nivå – 4,5.

Genom figur 4.22 kan man ta fram ekvationen som bestämmer nivån där tvärkraften är noll

$$\frac{(99z - 74,25) \cdot (2z - 1,5)}{2} = \frac{(21,38 + (21,38 + 2,75z)) \cdot z}{2} + \frac{((24,80 + 3,19z) + (24,80 + 6,38z)) \cdot z}{2}$$

$$\Rightarrow z = 1,755 \text{ m}$$

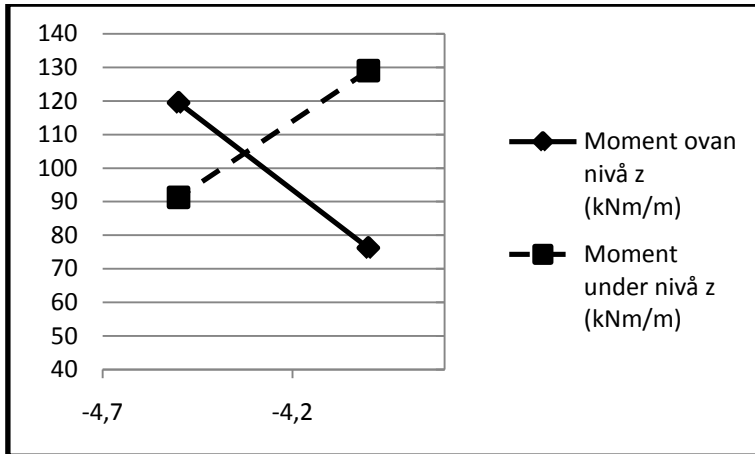
Sedan räknas momenten samman för spontväggen, se tabell 4.21 nedan

Tabell 4.21. Sammanställning av moment och ankarkraft i spontvägg med en flytled i nivå – 4,5.

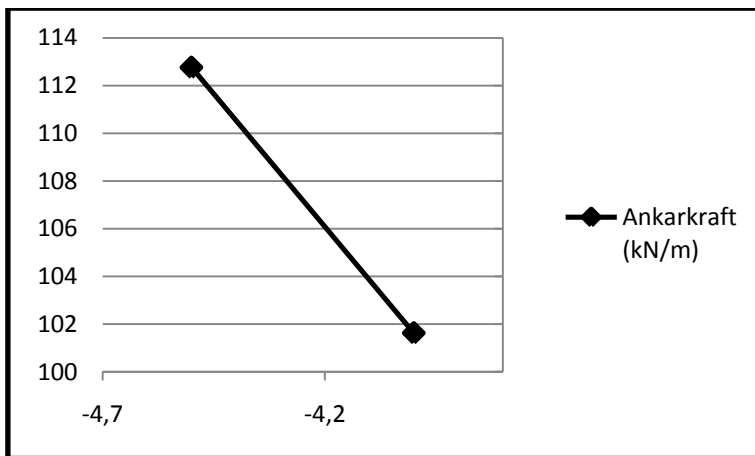
M	H/V	Area		Hävarm		M↓	M↑
M _o	Höger	81,90 · 0,91/2	37,26	1/3 · 0,91 + 1,09	1,39		51,79
M _o	Höger	4,10 · 1,09	4,47	1,09/2	0,55		2,46
M _o	Höger	(9,00 - 4,10) · 1,09/2	2,67	1,09/3	0,36		0,96
M _o	Höger	9,00 · 4,5	40,50	4,5/2	2,25	91,13	
M _o	Höger	(21,38 - 9,00) · 4,5/2	27,86	2/3 · 4,5	3,00	83,58	
		Σ	112,76	kN/m	Σ	174,71	55,21
M _u	Höger	21,38 · 1,755	37,52	1,755/2	0,88	33,02	
M _u	Höger	(26,21 - 21,38) · 1,755/2	4,24	2/3 · 1,755	1,17	4,96	
M _u	Höger	30,40 · 1,755	53,35	1,755/2 + 1,755	2,63	140,31	
M _u	Höger	(36,00 - 30,40) · 1,755/2	4,91	2/3 · 1,755 + 1,755	2,93	14,39	
M _u	Vänster	99,50 · 2,01/2	100,00	2/3 · 2,01 + 1,5	2,84		284,00
					Σ	192,68	284,00
						M _o /M _u	119,50 / 91,32
						M _A /A	55,25 / 112,76

Momentreduktion i spontvägg

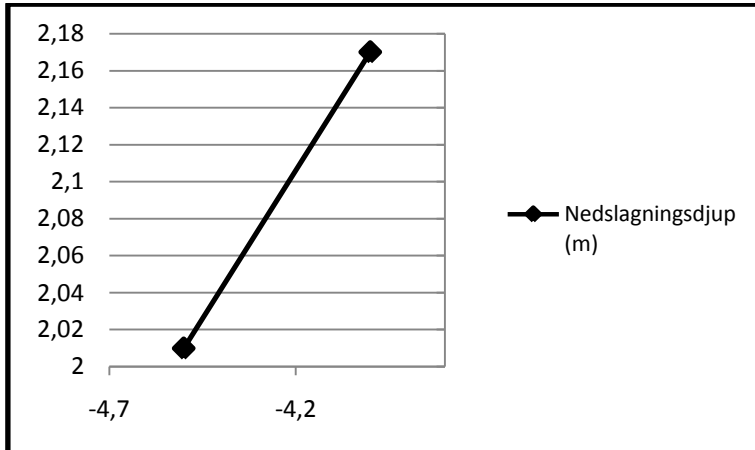
Med hjälp av värdena från dessa båda genomräkningar kan man nu få fram vilken nivå på flyleden som ger överensstämmande moment. Sedan kan man ta fram kraften i förankringen samt nedslagningsdjupet, se *figur 4.23*, *figur 4.24* samt *figur 4.25*.



Figur 4.23 Momenten för de olika flytledsnivåerna.



Figur 4.24 Ankarkraften för de olika flytledsnivåerna.



Figur 4.25. Nedslagningsdjupen för de olika flytledsnivåerna.

Det dimensionerande momentet är 105 kNm/m och detta kommer vara det som bestämmer vilken spontprofil som används.

$$\sigma_{till} = \frac{M_{Sd}}{W_{krav}} \Rightarrow W_{krav} = \frac{M_{Sd}}{\sigma_{till}} = \frac{105 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6 / 1,2} = 355 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Detta ger spontprofil AZ 18, se tabell 4.22 nedan

Tabell 4.22. Tabellen visar värden för spontprofil AZ 18 [AZ Jagged Wall] [16]

Tvärsnittsarea Vikt per m Tröghetsmoment Böjmotstånd

	cm ² /m	kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m
Per m spont	133,0	104,2	4280	380

Resultat

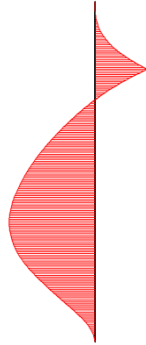
Moment: 105 kNm/m

Ankarkraft: 109 kN/m

Nedslagningsdjup: 2,07 m

Jämförande beräkning

Med hjälp av resultaten ovan görs en modell i PLAXIS som får samma spontprofil med givna styvheter enligt *tabell 4.22* och har ett nedslagningsdjup på 2,07 meter. För förankringsnivå gäller samma förutsättningar som de givna i *figur 4.1*. Detta ger då följande momentkurva för spontprofilen, se *figur 4.26* nedan.



Figur 4.26. Momentkurva för spontprofil med förutsättningar enligt Brinch Hansens dimensioneringsmetod, en flytled.

Simuleringen i PLAXIS gav ett dimensionerande moment på 93 kNm/m och kraften i ankaret blev 155 kN/m.

4.4.3 Två flytleder

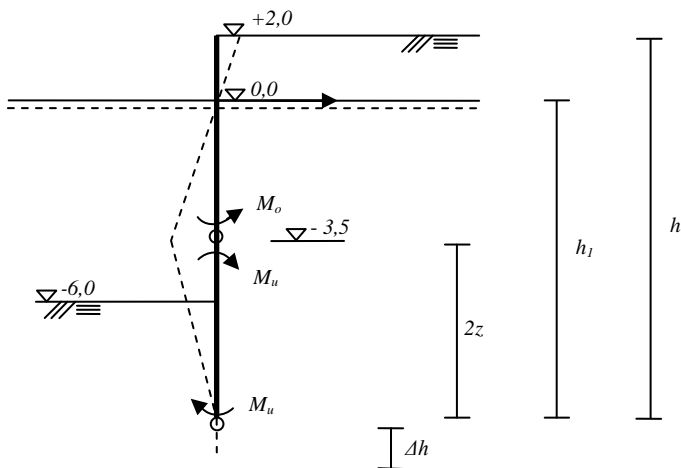
Dimensionering kommer att ske under förutsättning att det uppstår två flytleder i spontväggen, varav man antar läget för den översta och sedan räknar ut läget för den nedre. Efter detta är gjort räknar man fram en extra höjd, Δh , som krävs för att få jämvikt i systemet.

Enligt tidigare har man

$$\phi_n = 28,4^\circ$$

samt att väggen räknas som helt rå med tungheten för jorden $\gamma/\gamma' = 18/11 \text{ kN/m}^3$. Återigen används tabellform för sammanställning samt de diagram som återfinns i *appendix A*. Återigen finns det två olika jordtryckscoefficients för det aktiva jordtrycket på den högra sidan då man har två olika rotationer. En där positiv rotation sker kring förankringsnivå samt en del av väggen som har en negativ rotation.

Antagen nivå för första flytledden blir – 3,5 meter, se figur 4.27 nedan



Figur 4.27. Spontvägg med två flytleder, den översta på nivå – 3,5.

Enligt figur 4.27 kan man nu beräkna de olika jordtryckscoeffienterna, se tabell 4.23 nedan

Tabell 4.23. Koefficienter för spontvägg med två flytleder, den översta i nivå – 3,5.

Vänster – positiv rotation

$\rho = 0$	$\xi = 0$
$K_{\gamma}^y = 5,0$	

Höger - positiv rotation

$h_1 - 2z = 3,5$	$3,5/5,5 = 0,64$
$h - 2z = 5,5$	

$\xi = 0,85$	$\xi \cdot (h - 2z) = 4,675$
--------------	------------------------------

$K_{\gamma}^x = 5,0$
$K_{\gamma}^y = 0,24$

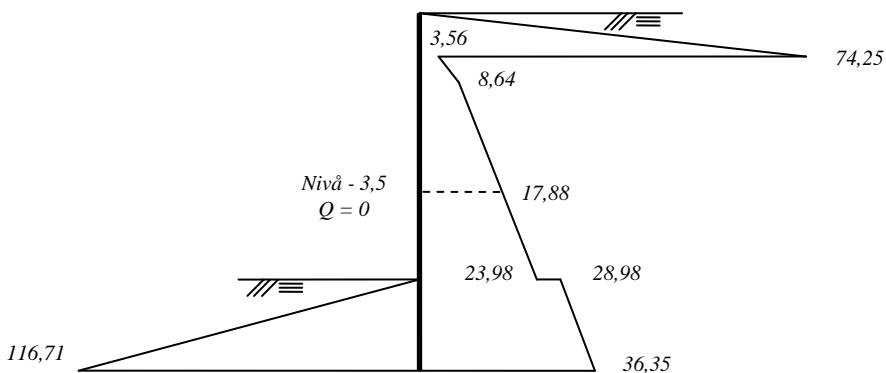
Höger – negativ rotation

$\rho = 0$	$\xi = 0$
$K_{\gamma}^y = 0,29$	

Momentreduktion i spontvägg

Tabell 4.24. Spänningsfördelning i spontvägg med två flytleder, den översta i nivå - 3,5.

e	Höger/Vänster	Nivå	$\gamma \cdot d \cdot K + p \cdot K + c \cdot K$	kN/m ²
e ^x	Höger	+ 2,0	0	0,00
e ^x	Höger	+ 1,175	$18 \cdot 0,825 \cdot 5,0$	74,25
e ^y	Höger	+ 1,175	$18 \cdot 0,825 \cdot 0,24$	3,56
e ^y	Höger	0	$18 \cdot 2,0 \cdot 0,24$	8,64
e ^y	Höger	- 3,5	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 3,5) \cdot 0,24$	17,88
e ^y	Höger	- (3,5 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (3,5+z)) \cdot 0,24$	17,88 + 2,64z
e ^x	Höger	- (3,5 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (3,5+z)) \cdot 0,29$	21,61 + 3,19z
e ^x	Höger	- (3,5 + 2z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (3,5+2z)) \cdot 0,29$	21,61 + 6,38z
e ^x	Vänster	- 6,0	0	0
e ^x	Vänster	- (3,5 + 2z)	$(11 \cdot (3,5 + 2z - 6)) \cdot 5,0$	110z - 137,5
			Q = 0 → z = 2,311 m	
e ^y	Höger	- 5,81	$17,88 + 2,64 \cdot 2,311$	23,98
e ^x	Höger	- 5,81	$21,61 + 3,19 \cdot 2,311$	28,98
e ^x	Höger	- 8,12	$21,61 + 6,38 \cdot 2,311$	36,35
e ^x	Vänster	- 8,12	$110 \cdot 2,311 - 137,5$	116,71



Figur 4.28. Spänningsfördelningen i jorden, två flytleder, den översta på nivå - 3,5.

Genom figur 4.28 och tabell 4.18 kan man ta fram ekvationen som bestämmer nivån där tvärkraften är noll

Momentreduktion i spontvägg

$$\frac{(110z - 137,5) \cdot (2z - 2,5)}{2} = \frac{(17,88 + (17,88 + 2,64z)) \cdot z}{2} + \frac{((21,61 + 3,19z) + (21,61 + 6,38z)) \cdot z}{2}$$

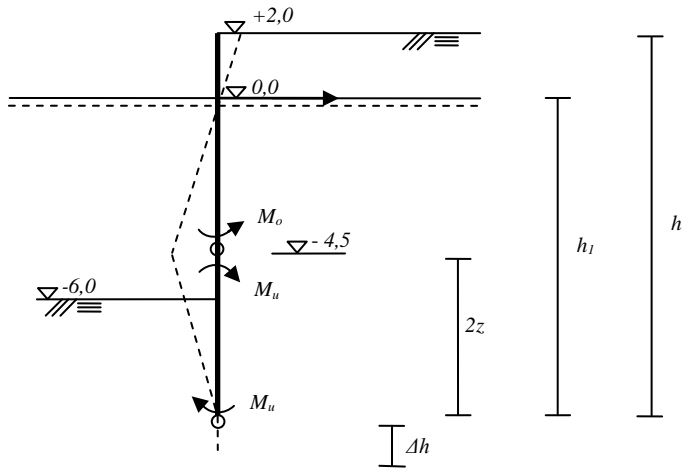
$$\Rightarrow z = 2,311 \text{ m}$$

Sedan räknas momenten samman för spontväggen, se *tabell 4.24* nedan, notera att momentet under den nivå, den mellersta väggdelen, där tvärkraften är noll beräknas med hävarmar sett från den nedre flytleden.

Tabell 4.24. Sammanställning av moment och ankarkraft i spontvägg med två flytleder, den översta i nivå - 3,5.

M	H/V	Area		Hävarm		M↓	M↑
M _o	Höger	74,25 · 0,825/2	30,63	1/3 · 0,825 + 1,175	1,45		44,41
M _o	Höger	3,56 · 1,175	4,18	1,175/2	0,59		2,47
M _o	Höger	(8,64 - 3,56) · 1,175/2	2,98	1,175/3	0,39		1,16
M _o	Höger	8,64 · 3,5	30,24	3,5/2	1,75	52,92	
M _o	Höger	(17,88 - 8,64) · 3,5/2	16,17	2/3 · 3,5	2,33	37,68	
		Σ	84,20	kN/m	Σ	90,60	48,04
2M _u	Höger	17,88 · 2,311	41,32	2,311 + 2,311/2	3,47		143,38
2M _u	Höger	(23,98-17,88) · 2,311/2	7,05	2,311 + 2/3 · 2,311	3,08		21,71
2M _u	Höger	28,98 · 2,311	66,97	2,311/2	1,16		77,69
2M _u	Höger	(36,35 - 28,98) · 2,311/2	8,52	2/3 · 2,311	0,77		6,56
2M _u	Vänster	116,71 · 2,12/2	123,71	1/3 · 2,12	0,71	87,83	
					Σ	87,83	249,34
						M _o /M _u	42,56 / 80,76
						M _A /A	48,04 / 84,20

Som man kan se i *tabell 4.24* så är momentet under nivå - 3,5 större än det ovan, nu gör man en ny beräkning där man flyttar ner den översta flytleden till nivå - 4,5, se *figur 4.29* nedan.



Figur 4.29. Spontvägg med två flytleder, den översta på nivå - 4,5.

Enligt figur 4.29 kan man nu beräkna de olika jordtryckskoefficienterna, se tabell 4.25 nedan

Tabell 4.25. Koefficienter för spontvägg med två flytleder, den översta i nivå - 3,5.

Vänster – positiv rotation

$\rho = 0$	$\xi = 0$
$K^y_\gamma = 5,0$	

Höger - positiv rotation

$h_1 - 2z = 4,5$	$4,5/6,5 = 0,69$
$h - 2z = 6,5$	

$\xi = 0,86$	$\xi \cdot (h - 2z) = 5,59$
--------------	-----------------------------

$K^x_\gamma = 5,0$
$K^y_\gamma = 0,25$

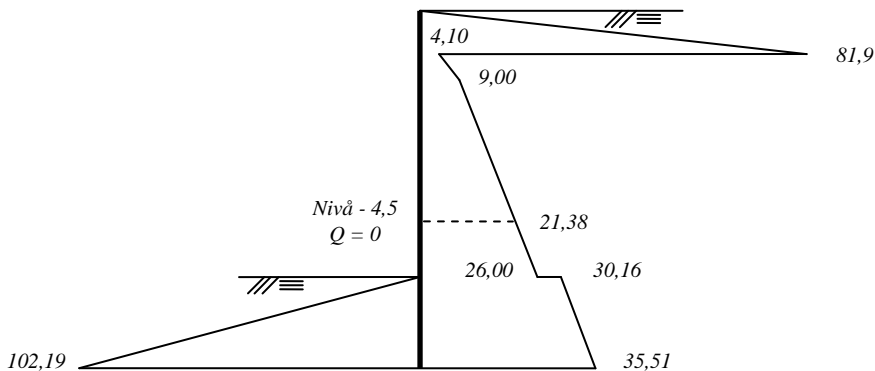
Höger – negativ rotation

$\rho = 0$	$\xi = 0$
$K^y_\gamma = 0,29$	

Momentreduktion i spontvägg

Tabell 4.26. Spänningsfördelning i spontvägg med två flytleder, den översta i nivå - 3,5.

e	Höger/Vänster	Nivå	$\gamma \cdot d \cdot K + p \cdot K + c \cdot K$	kN/m ²
e ^x	Höger	+ 2,0	0	0,00
e ^x	Höger	+ 1,09	$18 \cdot 0,91 \cdot 5,0$	81,9
e ^y	Höger	+ 1,09	$18 \cdot 0,91 \cdot 0,25$	4,10
e ^y	Höger	0	$18 \cdot 2,0 \cdot 0,25$	9,00
e ^y	Höger	- 4,5	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 4,5) \cdot 0,25$	21,38
e ^y	Höger	- (4,5 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,5+z)) \cdot 0,25$	21,38 + 2,75z
e ^x	Höger	- (4,5 + z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,5+z)) \cdot 0,29$	24,80 + 3,19z
e ^x	Höger	- (4,5 + 2z)	$(18 \cdot 2,0 + 11 \cdot (4,5+2z)) \cdot 0,29$	24,80 + 6,38z
e ^x	Vänster	- 6,0	0	0
e ^x	Vänster	- (4,5 + 2z)	$(11 \cdot (4,5 + 2z - 6)) \cdot 5,0$	110z - 82,5
			$Q = 0 \rightarrow z = 1,679 \text{ m}$	
e ^y	Höger	- 6,18	$21,38 + 2,75 \cdot 1,679$	26,00
e ^x	Höger	- 6,18	$24,80 + 3,19 \cdot 1,679$	30,16
e ^x	Höger	- 7,86	$24,80 + 6,38 \cdot 1,679$	35,51
e ^x	Vänster	- 7,86	$110 \cdot 1,679 - 82,5$	102,19



Figur 4.30. Spänningsfördelningen i jorden, två flytleder, den översta på nivå - 4,5.

Genom figur 4.30 och tabell 4.26 kan man ta fram ekvationen som bestämmer nivån där tvärkraften är noll

$$\frac{(110z - 82,5) \cdot (2z - 1,5)}{2} = \frac{(21,38 + (21,38 + 2,75z)) \cdot z}{2} + \frac{((24,80 + 3,19z) + (24,80 + 6,38z)) \cdot z}{2}$$

Momentreduktion i spontvägg

$$\Rightarrow z = 2,311 \text{ m}$$

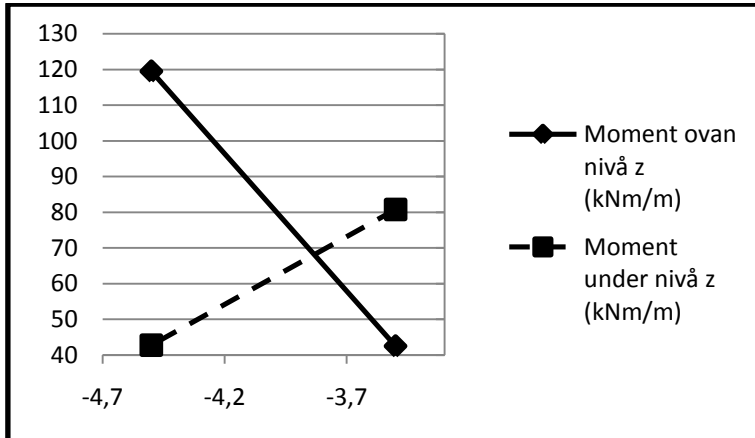
Sedan räknas momenten samman för spontväggen, se *tabell 4.27* nedan, notera att momentet under den nivå där tvärkraften är noll beräknas med hävarmar sett från den nedre flytleden.

Tabell 4.27. Sammanställning av moment och ankarkraft i spontvägg med två flytleder, den översta i nivå – 3,5.

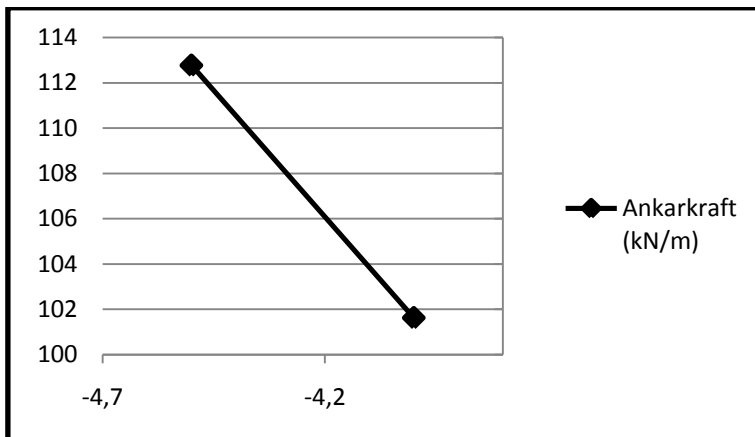
M	H/V	Area		Hävarm		M↓	M↑
M _o	Höger	$81,9 \cdot 0,91/2$	37,26	$1/3 \cdot 0,91 + 1,09$	1,39		51,79
M _o	Höger	$4,10 \cdot 1,09$	4,47	$1,09/2$	0,55		2,46
M _o	Höger	$(9,00 - 4,10) \cdot 1,09/2$	2,67	$1,09/3$	0,36		0,96
M _o	Höger	$9,00 \cdot 4,5$	40,50	$4,5/2$	2,25	91,13	
M _o	Höger	$(21,38 - 9,00) \cdot 4,5/2$	27,86	$2/3 \cdot 4,5$	3,00	83,58	
		Σ	112,76	kN/m	Σ	174,71	55,21
2M _u	Höger	$21,38 \cdot 1,68$	35,92	$1,68 + 1,68/2$	2,52		90,52
2M _u	Höger	$(26,00 - 21,38) \cdot 1,68/2$	3,88	$1,68 + 2/3 \cdot 1,68$	2,24		8,69
2M _u	Höger	$30,16 \cdot 1,68$	50,67	$1,68/2$	0,84		42,56
2M _u	Höger	$(35,51 - 30,16) \cdot 1,68/2$	4,94	$2/3 \cdot 1,68$	0,56		2,77
2M _u	Vänster	$102,19 \cdot 1,86/2$	95,04	$1/3 \cdot 1,86$	0,62	58,92	
					Σ	58,92	144,54
						M _o /M _u	119,50 / 42,81
						M _A /A	55,21 / 112,76

Med hjälp av värdena från dessa båda genomräkningar kan man nu få fram vilken nivå den översta flytleden ska ligga för att ge överensstämmande moment. Sedan kan man ta fram kraften i förankringen samt längden z som ger tillsammans med nivån till första flytleden nivån för den nedersta flytleden, se *figur 4.31*, *figur 4.32* samt *figur 4.33*.

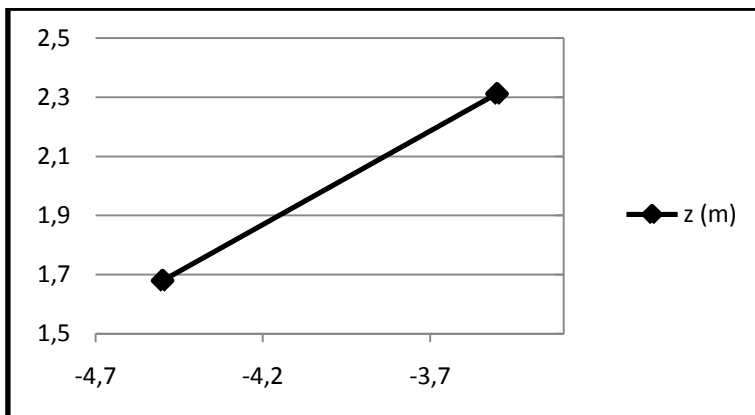
Momentreduktion i spontvägg



Figur 4.31. Momenten för de olika flytledsnivåerna.



Figur 4.32. Ankarkraften för de olika flytledsnivåerna.



Figur 4.33. Längden z för de olika flytledsnivåerna.

Ur *figur 4.31* ovan fås ett dimensionerande moment på 67 kNm/m och detta ger att nivån till första flytleden är - 3,88 m som i sin tur ger i *figur 4.32* och *figur 4.33* en ankarkraft på 96 kN/m och längden z blir 2,07 meter. Nivån till nedersta flytleden blir

$$\text{Nivån för första flytleden} - 2z \Rightarrow -3,88 - (2 \cdot 2,07) = -8,02 \text{ m}$$

Nu beräknas höjden Δh , som visas i *figur 4.27*, enligt ekvationerna (3.39) – (3.41). Man tänker sig att väggens nedre del parallellförflyttas och erhåller då för höger respektive vänster sida följande jordtryckskoefficienter och enhetsjordtryck, ekvation (3.39)

Tabell 4.28. Jordtryckskoefficienter för högra sidan av nedre väggdel.

Höger sida:	$\rho = 0$	$K^x_\gamma = 0,29$	$K^y_\gamma = 3,75$
-------------	------------	---------------------	---------------------

$$e_1^x = (18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 8,07) \cdot 0,29 = 36,18 \text{ kN/m}^2$$

$$e_1^y = (18 \cdot 2,0 + 11 \cdot 8,07) \cdot 3,75 = 467,89 \text{ kN/m}^2$$

Tabell 4.29. Jordtryckskoefficienter för vänstra sidan av nedre väggdel.

Höger sida:	$\rho = 0$	$K^x_\gamma = 5,0$	$K^y_\gamma = 1,4$
-------------	------------	--------------------	--------------------

$$e_2^x = (11 \cdot (8,07 - 6,0)) \cdot 5,0 = 113,85 \text{ kN/m}^2$$

$$e_2^y = (11 \cdot (8,07 - 6,0)) \cdot 1,4 = 31,88 \text{ kN/m}^2$$

Ekvation (3.35) ger

$$\Delta e^x = e_2^x - e_1^x \Rightarrow \Delta e^x = 113,85 - 36,18 = 77,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e^y = e_1^y - e_2^y \Rightarrow \Delta e^y = 467,89 - 31,88 = 436,01 \text{ kN/m}^2$$

Sedan beräknas koefficienterna C_1 och C_2 genom ekvation (3.40). Väggen är helt rå, det vill säga att $\delta_n = \phi_n$.

$$C_1 = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan \delta_n}{\tan \phi_n} - \tan \phi_n = 1 + 0,1 \cdot 1 - \tan 28,4^\circ = 0,56$$

$$C_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan \delta_n}{\tan \phi_n} + \tan \phi_n = 1 + 0,1 \cdot 1 + \tan 28,4^\circ = 1,64$$

Nu kan Δh fås fram enligt ekvation (3.41)

$$\Delta h = \left(\frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} \right) / \sqrt{\frac{\Delta e^y}{2 \cdot M} \cdot \left(2 \cdot \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} - 1 \right)}$$

$$\Rightarrow \Delta h = \left(\frac{1,64}{0,56} + \frac{436,01}{77,67} \right) / \sqrt{\frac{436,01}{2 \cdot 67,00} \cdot \left(2 \cdot \frac{1,64}{0,56} + \frac{436,01}{77,67} - 1 \right)} = 1,46 \text{ m}$$

Det dimensionerande momentet är 67 kNm/m och detta kommer vara det som bestämmer vilken spontprofil som används.

$$\sigma_{till} = \frac{M_{Sd}}{W_{krav}} \Rightarrow W_{krav} = \frac{M_{Sd}}{\sigma_{till}} = \frac{67 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6 / 1,2} = 226 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Detta ger spontprofil AZ 12 - 770, se *tabell 4.30* nedan

Tabell 4.30. Värden för spontprofil AZ 12 - 770 [AZ Jagged Wall] [16]

Tvärsnittsarea Vikt per m Tröghetsmoment Böjmotstånd

	cm ² /m	kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m
Per m spont	112,0	87,9	2330	255

Resultat

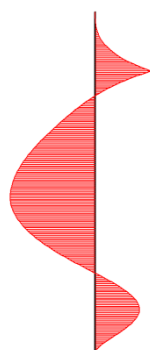
Moment: 67 kNm/m

Ankarkraft: 96 kN/m

Nedslagningsdjup: 3,48 m

Jämförande beräkning

Med hjälp av resultaten ovan görs en modell i PLAXIS som får samma spontprofil med givna styvheter enligt *tabell 4.30* och har ett nedslagningsdjup på 3,48 meter. För förankringsnivå gäller samma förutsättningar som de givna i *figur 4.1*. Detta ger då följande momentkurva för spontprofilen, se *figur 4.34* nedan.



Figur 4.34. Momentkurva för spontprofil med förutsättningar enligt Brinch Hansens dimensioneringsmetod, två flytleder.

Simuleringen i PLAXIS gav ett dimensionerande moment på 68 kNm/m och kraften i ankaret blev 143 kN/m.

4.5 Resultat

Nedan listas de olika dimensionerande momenten, ankarkrafterna samt nedslagningsdjup för de beräkningssätten som presenterats i detta avsnitt.

Tabell 4.31. Sammanställning av resultat

Beräkningssätt	Moment	Ankarkraft	Nedslagningsdjup
<i>Rowe</i>	92	96	3,93
Jämförande beräkning	72	130	3,93
<i>Sponthandboken</i>	151	143	5,16
Jämförande beräkning	78	120	5,16
<i>Brinch Hansen – Ingen flytled</i>	82	115	1,69
Jämförande beräkning	-	-	-
<i>Brinch Hansen – En flytled</i>	105	109	2,07
Jämförande beräkning	93	155	2,07
<i>Brinch Hansen – En flytled</i>	67	96	3,48
Jämförande beräkning	68	143	3,48
	kNm/m	kN/m	m

5 Diskussion

Rowes metod bygger på resultat framtagna ur storskaliga försök. Dessa försök ledde sedan fram till momentreduktionskurvor som man kan använda sig av för att få fram dimensionerande moment. Det man bör ha i åtanke är att dessa kurvor endast är utredda för friktionsmaterial och för de förutsättningar som Rowe själv bestämde i sina modeller. Skulle man exempelvis dimensionera en spontvägg som är neddriven i fasta jordmassor har man helt andra inspänningsförhållanden för spontfoten och kan då inte använda sig av free-earth support metoden. Man kan då inte heller använda sig av Rowes momentreduktionskurvor. Däri ligger bristen i Rowes momentreduktionskurvor. Att dimensionera en spont utefter denna metod är mycket enkelt men att förstå sambandet bakom dessa kurvor kräver mer analytiskt tänkande.

Problemet med att bestämma momentet i en spontvägg ligger i att veta hur omlagringen av jordens krafter sker. Man kan tydligt se att den modell som Brinch Hansen presenterar är, i sin beskrivning av vad som händer med en spont, den mest realistiska. När Brinch Hansen presenterade sin metod tog han hänsyn till deformationer i sponten och hur dessa deformationer skulle samverka för jord och konstruktionselement. Således känns denna dimensioneringsmetod mer kraftfull då användaren har en större förståelse och större frihet till att ta sig an problem som har vitt skilda förutsättningar.

Skillnaden mellan Rowes metod och Brinch Hansen har diskuterats tidigare. Under en konferens i Madrid 1972 konstaterade man att den stora skillnaden mellan dessa två dimensioneringsmetoderna låg i framräknat nedslagningsdjup, precis som man kan se i resultaten presenterade i kapitel 4. Brinch Hansens teorier gav mindre nedslagningsdjup än de som Rowes gav. Detta berodde på att man genom Brinch Hansens sätt att välja ett sätt som konstruktionen skulle gå till brott gav en lägre säkerhetsfaktor än Rowes metod. [14]

Sponthandboken använder sig också av momentreduktionskurvorna som Rowe tog fram, dock så har man inte samma sätt att ta fram de dimensionerande jordtrycken. Man har istället valt att använda sig av Rankines jordtrycksmodell och detta innebär att sponten räknas som om den ej har någon råhet, det vill säga att väggfriktionen är noll. Detta leder till att trycket på aktivsidan, det vill säga lasteffekten blir större, och att trycket på passivsidan, det vill säga bärförmågan, blir lägre. Alltså har man genom detta gjort dimensioneringsmetoden på säkra sidan. Man har även underlättat för konstruktören genom att införa en partialkoefficient som tar hänsyn till osäkerheter kring projektering av en spont, så som sprängning, tjäle och det som tagits upp tidigare i arbetet, arbete under vatten [5]. Detta är något som också leder till att man ytterligare bidrar till att göra dimensioneringsmetoden något mer konservativ. Konflikten ligger således i om man ska välja en metod som är säker och konservativ som således gör att konstruktionen blir dyrare eller om man ska vara något mer djärv och utnyttja samverkan mellan spont och jord för att få en så ekonomisk konstruktion som möjligt.

Numerisk beräkning av spontkonstruktioner ger en lika bra kvalitet på resultatet som den kvalitet man har på indata till modellen. Väggfriktionen mellan jord och spont och styvhet för jord är två faktorer som till exempel ger utslag på resultatet. Det är viktigt att man som konstruktör vet vad man gör och vad man stoppar in för värden. Samtidigt ska man också noggrant analysera sina resultat och kontrollera deras riktighet.

Man kan se att omlagringen av spänningarna i jorden sker genom att jämföra handberäkningarna med de gjorda i PLAXIS. Jämfört med handberäkningarna enligt Rowe och Sponthandboken gav PLAXIS mindre moment i spontan. Dock blev kraften i ankaret större i fallet där jämförelse skedde gentemot Rowe. Detta kan bero på att deformationen i spontan gör att toppen trycks tillbaka och det utbildas ett passivt jordtryck häruppe. Således krävs en större kraft för att hålla emot spontan. Rowe kände till denna effekt men ansåg att det var för osäkert att räkna med den då ankaret kunde ge efter och således bryta den omlagring som sker [14]. Tar man hänsyn till denna effekt, som man gör då man modellerar ett ankare i PLAXIS med en fixerad ände, så kommer man få effekten med ett motverkade moment i toppen. Denna effekt räknar Brinch Hansen med när han ritar upp sin jordtrycksfördelning för en spontvägg, se kapitel 3.3.

Vad gäller momentreduktion kan man tydligt se att det dimensionerande moment som ges av de konservativa handberäkningsmetoderna, Rowe och Sponthandboken, är för höga. Speciellt gäller detta där dimensionering görs enligt Sponthandbokens anvisningar, detta ger i sin tur större nedslagningsdjup samt att man får för stora moment i spontväggen. Tar man hänsyn till de deformationer som sker i spontväggen, som man gör när man räknar enligt Brinch Hansen, och att detta ger en annan tryckfördelning, så får man ett mindre nedslagningsdjup samt ett mindre moment. I det fall man i sina beräkningar antar att spontväggen deformeras så pass mycket att två flytleder bildas så kommer man mycket nära resultaten från den numeriska beräkningen.

6 Slutsatser

Man kan utifrån resultaten se att momentreduktion är ett fenomen som man i allra högsta grad ska ta hänsyn till vid dimensionering av en spontvägg i friktionsmaterial. Görs beräkningarna enligt Rowe eller Sponthandboken missar man att deformationerna i spontväggen leder till en omlagring av krafterna i jorden varför man kan se de dimensionerande momenten som att de är på säkra sidan. I tillägg till detta ger Sponthandboken en högre lasteffekt och lägre bärförmåga då man utgår från Rankines jordtrycksteori som ej tar hänsyn till friktion mellan jord och spontvägg.

Genom att utnyttja samverkan mellan spont och jord, samt att ta hänsyn till rörelserna som uppkommer i konstruktionen, kan man få fram ett lägre dimensionerande moment vid spontdimensionering. När omlagringen sker, kan man vid den jämförande beräkningen se att kraften i staget, det vill säga förankringen, blir större än de handberäknade värdet utom då beräkning skedde enligt Sponthandbokens anvisningar. Alltså bör man lägga på en större säkerhet på denna siffra då man använder sig av Rowe eller Brinch Hansens metoder. Däremot kan man se att momenten i sponten aldrig överskrider vid den jämförande beräkningen, vid beräkning enligt Sponthandboken erhålls ett nästan dubbelt så stort moment gentemot det som fås i PLAXIS.

Bristen och även styrkan hos dimensioneringsmetodiken hämtad från Rowe samt Sponthandboken är att man enbart har momentreduktionskurvan framtagen av Rowe att utgå ifrån. Detta gör att beräkningarna går fort men sponten måste ha samma förutsättningar som de som Rowe antog.

En svaghet med Brinch Hansens metod är man måste göra antaganden om flytleders nivåer samt spontväggens nedslagningsdjup. Är man ej erfaren, eller väljer för dåliga ingångsvärden, kan beräkningarna bli tidsödande och man kan få dåliga resultat vid inter-/extrapolering.

7 Referenser

7.1 Trycksaker

- [1] Avén, S., m fl (1984): *Handboken Bygg – Geoteknik*, LiberTryck, Stockholm
- [2] Wahlström, B., m fl (1969): *Bygg – Huvudel 3*, AB Byggmästarens Förlag, Stockholm
- [3] Axelsson, K (2005): *Introduktion till Geotekniken jämte byggnadsgeologin, jordmaterialläran och jordmekaniken*, Uppsala Universitet
- [4] Heyden, S., Dahlblom, O., Olsson, A., Sandberg, G. (2005): *Introduktion till strukturmekaniken*, KFS Lund AB, Lund
- [5] Ryner, A., Fredriksson, A., Stille, H. (1996): *Sponthandboken*, Byggforskningsrådet, Stockholm.
- [6] Jönsson, D. (2007): *Analys av jord och konstruktion – utvärdering av olika FE-program*, KFS Lund AB, Lund
- [7] Gabrielsson, J. (2007): *Numerisk simulering av stabilitet för vägbank på sulfjord – Jämförelser med fältmätningar*, Luleå Tekniska Universitet
- [8] Harremoës, P., Moust Jacobsen, H., Krebs Jacobsen, N. (1991): *Lærebog I GEOTEKNIK 2*, AiO Tryk as, Odense
- [9] Rowe, P. W. (1952): *Anchored Sheet-Pile Walls*, PICE, vol 1, s27-70.
- [10] Bowles, J. E., (1988): *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill Inc.
- [11] Ottosen, N., Petersson, H. (1992): *Introduction to the Finite Element Method*, Prentice Hall.
- [12] Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D. (2008): *PLAXIS 2D – Version 9.0*, Nederländerna
- [13] Boverket (2007): *Boverkets handbok om stålkonstruktioner – BSK 07*, Elanders Sverige AB
- [14] *Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – Madrid 1972*
- [15] Brinch Hansen, J., Lundgren, H. (1965): *Geoteknik*, Teknisk Forlag Köpenhamn

7.2 Websidor

- [16] <http://www.arcelormittal.com/sheetpiling> (2009-12-18)

7.3 Muntliga kontakter

- [17] Tekn. Dr. Anders Kullingsjö (2009-12)

Appendix A – Brinch Hansens diagram [15]

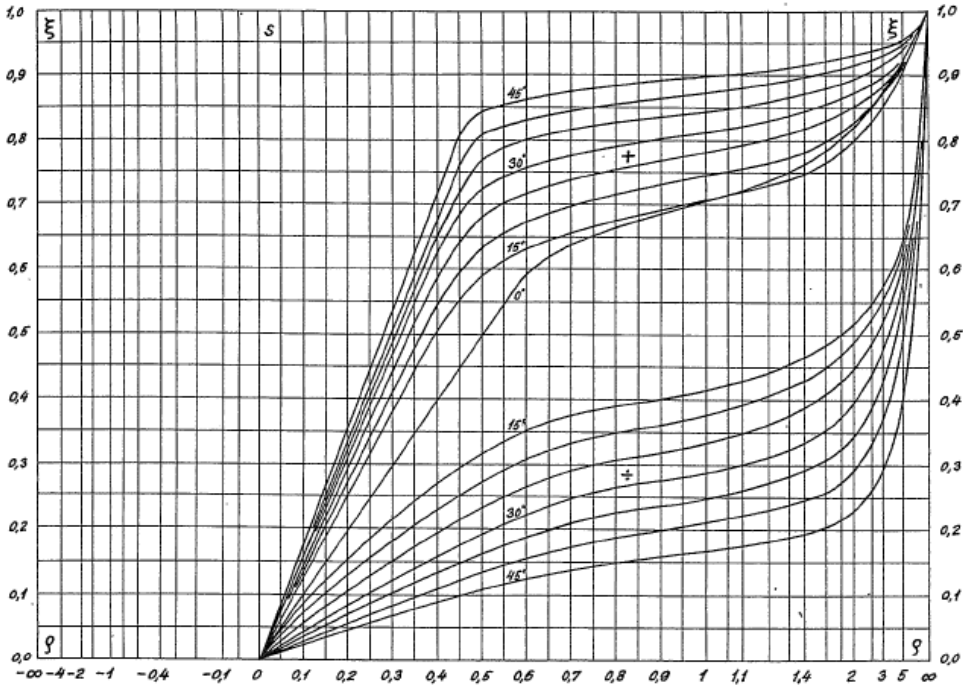


Fig. 5.25.A: ξ for fuldstændig glat væg.

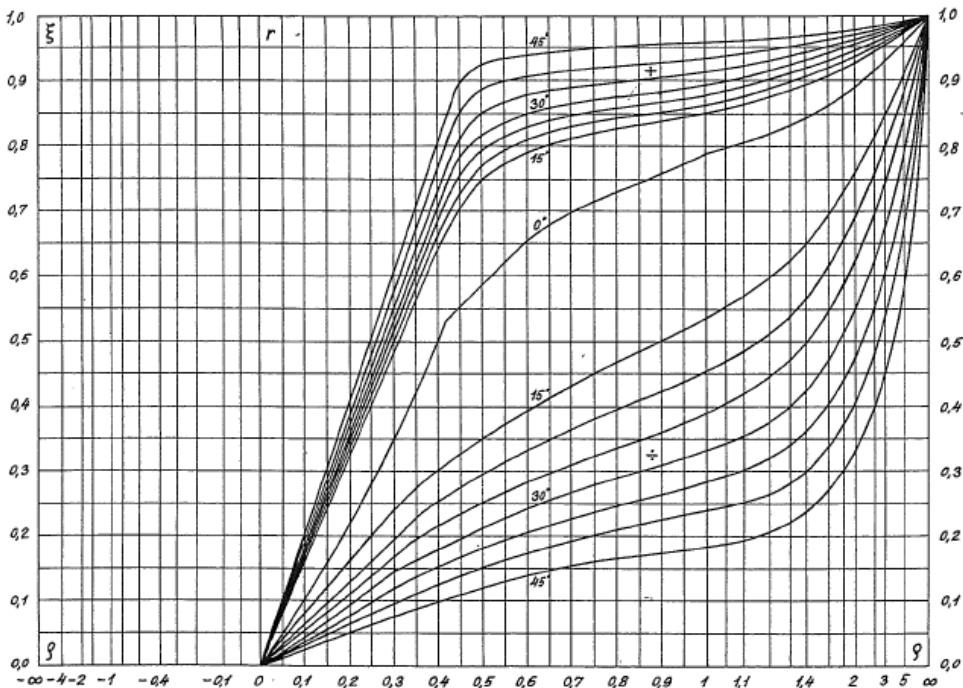


Fig. 5.25.B: ξ for fuldstændig ru væg.

Momentreduktion i spontvæg

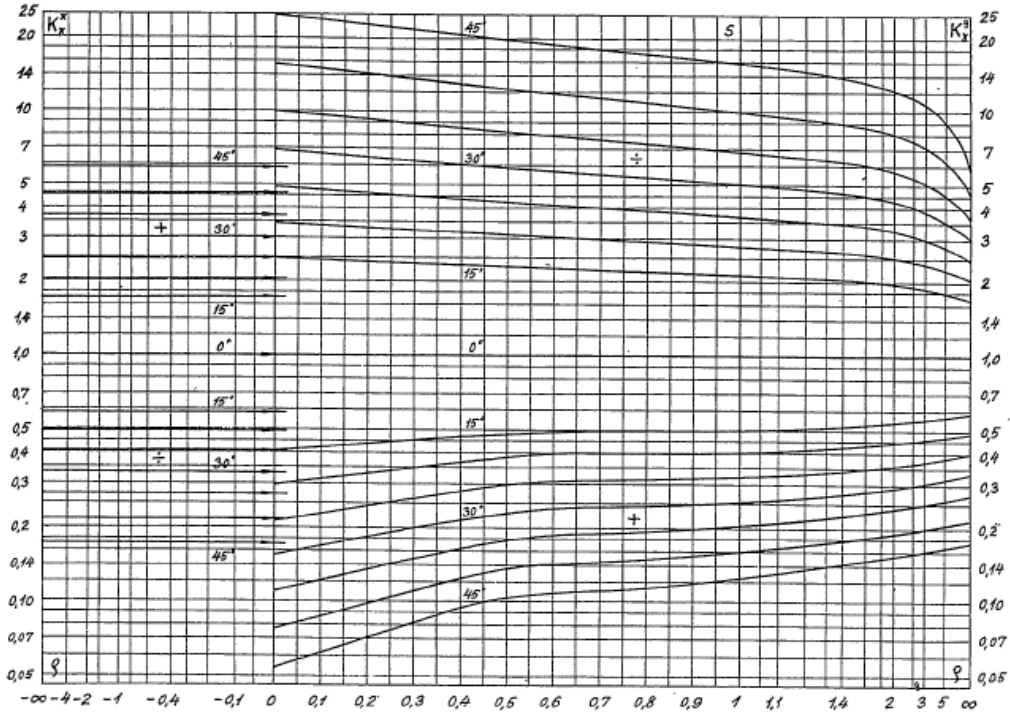


Fig. 5.25.C: K_Y^x og K_Y^y for fuldstændig glat væg.

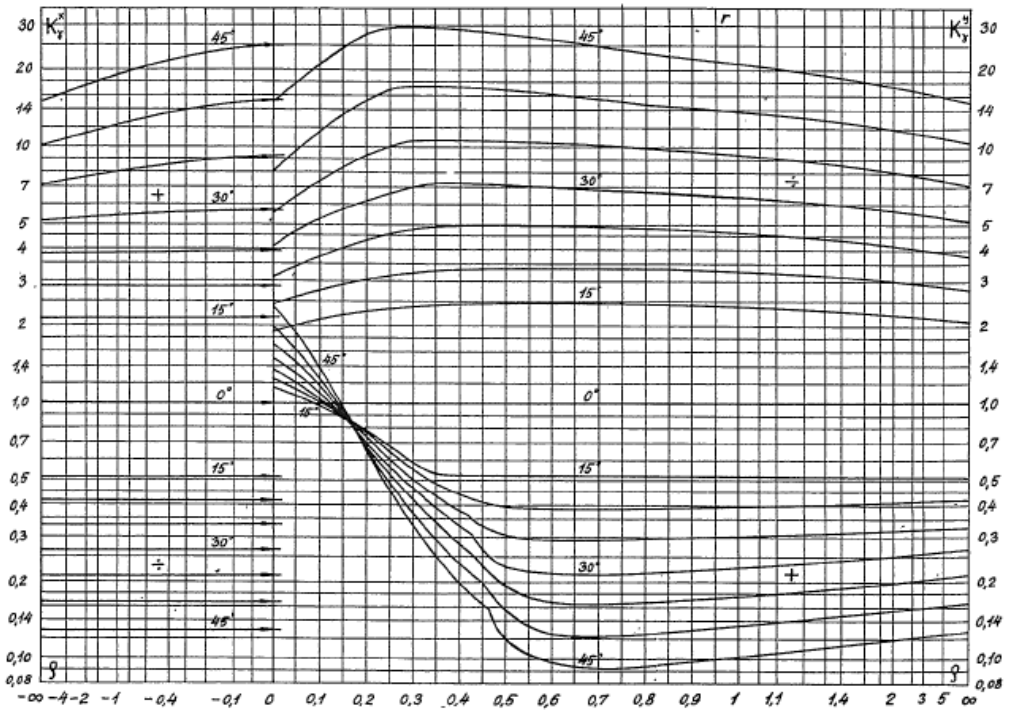


Fig. 5.25.D: K_Y^x og K_Y^y for fuldstændig ru væg.

Momentreduktion i spantvæg

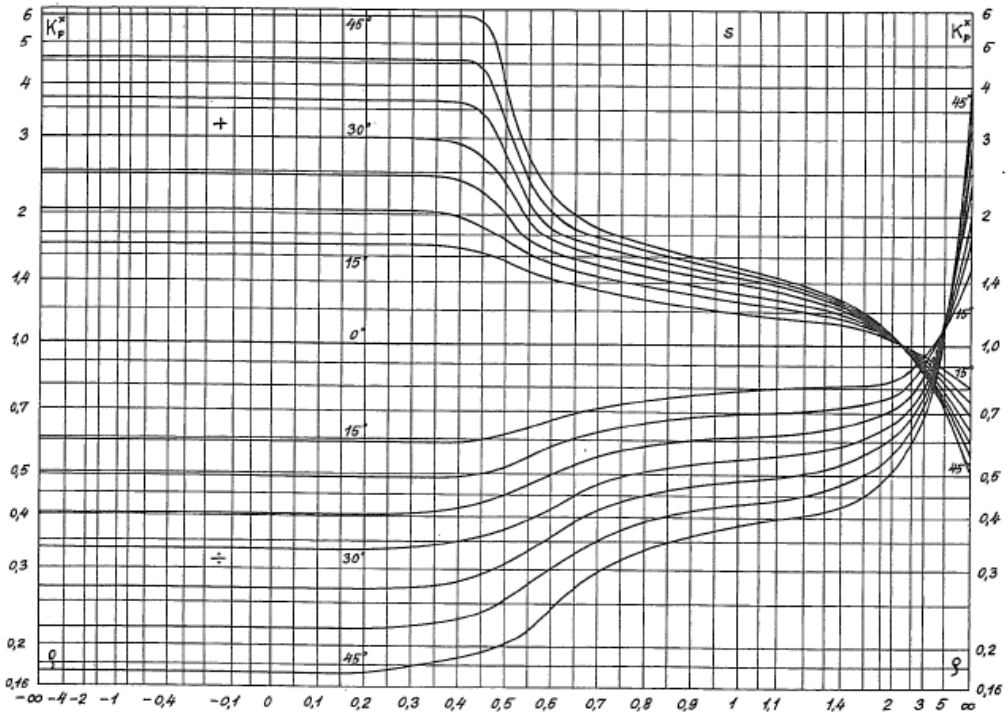


Fig. 5.25.E: K_p^x for fuldstændig glat væg.

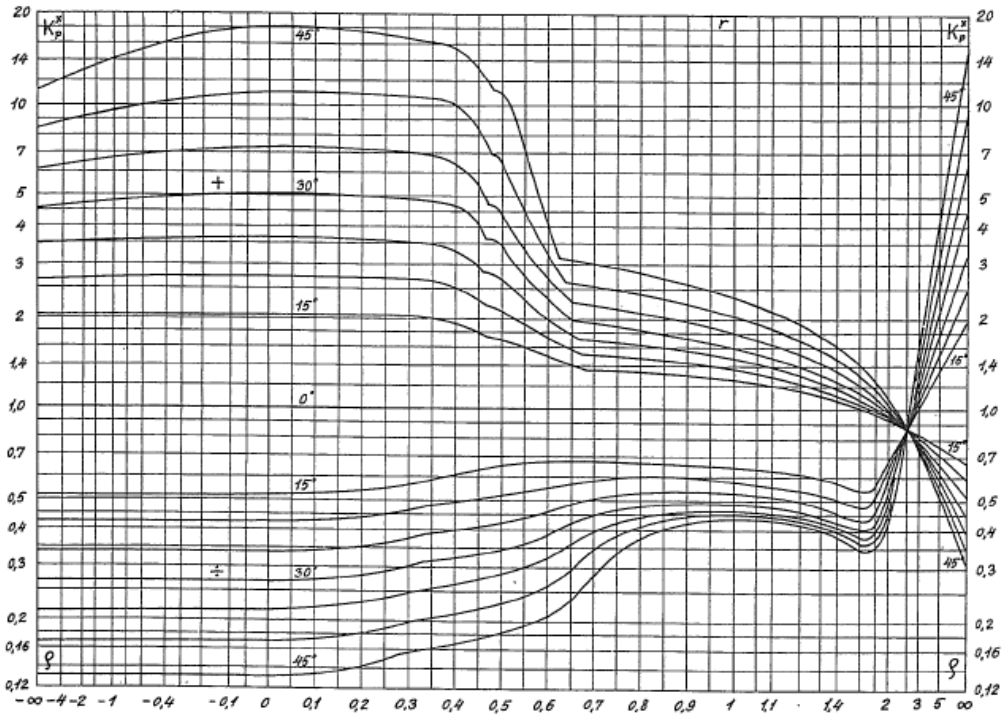


Fig. 5.25.F: K_p^x for fuldstændig ru væg.

Momentreduktion i spantvæg

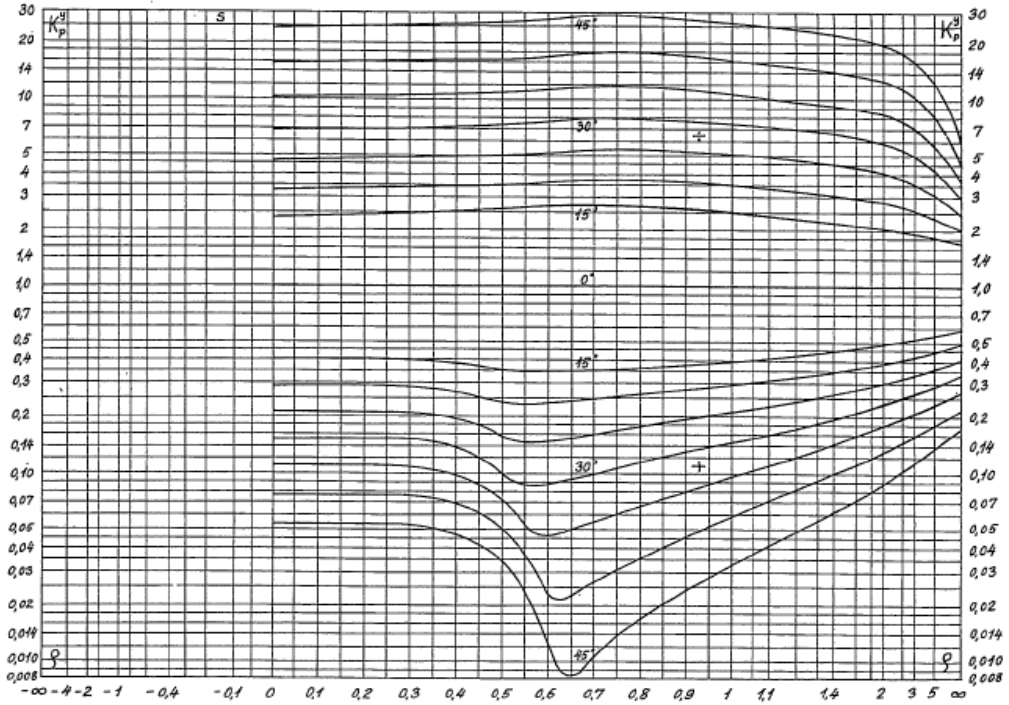


Fig. 5.25.G: K_p^y for fuldstændig glat væg.

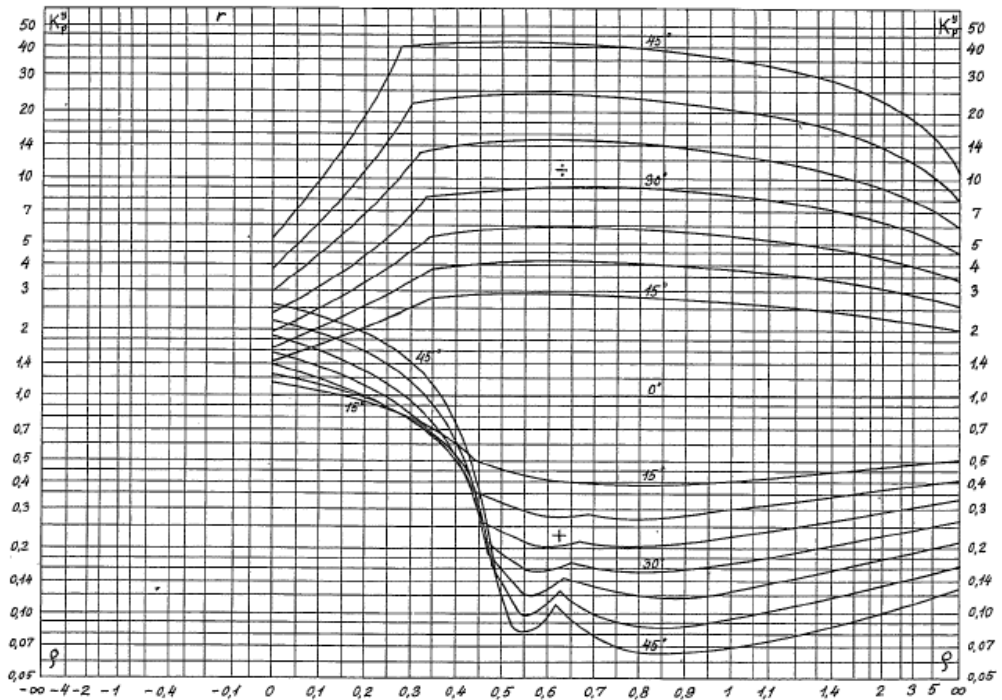


Fig. 5.25.H: K_p^y for fuldstændig ru væg.

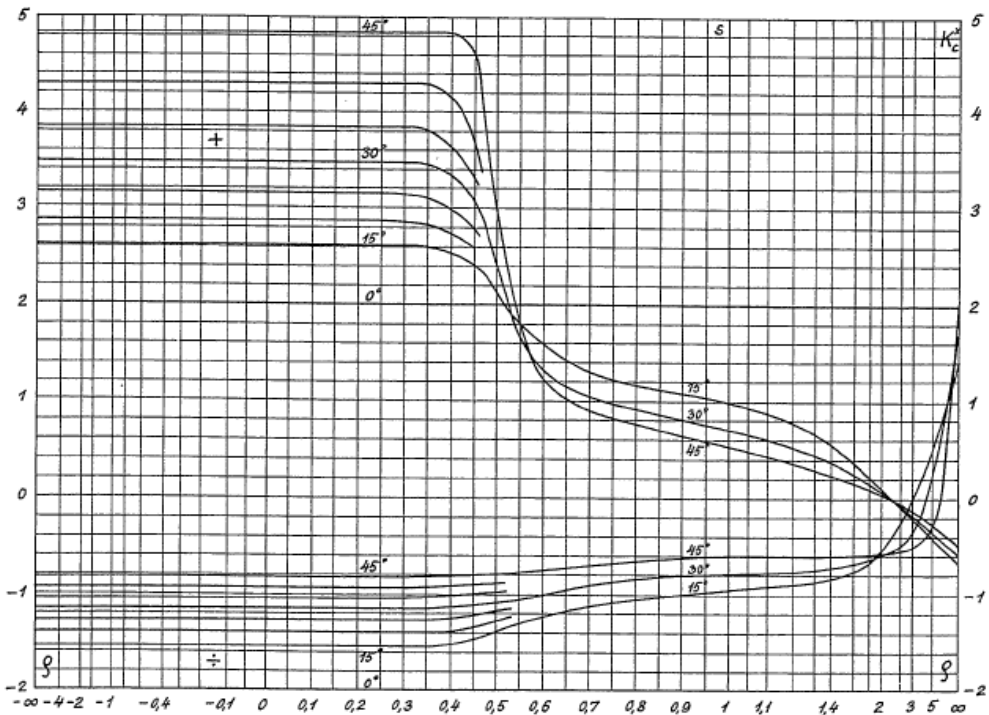


Fig. 5.25.J: K_c^X for fuldstændig glat væg.

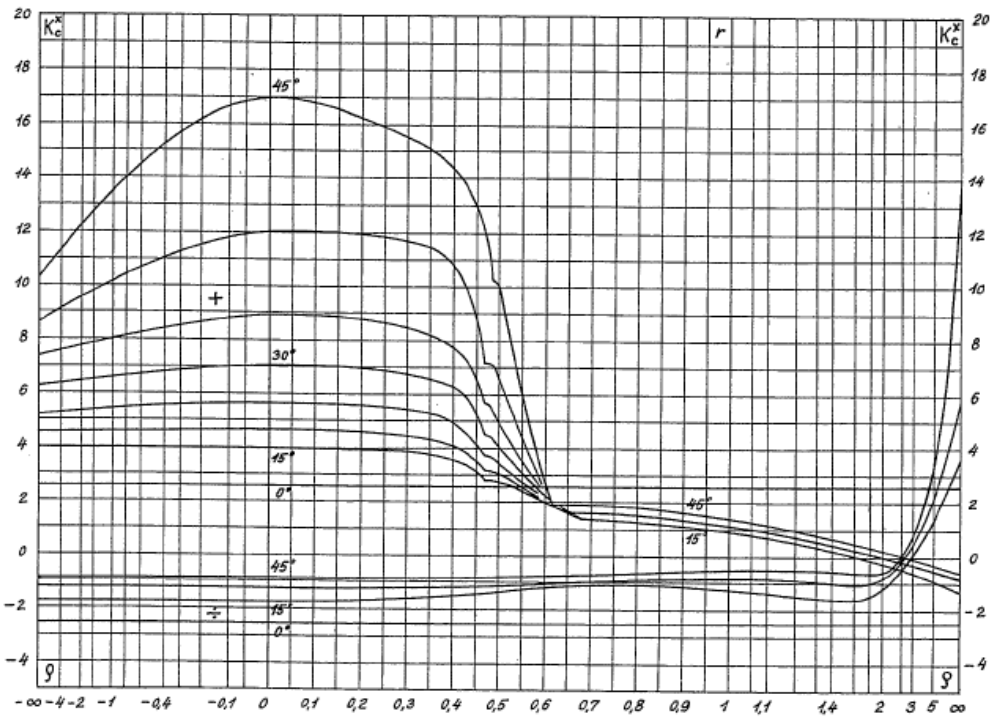


Fig. 5.25.K: K_c^X for fuldstændig ru væg.

Momentreduktion i spantvæg

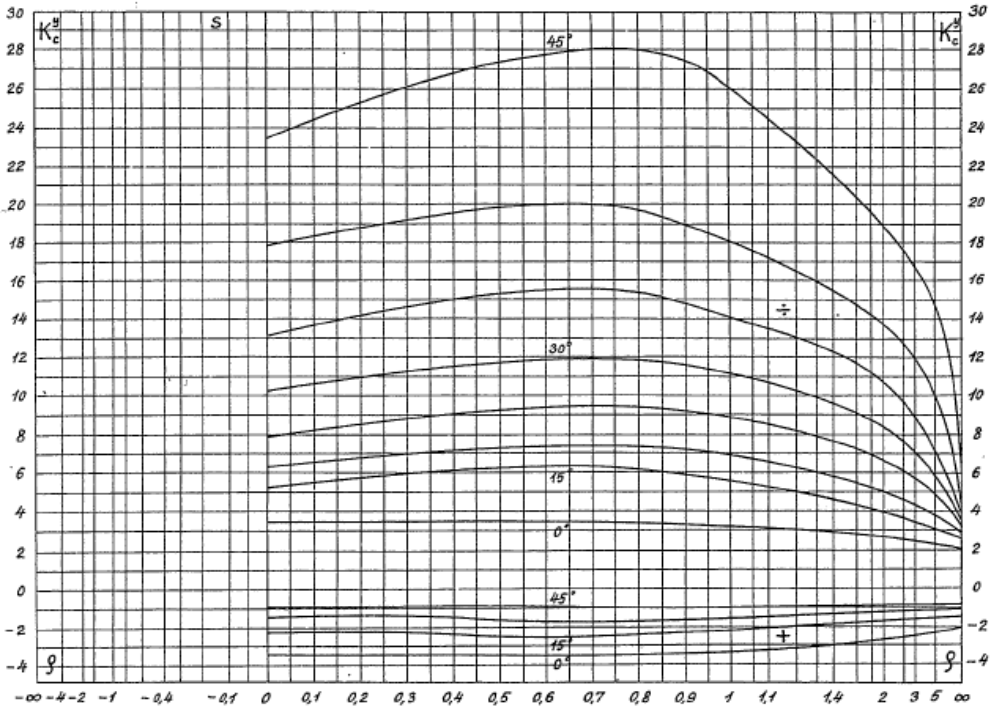


Fig. 5.25.L: K_c^y for fuldstændig glat væg.

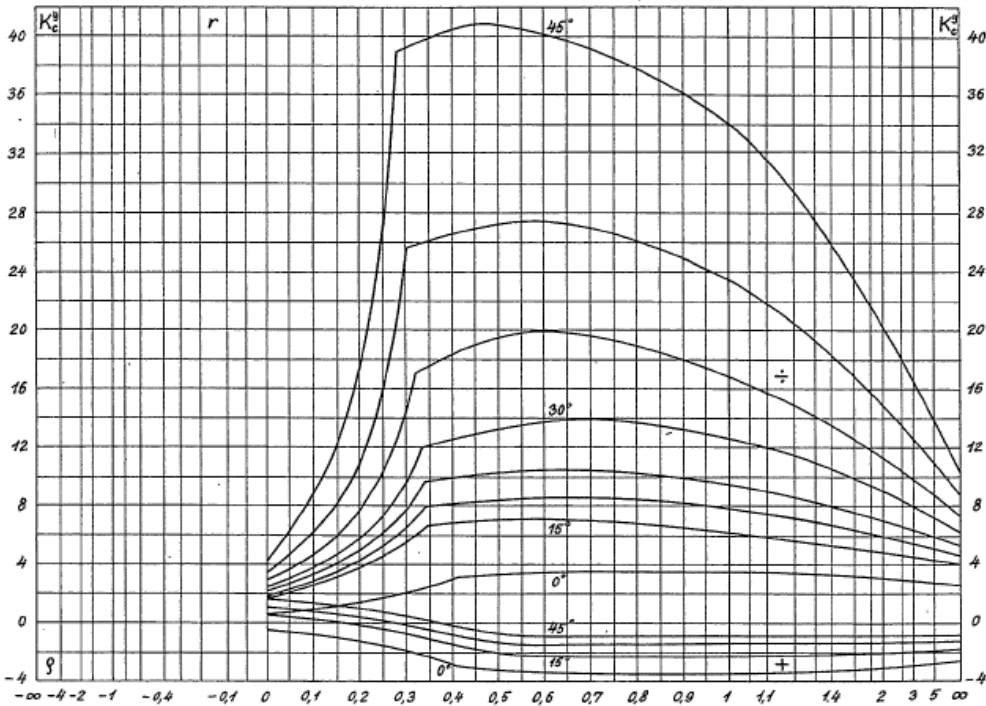


Fig. 5.25.M: K_c^y for fuldstændig ru væg.