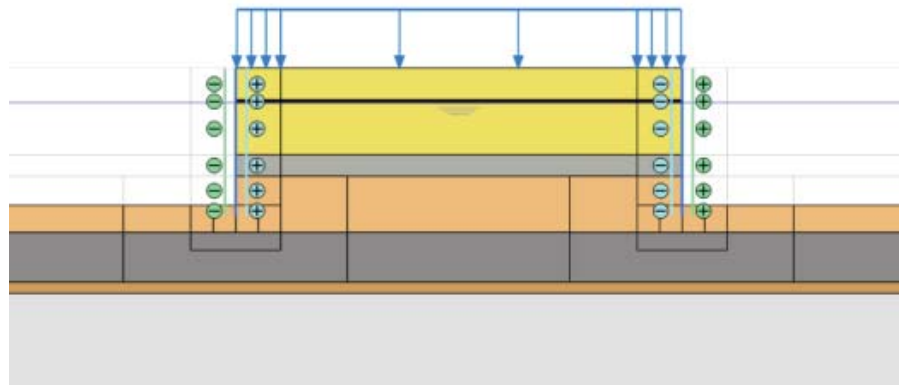




**LUND**  
UNIVERSITY



# JÄMFÖRELSE AV OLIKA METODER FÖR DIMENSIONERING AV SPONT

MARTIN BERNEBRING

Geotechnical  
Engineering

*Master's Dissertation*



DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

## GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--21/5070--SE (1-73) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

# JÄMFÖRELSE AV OLIKA METODER FÖR DIMENSIONERING AV SPONT

MARTIN BERNEBRING

Supervisors: Professor **OLA DAHLBLOM**, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund,  
Dr **ERIKA TUDISCO**, Geotechnical Engineering, LTH, Lund, together with  
**HÅKAN LINDGREN**, Geotechnical Engineer, Sweco Sverige AB  
and **LARS MARBOE**, MSc, Sweco Danmark A/S.

Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2021 Geotechnical Engineering,  
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, March 2021 (*PI*).

**For information, address:**

Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,  
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: [www.geoteknik.lth.se](http://www.geoteknik.lth.se)



# Abstract

This master thesis compares three different methods for dimensioning a sheet pile wall. The purpose is to investigate how the chosen calculation methods affect dimensioning moments and anchoring forces in a sheet pile wall and to investigate how the results from the different calculation methods vary when changing the input parameters.

The three calculation methods that are compared are the analytical method from Sponthandboken 2018, analytical calculations according to Brinch Hansen's earth pressure theory and computations using the Finite element method.

The theory behind Sponthandboken's analytical method, Brinch Hansen's earth pressure theory and the Finite element method is described. Then models are set up for a reference project and calculations are performed in the ultimate limit state according to the selected calculation methods. Moreover, a parameter study is performed by changing the friction angle and the undrained shear strength. Finally, the results obtained using the different calculation methods are compared. When performing the analytical calculations, the computer programs "Spontprogrammet" and "WinSpooks" are used. When performing calculations according to the Finite element method, the computer program "Plaxis" is used.

The results show that the anchoring forces from the analytical calculation methods relate relatively well to the comparative calculations made in Plaxis. The by far largest dimensioning moment comes from "Spontprogrammet" and differs most from the comparative calculations made in Plaxis. The dimensioning moments from "WinSpooks" are significantly less and relate better to the comparative calculations made in Plaxis.

The parameter study shows that when changing the friction angle and the undrained shear strength, the results from the analytical calculations relate relatively well to the comparative calculations in Plaxis.

The input data in the calculation methods differ greatly, Spontprogrammet is the calculation program that requires least input data and Plaxis requires most input data. It is, therefore, possible to make significantly more advanced models in Plaxis and therefore get results closer to measured values. WinSpooks takes more parameters into account than Spontprogrammet, for example deformation and movement of the wall. This generates an earth pressure distribution more similar to reality and is therefore considered a better alternative than Spontprogrammet.

In conclusion, Plaxis is considered to be the best calculation program when dimensioning a retaining wall, while WinSpooks and Spontprogrammet can be used as a complement to compare calculations or dimensioning simpler retaining walls.



# Sammanfattning

Examensarbetet jämför tre olika metoder för dimensionering av en spont. Syftet med arbetet är att utreda hur de valda beräkningsmetoderna inverkar på dimensionerande snittmoment och dimensionerande förankringskrafter samt att undersöka hur resultaten från de olika beräkningsmetoderna varierar vid ändring av ingående parametrar.

De tre beräkningsmetoder som jämförs är den analytiska metoden från Sponthandboken 2018, analytiska beräkningar enligt Brinch Hansens jordtrycksteori samt beräkningar enligt finita elementmetoden.

Teorin bakom Sponthandbokens analytiska metod, enligt Brinch Hansens jordtrycksteori samt med finita elementmetoden beskrivs. Därefter ställs modeller upp för ett verkligt utfört projekt där dess sektion analyseras och sedan utförs beräkningar i brottgränstillstånd enligt de valda beräkningsmetoderna på referensprojektet. Efter det görs en parameterstudie genom att ändra friktionsvinkeln och den odränerade skjuvhållfastheten. Till sist jämförs resultaten från de olika beräkningsmetoderna. Vid genomförandet av de analytiska beräkningarna används programvarorna ”Spontprogrammet”, respektive ”WinSpooks”. Vid genomförande av beräkningar enligt finita elementmetoden används programvaran Plaxis.

Resultaten visar att förankringskrafterna från de analytiska beräkningsmetoderna förhåller sig relativt bra till de jämförande beräkningarna gjorda i Plaxis. Snittmomenten blir överlägset störst vid beräkningar med Spontprogrammet och avviker även mest från de jämförande beräkningarna utförda i Plaxis. Snittmomenten från WinSpooks blir betydligt mindre och avviker endast lite från de jämförande beräkningarna gjorda i Plaxis.

Parameterstudien visar att vid ändring av de ingående parametrarna friktionsvinkeln och den odränerade skjuvhållfastheten förhåller sig resultaten från de analytiska beräkningarna relativt bra till de jämförande beräkningarna i Plaxis.

Indatan i de olika beräkningssätten skiljer sig till stor del, där Spontprogrammet är den programvara som kräver minst indata och där Plaxis kräver mest indata. Det går därför att göra betydligt mer avancerade modeller i Plaxis som kan efterlikna uppmätta värden bättre och på så sätt också få resultat närmst uppmätta värden. WinSpooks tar hänsyn till betydligt fler parametrar än Spontprogrammet, exempelvis deformation och rörelse av sponten. Detta genererar en jordtrycksfördelning som är mer lik uppmätta värden och anses därför vara ett bättre alternativ än Spontprogrammet.

Avslutningsvis anses Plaxis vara det klart bästa beräkningsprogrammet vid dimensionering av en stödkonstruktion, medan WinSpooks och Spontprogrammet kan vara bra att använda som komplement vid överslagsberäkning eller vid dimensionering av enklare stödkonstruktioner.





# Förord

Detta examensarbete har utgjort den avslutande delen av civilingenjörsutbildningen i Väg- och Vattenbyggnad på Lunds Tekniska Högskola. Jag har genomfört arbetet under hösten 2020 i samarbete med Sweco Sverige AB, Sweco Danmark A/S och vid avdelningen för Geoteknik på LTH. Jag vill nu när arbetet är slutfört tacka de som gjort examensarbetet möjligt.

Stort tack till Erika Tudisco och Ola Dahlblom, mina handledare på LTH. Er handledning och stöd har varit avgörande för genomförandet av examensarbetet.

Stort tack till Håkan Lindgren och Lars Marboe, mina handledare på Sweco för inspiration till det här arbetet och även för att ni tillhandahållit nödvändigt material samt stöd under arbetets gång. Jag vill även tacka Robin, Johan och Martin för att ni tagit er tid att hjälpa mig under de dagar jag varit på Swecos kontor i Malmö.

Slutligen vill jag tacka Adam, Evelina, Hannes och Richard för en trevlig höst ihop och för många timmar av givande kortspel.

Martin Bernebring

Lund, februari 2021



# Innehåll

<b>Abstract</b>	<b>I</b>
<b>Sammanfattning</b>	<b>III</b>
<b>Förord</b>	<b>V</b>
<b>Innehåll</b>	<b>VIII</b>
<b>1 Inledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrund . . . . .	1
1.2 Syfte . . . . .	1
1.3 Frågeställningar . . . . .	1
1.4 Metod . . . . .	2
1.5 Avgränsningar . . . . .	2
<b>2 Teori</b>	<b>3</b>
2.1 Sponter . . . . .	3
2.2 Spänning i jord . . . . .	4
2.3 Mohr-Coulomb . . . . .	5
2.4 Jordtryck . . . . .	6
2.4.1 Vilojordtryck . . . . .	6
2.4.2 Aktivt jordtryck . . . . .	7
2.4.3 Passivt jordtryck . . . . .	8
2.4.4 Nettojordtryck . . . . .	9
2.5 Yttre last . . . . .	9
<b>3 Beräkningsmetoder</b>	<b>11</b>
3.1 Analytiska metoden Sponthandboken 2018 . . . . .	11
3.1.1 Partialkoefficientmetoden . . . . .	11
3.1.2 Dimensionering i brottgränstillståndet . . . . .	13
3.1.3 Analytiska jämviktsberäkningar . . . . .	14
3.2 Brinch Hansens metod . . . . .	19
3.2.1 Zonbrott . . . . .	21
3.2.2 Kombinerat brott och linjebrott . . . . .	22
3.2.3 Förankrade spontväggar på en nivå enligt Brinch Hansens metod	23
3.2.4 Dimensionering av spontvägg utan flytleder . . . . .	24
3.2.5 Dimensionering av spontvägg med en flytled . . . . .	25
3.2.6 Dimensionering av spontvägg med två flytleder . . . . .	26
3.2.7 Val av brottsätt . . . . .	28
3.3 FE-metoden . . . . .	29

3.4	Programvaror . . . . .	30
3.4.1	Spontprogrammet . . . . .	30
3.4.2	WinSpooks . . . . .	30
3.4.3	Plaxis . . . . .	31
<b>4</b>	<b>Referensprojekt</b>	<b>33</b>
4.1	Beskrivning . . . . .	33
4.1.1	Geotekniska förhållanden . . . . .	34
4.1.2	Dimensionerande vattendjup . . . . .	35
4.1.3	Laster . . . . .	35
4.1.4	Utformning av stödkonstruktion . . . . .	36
4.2	Beräkning av referensprojekt . . . . .	37
4.2.1	Spontprogrammet enligt Sponthandbokens analytiska metod . .	37
4.2.2	WinSpooks enligt Brinch Hansens metod . . . . .	38
4.2.3	Plaxis enligt Finita elementmetoden . . . . .	38
4.2.4	Parameterstudie . . . . .	42
<b>5</b>	<b>Resultat</b>	<b>43</b>
5.1	Förankringskraft . . . . .	43
5.2	Moment . . . . .	44
5.3	Parameterstudie . . . . .	44
<b>6</b>	<b>Analys och diskussion</b>	<b>57</b>
<b>7</b>	<b>Slutsats</b>	<b>59</b>
	<b>Litteratur</b>	<b>61</b>
<b>A</b>	<b>Brinch Hansens diagram</b>	<b>63</b>

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Vid byggprojekt görs ofta djupa schakter där tillfälliga stödkonstruktioner i form av sponter används. En spont är en stödvägg som drivs ner i jorden för att schaktning sedan ska kunna utföras på den ena sidan av sponten. En spont måste uppfylla krav enligt Eurokod 7 och för att förenkla tolkning av Eurokod 7 har ”Sponthandboken 2018” tagits fram vilket är en handbok för dimensionering av sponter [5]. Sponter kan dimensioneras med hjälp av olika metoder. I Sponthandboken 2018 ingår analytiska jämviktsberäkningar, samverkansberäkningar där sponten modelleras som en balk med fjädrande stöd samt beräkningar enligt finita elementmetoden. I Sverige används oftast den analytiska metoden som finns i Sponthandboken 2018 [5] medan i Danmark används oftast analytiska beräkningar enligt Brinch Hansens jordtrycksteori [8].

## 1.2 Syfte

Examensarbetets syfte är att utreda hur de valda beräkningsmetoderna inverkar på dimensionerande snittmoment och dimensionerande förankringskrafter i sponten samt att undersöka hur resultaten från de olika beräkningsmetoderna varierar vid ändring av ingående parametrar.

## 1.3 Frågeställningar

De frågeställningar som behandlas i detta arbete är:

- Hur skiljer sig indata i de olika beräkningssätten?
- Hur förhåller sig snittmomenten samt de dimensionerande förankringskrafterna till varandra i de olika beräkningssätten vid brottgränstillstånd?
- Hur förhåller sig resultaten i de olika beräkningssätten till varandra vid ändring av de ingående parametrarna?

## 1.4 Metod

Teorin bakom Sponthandbokens analytiska metod, enligt Brinch Hansens jordtrycksteori samt med finita elementmetoden studeras. Därefter ställs modeller upp för ett verkligt utfört projekt där dess sektioner analyseras och sedan utförs beräkningar i brottgränstillstånd enligt de valda beräkningsmetoderna på referensprojektet. Efter det görs en parameterstudie genom att ändra friktionsvinkeln och den odränerade skjuvhållfastheten. Till sist jämförs resultaten från de olika beräkningsmetoderna för att kunna utvärdera hur de förhåller sig till varandra. Vid genomförandet av de analytiska beräkningarna används programvarorna ”Spontprogrammet”, se avsnitt 3.4.1, respektive ”WinSpooks”, se avsnitt 3.4.2. Vid genomförande av beräkningar enligt finita elementmetoden används programvaran Plaxis, se avsnitt 3.4.3. Ett tidigare examensarbete som utfördes 2009 har jämfört fenomenet momentreduktion för fyra olika spontdimensioneringsmetoder där Brinch Hansens jordtrycksteori är en av metoderna [11]. Ett annat tidigare examensarbete som utförts 2018 har jämfört de olika beräkningssätten från sponthandboken 2018 [1]. Detta examensarbete är en vidare studie där en jämförelse av beräkningar från sponthandboken 2018, Brinch Hansens jordtrycksteori samt en parameterstudie för de olika beräkningsmetoderna utförs.

## 1.5 Avgränsningar

Beräkningarna på referensprojektet görs endast för ett lastfall trots att det i verkligheten kommer utsättas för fler lastfall. Materialen lera och silt analyserades med odränerade parametrar medan sand analyserades med dränerade parametrar.

# 2 Teori

## 2.1 Sponter

Vid små djup, när schaktarbetet inte är områdesbegränsat och när grundvattenytan befinner sig på ett stort djup kan schaktning generellt utföras med slänt. Däremot krävs någon form av stödkonstruktion för att motverka ras, skred och sättningar när marken består av lösa jordar eller vid djupare schakter när området eller andra förhållanden är begränsande.

I de flesta fall används stödkonstruktioner tillfälligt, till exempel vid utformning av en djupare grundläggning. Det förekommer även permanenta stödkonstruktioner som till exempel i kajkonstruktioner, men då måste de utformas med tillräcklig beständighet för att klara en längre livslängd [7].

Det finns olika sorters stödkonstruktioner som kan användas beroende på vad man vill åstadkomma. Några exempel är täta sponter, glesspont, sekantpålvägg, slitsmur, spontkassetter och schaktslädar [7].

Täta sponter låter relativt lite vatten passera genom sponten, de kan användas då grundvattenströmning ska förhindras eller för att minska grundvattentrycket under schaktbotten. Vid installation slås eller vibreras stålprofiler tätt ner i marken så att de låses fast i varandra och på så sätt blir i princip täta ända ner till nedslagsdjupet. Vid till exempel blockig jord kan det vara svårt att slå ner en tät spont, då används vanligen en glesspont som inte blir tät mot grundvatten på samma sätt som en tät spont. En glesspont består av stålprofiler eller rör som slås, vibreras eller borrar ner till önskat djup. Sedan monteras plåtar, brädor eller sprutbetong mellan profilerna efterhand som schaktning sker och på så sätt bildas ett stöd för bakomliggande jord [7].

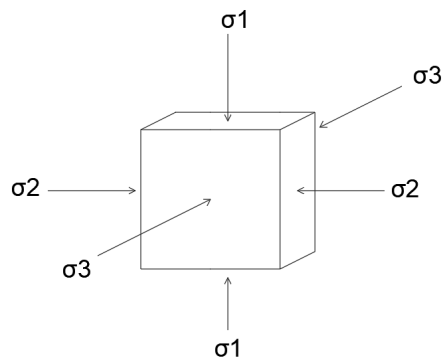
Då en stödkonstruktion behöver vara tät mot grundvatten men en tät spont är svår att installera kan sekantpålvägg eller slitsmur vara ett alternativ. En sekantpålvägg består av överlappande platsgjutna pålar medan en slitsmur byggs genom att gräva en slits som därefter gjuts och armeras på plats. Efter utförande av sekantpålvägg eller slitsmur kan jorden schaktas bort på framsidan av stödkonstruktionen. Vid utförandet av en slitsmur kan jorden behöva förstärkas med bentonitväska för att inte rasa samman innan muren gjuts [7].

Spontkassetter och schaktslädar kan nyttjas vid grunda schakter och när det inte finns någon risk för hydraulisk bottenuppträckning. Både spontkassetter och schaktslädar är tillverkade av prefabricerade stålväggar som antingen monteras efter schaktning eller trycks ner innan schaktning beroende på modell. Skillnaden är att schaktslädar dras fram för att säkra schakten runt om släden medan spontkassetter kan installeras efter

varandra och på så sätt kan en större schakt hållas öppen en längre tid [7].

## 2.2 Spänning i jord

Ett jordelement under mark kommer att vara påverkat av spänningar orsakad av ovanliggande jord. Spänningen varierar därför kraftigt beroende på avstånd från ytan. Det förekommer i stort sett bara tryckspänningar i jord och därför definieras tryckspänningar ofta som positiva [14].



**Figur 2.1:** Illustration av huvudspänningar i jord.

Vid en horisontell markyta blir huvudspänningarna vertikala samt horisontella. I de flesta fall verkar den största huvudspänningen  $\sigma_1$  i vertikalled och de resterande huvudspänningarna  $\sigma_2$  och  $\sigma_3$  verkar i horisontalled och är lika stora, se figur 2.1. Ett annat vanligt sätt att benämna vertikalspänningen är  $\sigma_z$  och den beräknas enligt [14]

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^N g\rho_i z_i \quad (2.1)$$

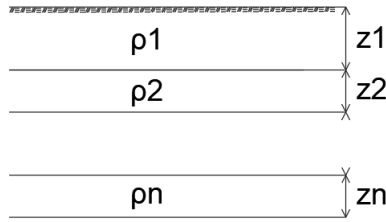
alternativt

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^N \gamma_i z_i \quad (2.2)$$

där

$g$  = tyngdaccelerationen ( $\sim 10 \text{ m/s}^2$ )  
 $\rho_i$  = respektive lagers skrymdensitet ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $z_i$  = respektive lagers tjocklek (m)  
 $\gamma_i$  = respektive lagers tunghet ( $\text{kN/m}^3$ )  
 Se figur 2.2.





**Figur 2.2:** Lagertjocklek samt skrymdensitet för beräkning av  $\sigma_z$ .

Det är oftast effektivspänningen som används vid beräkning inom jordmekanik, vilket är spänningen som överförs av kornskelettet utan tillskottet från porvattentrycket. Effektivspänningen  $\sigma'_z$  beräknas enligt [3]

$$\sigma'_z = \sigma_z - u \quad (2.3)$$

där

$\sigma_z$  = spänning från mättad jord

$u$  = porvattentryck

## 2.3 Mohr-Coulomb

Mohr-Coulombs brottkriterium är ett approximativt linjärt samband som motsvarar den linjära ekvationen [9]

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.4)$$

där

$\tau_f$  = Skjuvhållfastheten

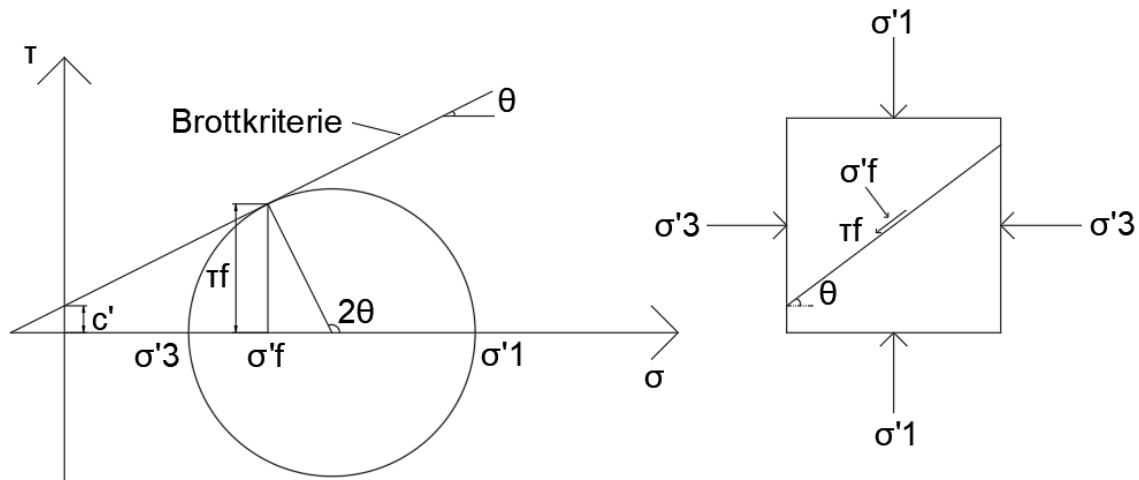
$c'$  = effektiva kohesionen

$\sigma'$  = effektivspänningen

$\phi'$  = effektiva friktionsvinkeln

Som beskrivs i avsnitt 2.2 och figur 2.1 utsätts en punkt i jorden för spänning i tre dimensioner. I de fall då  $\sigma_2$  och  $\sigma_3$  är lika stora kan jorden analyseras i ett tvådimensionellt fall, Mohrs cirkel, där spänningarna benämns  $\sigma_1$  och  $\sigma_3$ . När jordkroppen går till brott kommer Mohrs cirkel att tangera brottlinjen, se figur 2.3. Brott i jorden kommer då att inträffa där kombinationen av spänningarna är kritiska vilket kan inträffa för olika spänningsfall. De två spänningarna  $\sigma_1$  samt  $\sigma_3$  bildar diametern på Mohrs cirkel med vinkeln  $2\theta$  från horisontalplanet till normalen av brottkriteriet. Brottkriteriet

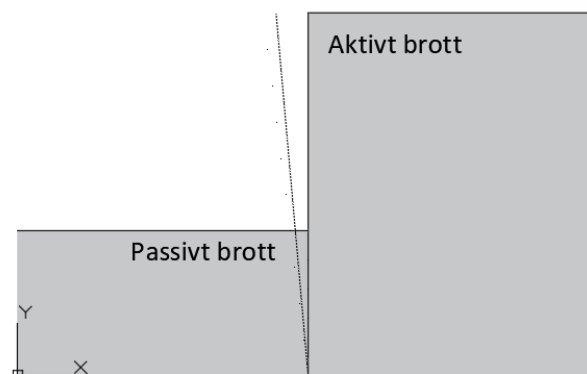
motsvarar brottplanet med vinkeln  $\theta$  från horisontalplanet i en jordkropp som utsätts för dessa huvudspänningar [9].



Figur 2.3: Mohr Coulombs brottkriterium.

## 2.4 Jordtryck

Ett horisontellt jordtryck kommer att verka på en stödkonstruktion. Hur detta utvecklas beror på om stödkonstruktionen förskjuts eller ej. Om ingen förskjutning sker kommer stödkonstruktionen att påverkas av vilojordtryck medan om stödkonstruktionen förskjuts och det uppstår brott i jorden kommer jordtrycket som påverkar stödkonstruktionen gå mot aktivt eller passivt jordtryck, se figur 2.4 [3].



Figur 2.4: Aktivt och passivt brott.

### 2.4.1 Vilojordtryck

Vilojordtryck uppstår då stödkonstruktionen är en fast vägg som ej förskjuts. I detta fall kan inte det horisontella jordtrycket beräknas analytiskt. Det jordtryck som utveck-

las kommer att ligga någonstans mellan aktivt och passivt jordtryck. Vilojordtrycket kan beräknas enligt sambandet [3]

$$p_0 = \sigma'_z K_0 + u \quad (2.5)$$

där

$p_0$  = vilojordtrycket

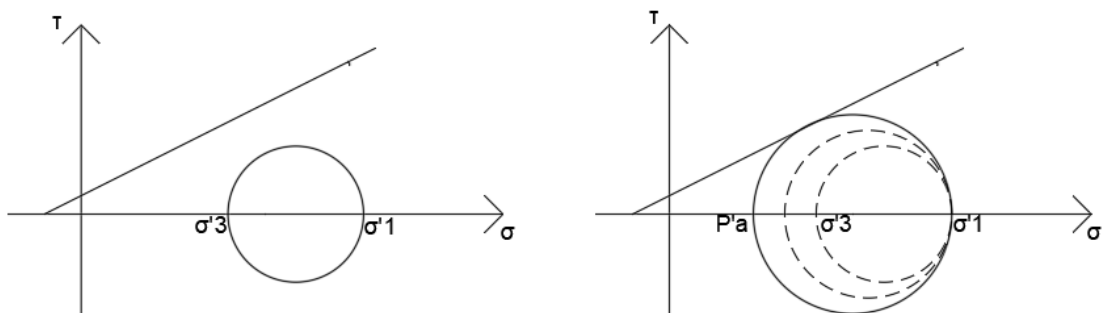
$\sigma'_z$  = den effektiva vertikalspänningen

$K_0$  = den empiriskt framtagna vilojordtryckskoefficienten som antas vara i intervallet 0,5 - 0,7 för friktionsjord och 0,6 - 1,0 för leror

$u$  = porvattentrycket

## 2.4.2 Aktivt jordtryck

Aktivt jordtryck uppstår på den sidan av stödkonstruktionen som väggen förskjuts ifrån, se figur 2.4. Aktivt brott uppstår enligt Mohrs brottkriterium, se avsnitt 2.3, när den horisontella effektivspänningen  $\sigma'_3$  minskar så att Mohrs cirkel blir större och tangerar brottlinjen, se figur 2.5 [15].



**Figur 2.5:** Aktivt brott.

Det aktiva jordtrycket  $p_a$  kan beräknas enligt

$$p_a = \sigma'_z K_a - c_d K_{ac} + u \quad (2.6)$$

med

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (2.7)$$

$$K_{ac} = 2 \tan \left( 45 - \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (2.8)$$

där

$p_a$  = det aktiva jordtrycket

$\sigma'_z$  = den effektiva vertikalspänningen

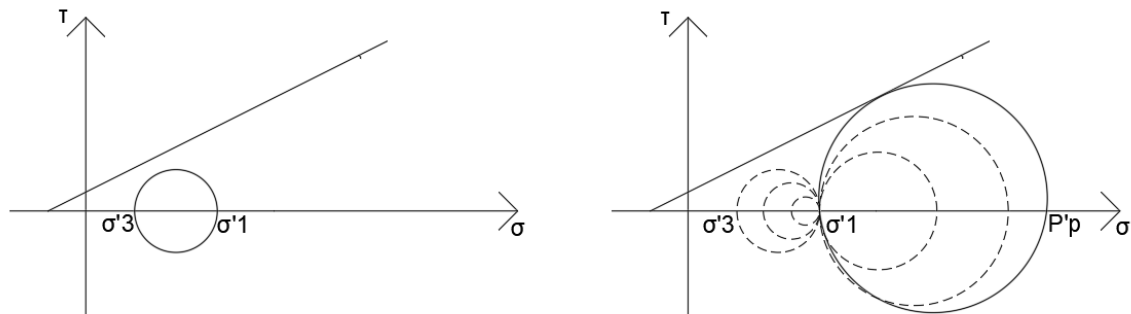
$c_d$  = jordens dimensionerande kohesion

$u$  = porvattentrycket

$\phi'_d$  = den dimensionerande friktionsvinkeln

### 2.4.3 Passivt jordtryck

Passivt jordtryck uppstår på den sidan av stödkonstruktionen som väggen förskjuts mot, se figur 2.4. Passivt brott uppstår enligt Mohrs brottkriterium, se avsnitt 2.3, när den horisontella effektivspänningen  $\sigma'_3$  ökar så att Mohrs cirkel först blir mindre tills  $\sigma'_3$  passerar  $\sigma'_1$  och därefter blir Mohrs cirkel större och tangerar brottlinjen, se figur 2.6 [15].



**Figur 2.6:** Passivt brott.

Det passiva jordtrycket  $p_p$  kan beräknas enligt

$$p_p = \sigma'_z K_p + c_d K_{ac} + u \quad (2.9)$$

med

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (2.10)$$

$$K_{ac} = 2 \tan \left( 45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (2.11)$$

där

$p_p$  = det passiva jordtrycket

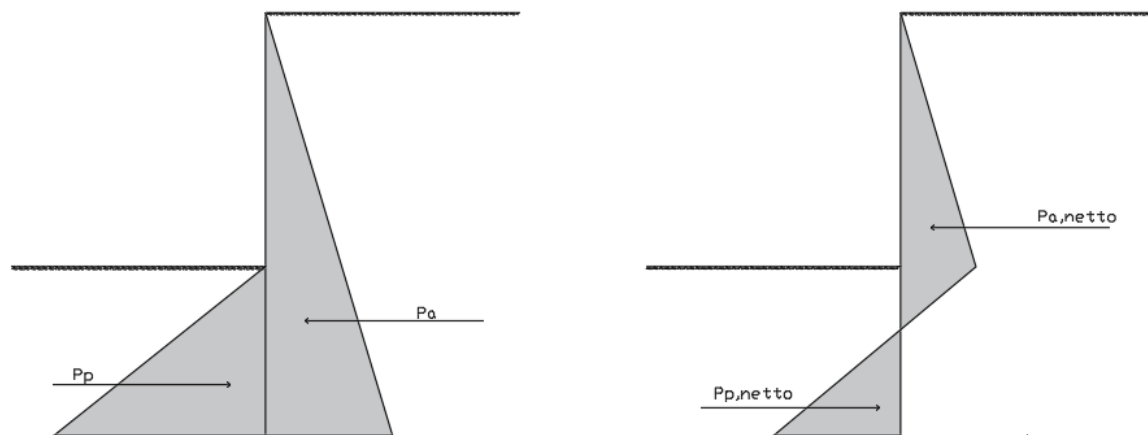
$\sigma'_z$  = den effektiva vertikalspänningen

$c_d$  = jordens dimensionerande kohesion

$u$  = porvattentrycket  
 $\phi'_d$  = den dimensionerande friktionsvinkeln

## 2.4.4 Nettojordtryck

Nettojordtrycket är skillnaden mellan det aktiva och passiva jordtrycket. I stort sett utvecklas det aktivt jordtryck på baksidan av sponten och passivt jordtryck på framsidan av sponten, se figur 2.7.



**Figur 2.7:** Beskrivning av nettojordtryck.

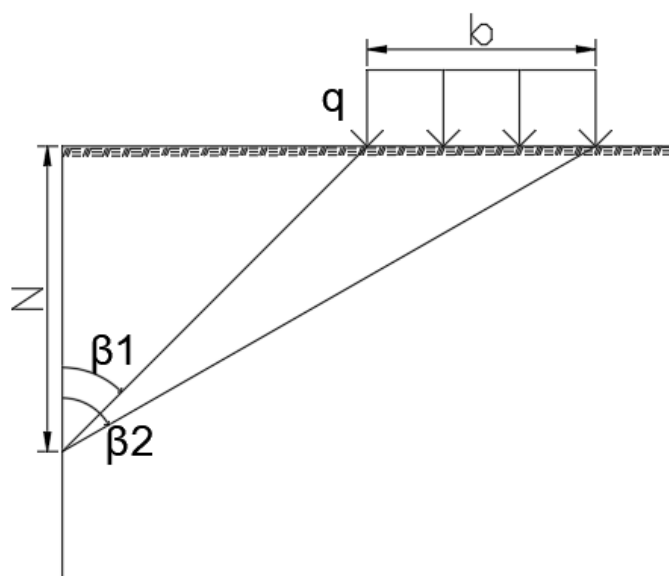
## 2.5 Yttre last

En vertikal last som verkar på markytan bakom sponten kommer även att ge upphov till ett horisontellt tryck mot sponten. Trycket som lasten genererar beror på olika faktorer såsom den vertikala lastens storlek, lastens utbredning, hur långt från sponten lasten verkar, styvheten på sponten samt om lasten fanns innan sponten installerades [5].

Beräkning av horisontaltrycket  $\Delta\sigma^h$  som uppstår från en utbredd vertikal, permanent eller tillfällig last, se figur 2.8, som inte fanns innan sponten installerades och schaktning skett görs enligt elasticitetsteorin som [5]

$$\Delta\sigma^h = \frac{kq}{\pi} (\beta_2 - \beta_1 - \sin \beta_2 \cos \beta_2 + \sin \beta_1 \cos \beta_1) \quad (2.12)$$

Konstanten  $k$  i ekvation 2.12 är en faktor som har bestämts genom empiriska mätningar till 1 för en flexibel vägg (förankrad stålspont) och till 2 för en oeftergivlig vägg (slitsmur, sekantpålvägg eller stämpad stålspont) [5].



**Figur 2.8:** Definition av vinklar.

## 3 Beräkningsmetoder

De beräkningsmetoder som beskrivs är den Analytiska metoden enligt Sponthandboken 2018, Brinch Hansens metod samt Finita elementmetoden. Därefter presenteras de programvaror som används för respektive metod.

### 3.1 Analytiska metoden Sponthandboken 2018

Beräkning med metoderna från sponthandboken är baserad på Eurokoden. I den analytiska metoden studeras stödkonstruktionens jämvikt från de jordtryck som uppstår. För att en jämviktsberäkning ska kunna utföras måste snittkrafter samt mothållande krafter kunna beräknas. De krafter som fås används sedan för att dimensionera de ingående elementen i stödkonstruktionen samt för att kontrollera rotationsstabilitet med hänsyn till jordens bärförmåga. De analytiska beräkningarna utgår från ett linjärt varierande jordtryck med en konstant hållfasthet för jorden runt stödkonstruktionen [5].

#### 3.1.1 Partialkoefficientmetoden

När dimensionering sker enligt Eurokod 7 i brottgräns- eller brukgränstillståndet används huvudsakligen tillvägagångsättet partialkoefficientmetoden. Vid dimensionering enligt brottgränstillståndet ska dimensionerande lasteffekt  $E_d$  vara mindre eller lika med dimensionerande bärförmåga  $R_d$  för att uppfylla kraven [5]

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Vid beräkning av dimensionerande lasteffekt  $E_d$  appliceras partialkoefficienter på lasterna eller lasteffekten enligt [5]

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{Rep}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (3.2)$$

eller

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{Rep}; X_k; a_d \} \quad (3.3)$$

Vid beräkning av dimensionerande bärförmåga  $R_d$  appliceras partialkoefficienter på markens egenskaper eller bärförmåga enligt [5]

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{Rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (3.4)$$

eller

$$R_d = \frac{R \{ \gamma_F F_{Rep}; X_k; a_d \}}{\gamma_R} \quad (3.5)$$

där

$\gamma_E$  = partialkoefficient för lasteffekt

$\gamma_F$  = partialkoefficient för last

$F_{Rep}$  = representativt värde för last

$X_k$  = egenskaps karakteristiska värde

$a_d$  = dimensionerande värde för en geometrisk storhet

$\gamma_M$  = partialkoefficient för egenskap enligt tabell 3.2

$\gamma_R$  = partialkoefficient för bärförmåga enligt tabell 3.2

När dimensionering sker med partialkoefficientmetoden fås partialkoefficienten för last  $\gamma_F$  genom att multiplicera en partialkoefficient för säkerhetsklass  $\gamma_d$  med den fasta partialkoefficienten  $\gamma_f$ . Partialkoefficienten för säkerhetsklass  $\gamma_d$  väljes med hänsyn till risk för personskador enligt tabell 3.1. I Sverige dimensioneras stödkonstruktioner enligt dimensioneringssätt 3, se tabell 3.2, där den fasta partialkoefficienten  $\gamma_f$  är det värde som multipliceras med  $\gamma_d$ . Dock ska inte partialkoefficienten för säkerhetsklass användas på materialegenskaper, se tabell 3.2 [5].

**Tabell 3.1:** Partialkoefficient för respektive säkerhetsklass [5]

Säkerhetsklass 1	$\gamma_d = 0,83$	Vid liten risk för allvarliga personskador.
Säkerhetsklass 2	$\gamma_d = 0,91$	Vid någon risk för allvarliga personskador.
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1,00$	Vid stor risk för allvarliga personskador.

När de dimensionerande materialvärdena ska väljas utgås det från karakteristiska materialvärden och anpassas sedan med fasta partialkoefficienter enligt [5]

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \eta \bar{X} \quad (3.6)$$

där

$\bar{X}$  = valt materialvärde

$\eta \bar{X}$  = karakteristiskt materialvärde

$\gamma_M$  = materialvärdets partialkoefficient



**Tabell 3.2:** Partialkoefficienter för dimensioneringssätt DA3 [5]

		DA 3					
		A1		A2	M2	R3	
		Konst. laster		Geo. laster	$\gamma_M$	$\gamma_R$	
Last	Permanent	Ogynnsam	$\gamma_d 1,35$	$\gamma_d 1,10$			
		Gynnsam	1,00	1,00			
	Variabel	Ogynnsam	$\gamma_d 1,50$	$\gamma_d 1,40$			
		Gynnsam	0	0			
Jord	$\tan \phi$				1,3		
	Effektiv $c'$				1,3		
	Odränerad $c_u$				1,5		
	Enaxligt tryckh.				1,5		
	Tunghet				1,0		
Spont	Bärighet					1,0	
	Glidning					1,0	
	Motstånd					1,0	

Det karakteristiska materialvärdet  $\eta \bar{X}$  fås genom att det valda materialvärdet har justerats med hänsyn till osäkerheter genom att applicera ett  $\eta$ -värden som vid normala fall brukar ligga mellan 0,9 och 1,1.  $\eta$ -faktorn kan delas in i delfaktorer som utgörs av [5]

$\eta_1$  = Egenskapens naturliga variation.

$\eta_2$  = Antal oberoende undersökningspunkter.

$\eta_3$  = Osäkerhet relaterad till bestämning av jordens egenskaper.

$\eta_4$  = Geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt

$\eta_5$  = Omfattning av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktionen i det beaktade gränstillståndet.

$\eta_6$  = Geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken.

$\eta_7$  = Typ av brottmekanism (sprött eller segt brott i jorden).

$\eta_8$  = Parameterns betydelse i förhållande till andra lastgivande eller mothållande parametrar.

### 3.1.2 Dimensionering i brottgränstillståndet

Vid dimensionering i brottgränstillståndet behöver konstruktionen kontrolleras både med hänsyn till stora deformationer och till normal belastning [5].

Vid beräkning av säkerhet mot brott vid stora deformationer beräknas jordtrycket mot sponten med hållfasthetsegenskaper på jorden och partialkoefficienter på lasten enligt dimensioneringssätt 3, se avsnitt 3.1.1 [5].

Vid beräkning av säkerhet mot brott vid normal belastning beräknas karakteristiska värden för moment  $M_1$  samt ankarkraft  $S_1$  för att därefter applicera en modellfaktor  $\gamma_{S;d}$  på de karakteristiska värdena. Beräkningen görs då med karakteristiska laster och valda värden för jordens hållfasthetssegenskaper. Vid beräkning av dimensionerande bärförmågan  $R_d$  används modellfaktorn  $\gamma_{R;d}$  samt vid beräkning av dimensionerande lasteffekt  $E_d$  används modellfaktorn  $\gamma_{S;d}$ . Dimensionerande moment  $M_{dim}$  samt förankringskraft  $S_{dim}$  ges av [5]

$$M_{dim} = M_1 \gamma_{S;d} \quad (3.7)$$

$$S_{dim} = S_1 \gamma_{S;d} \quad (3.8)$$

där  $\gamma_{S;d}$  fås från tabell 3.3. Till sist väljs det värsta fallet av stora deformationer och normal belastning vid dimensionering av respektive konstruktionsdel i brottgränstillståndet [5].

**Tabell 3.3:** Modellfaktorer  $\gamma_{s;d}$  samt  $\gamma_{R;d}$  [5]

	Modellfaktor $\gamma_{S;d}$ samt $\gamma_{R;d}$
Konstruktionselement som är veka och duktila, t.ex. spont, hammarband, dubb och ankare.	$\frac{\gamma_d 1,40}{\eta}$ 1)
Konstruktionselement som är styva och spröda t.ex. stämp.	$\frac{\gamma_d 1,50}{\eta}$ 2)
I de fall då belastningen i stort endast består av last från fritt vatten (inte grundvatten).	$\gamma_d 1,20$

1) Ej mindre än 1,12

2) Ej mindre än 1,20

$\gamma_d$  väljs efter vald säkerhetsklass och  $\eta$  väljs enligt avsnitt 3.1.1

### 3.1.3 Analytiska jämviktsberäkningar

Genom analytiska jämviktsberäkningar kan de dimensionerande lasteffekterna  $E_d$  räknas ut. De som vanligtvis används är hammarbandsreaktionen  $q_{h,ULS,d}$  och spontmomentet  $M_{ULS,d}$  [5].

Vid dimensionering för brott vid stora deformationer ska DA3 användas där kombinationer av partialkoefficienter fås från tabell 3.2. Dimensionerande lasteffekt  $E_d$  och dimensionerande bärförmåga  $R_d$  beräknas enligt [5].

$$E_d = R_d = \sum E_i \left\{ \gamma_{F,i} F_{Rep,i}; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_i \right\} \quad (3.9)$$

där det representativa värdet på lasten  $F_{rep,i}$  är karakteristiska värdet från lasteffekten eller bärförmåga multiplicerat med modellosäkerheten  $\gamma_{S;d,a}$  respektive  $\gamma_{R;d,p}$ .  $\gamma_{S;d,a}$  och  $\gamma_{R;d,p}$  utgår från ett basvärde på 1 och sedan justeras värdena enligt tabell 3.4 och 3.5 [5].

**Tabell 3.4:** Justeringsvärden för  $\gamma_{S;d,a}$ , bör användas med stor eftertanke vid värden utanför 0,9 - 1,2 [5]

Exempel på effekt av	Exempel på förändring av $\gamma_{S;d,a}$ , vid egentygnd och permanent last
Pålning utanför schakten, inom 5 m	Ökas med 0,2
Sprängning	Ökas med 0 - 0,05
Vintertid	Ökas med 0,1 till 0,3 beroende på jordens tjälfarlighet <sup>1)</sup>
Övervakning utan larm. Mätning minst 1 gång/dygn	Minskas med 0,1
Övervakning, kontinuerligt mätning med larm	Minskas med 0,2

1) Kan påverkas av om mätning av staglaster utförs och om beredskap finns för att värma upp spontväggen

**Tabell 3.5:** Justeringsvärden för  $\gamma_{R;d,p}$ , bör användas med stor eftertanke vid värden utanför 0,9 - 1,5 [5]

Exempel på effekt av	Exempel på förändring av $\gamma_{R;d,p}$
För spont i friktionsjord kan partialkoefficienten $\gamma_{R;d,p}$ beräknas som kvoten mellan $K_p$ -faktor med friktion mot sponten och $K_p$ -faktor utan friktion mot sponten. Dock max 1,5	Ökas med 0 - 0,5
Pålning in i schakten, inom 5 m	Minskas med 0,1
Sprängning	Minskas med 0 - 0,05
Övervakning utan larm. Mätning minst 1 gång/dygn	Ökas med 0,1
Övervakning, kontinuerligt mätning med larm	Ökas med 0,2

För den aktiva sidan beräknas därför den dimensionerande lasteffekten ut enligt

$$E_d = E(1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot G_{k,i}) + E(\gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_k) + E(P_{W,n}) \quad (3.10)$$

där  $G_{k,i}$  och  $Q_k$  är karakteristiska värden från lasteffekterna av pådrivande jordtryck mot sponten från de permanenta respektive variabla lasterna [5].

Vid dimensionering för brott vid brott vid normal belastning beräknas karakteristiska värden för moment samt ankarkraft för att därefter applicera en modellfaktor på de karakteristiska värdena enligt avsnitt 3.1.2 [5].

## Konsolspont

En konsolspont har ingen förankring och därför måste det råda momentjämvikt vilket innebär att sponten måste gå så pass djupt att det aktiva nettojordtrycket balanserar det passiva nettojordtrycket. Dock tenderar en konsolspont att rotera runt en punkt som är belägen en bit över teoretiskt nedslagningsdjup  $d$ . Därför slås sponten ned 20 procent längre än beräknat, se figur 3.1.  $h_{A,i}$  och  $h_{P,i}$  blir då en funktion av nedslagningsdjupet  $d$  som kan beräknas enligt [5]

$$P_{a,n} = \int p_{a,n} dz \quad (3.11)$$

$$P_{p,n} = \int p_{p,n} dz \quad (3.12)$$

$$P_{a,n} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot h_{A,i} = P_{p,n} \cdot \gamma_{R;d,p} h_{P,i} \quad (3.13)$$

där

$p_{a,n}$  = det aktiva nettojordtrycket.

$p_{p,n}$  = det passiva nettojordtrycket.

$P_{a,n}$  = det totala aktiva nettojordtrycket.

$P_{p,n}$  = det totala passiva nettojordtrycket.

$h_{A,i}$  = hävarmen från teoretiskt nedslagsdjup till det totala aktiva nettojordtrycket.

$h_{P,i}$  = hävarmen från teoretiskt nedslagsdjup till det totala passiva nettojordtrycket.

För att beräkna det maximala momentet i sponten antas konstruktionen vara en konsol med en utbred last som utgörs av jordtrycken. Vid beräkning av momentet måste nivån  $T$  där tvärkraften är noll tas fram, se figur 3.2. Nivån bestäms genom att hitta djupet där det passiva nettojordtrycket är lika stort som det aktiva nettojordtrycket. Då kan sponten ses som fast inspänd vid  $T$ -nivån och därefter ges momentet av [5].

$$M_{ULS,d} = P_{a,n} h_{AT,i} - P_{p,n} h_{PT,i} \quad (3.14)$$

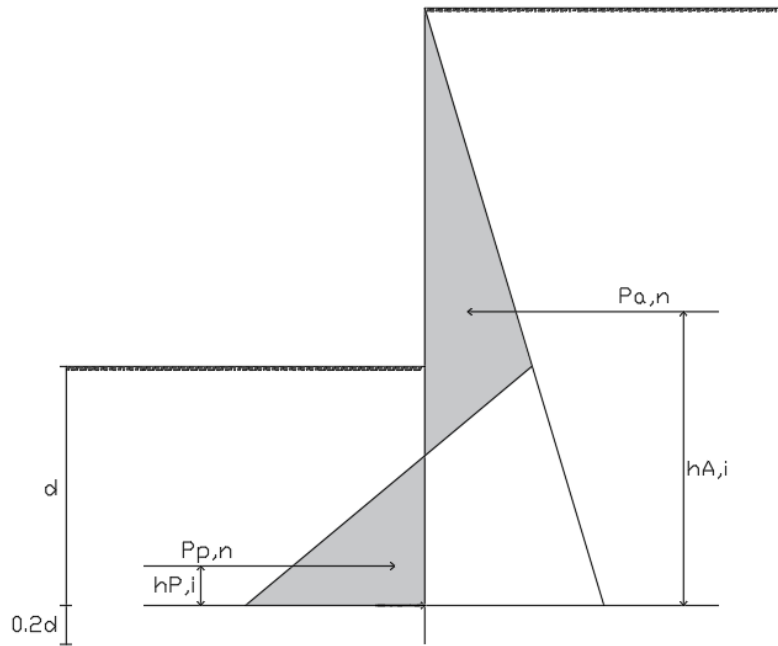
där

$P_{a,n}$  = det totala aktiva nettojordtrycket.

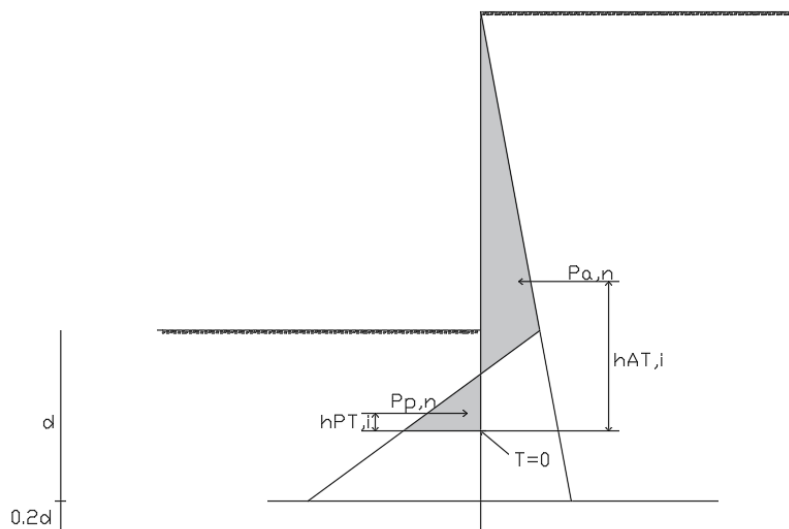
$P_{p,n}$  = det totala passiva nettojordtrycket ovan  $T$ -nivån.

$h_{AT,i}$  = hävarmen från  $T$  till det aktiva jordtryckets resultant.

$h_{PT,i}$  = hävarmen från  $T$  till det passiva jordtryckets resultant.



**Figur 3.1:** Beräkning av nedslagsdjup.



**Figur 3.2:** Beräkning av maximalt moment för konsolspont.

### Spont förankrad på en nivå

En spont som är förankrad på en nivå antas rotera runt förankringspunkten. Därför görs momentjämvikt runt förankringspunkten för att räkna ut nedslagningsdjupet. Vid förankring på en nivå antas sponten som fritt upplagd och att den slås ner precis till den nivå där momentjämvikt uppfylls, se figur 3.3.  $h_{A,i}$  och  $h_{P,i}$  blir då en funktion av nedslagningsdjupet  $d$  som kan beräknas enligt [5]

$$P_{a,n} = \int p_{a,n} dz \quad (3.15)$$

$$P_{p,n} = \int p_{p,n} dz \quad (3.16)$$

$$P_{a,n} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot h_{A,i} = P_{p,n} \cdot h_{P,i} \quad (3.17)$$

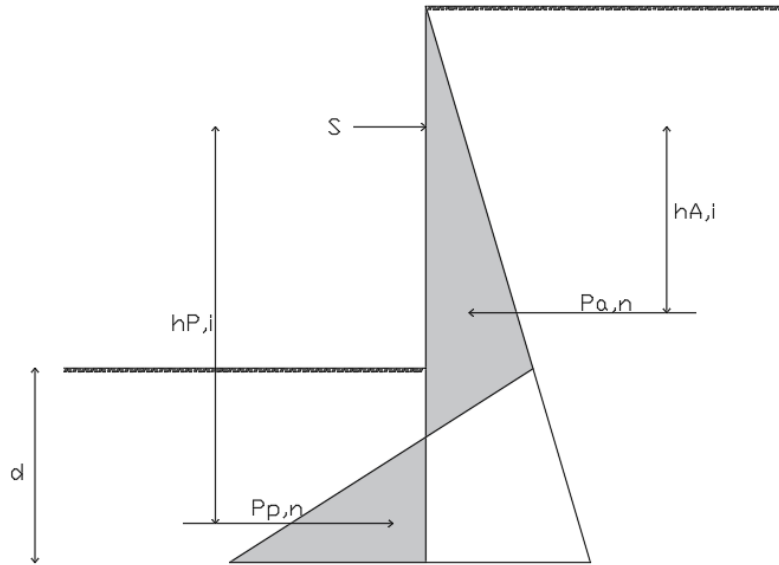
där

$P_{a,n}$  = det totala aktiva jordtrycket

$P_{p,n}$  = det totala passiva jordtrycket

$h_{A,i}$  = hävarmen från förankring till det aktiva jordtrycket

$h_{P,i}$  = hävarmen från förankring till det passiva jordtrycket.



**Figur 3.3:** Beräkning av nedslagsdjup.

När nedslagningsdjupet är beräknat kan förankringskraften  $q_{h,ULS,d}$  beräknas genom horisontaljämvikt enligt [5]

$$q_{h,ULS,d} = S = P_{a,n} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} - P_{p,n} \quad (3.18)$$

där

$P_{a,n}$  = det totala aktiva nettojordtrycket enligt figur 3.3

$P_{p,n}$  = det totala passiva nettojordtrycket enligt figur 3.3.

Det maximala momentet i en spont förankrad på en nivå fås även på en nivå där tvärkraften är noll  $T$ -nivån, se figur 3.4. Nivån bestäms genom att hitta djupet där det aktiva jordtrycket ovanför  $T$ -nivån är lika stort som stagkraften  $S$ . Därefter kan det dimensionerande momentet  $M_{ULS,d}$  bestämmas enligt [5]

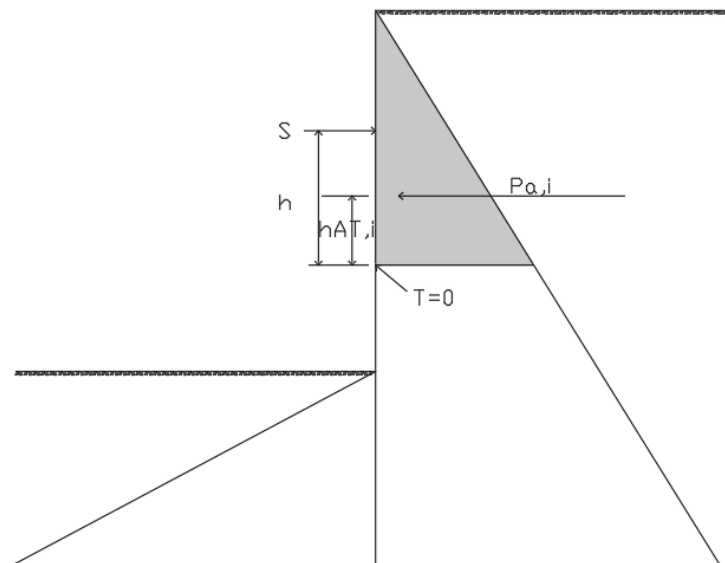
$$M_{ULS,d} = S(h - h_{AT,i}) \quad (3.19)$$

där

$S$  = förankringskraft

$h$  = hävarmen från  $T$  till förankringskraften

$h_{AT,i}$  = hävarmen från  $T$  till det aktiva jordtrycket ovanför  $T$ -nivån.



**Figur 3.4:** Beräkning av maximalt moment för spont förankrad på en nivå.

## 3.2 Brinch Hansens metod

Coulombs jordtrycksteori är från 1700-talet och är framtagen för att beskriva det aktiva jordtrycket på en stödmur. Senare kom teorin att användas för att beskriva jordtrycket på en spontvägg fast teorin inte var menad för det. När detta gjordes insåg man att teorin inte stämde överens med praktiken och hävdade att Coulombs teori var felaktig [6].

Terzaghi hävdade att i brottillståndet måste konstruktionens och jordens rörelse vara densamma och att man vid jordtrycksproblem därför borde titta mer på deformationerna som uppstår i brottillståndet. Terzaghi hittade dock ingen beräkningsgång som tog hänsyn till spontväggens rörelse [6].

1953 tog Brinch Hansen fram en teori som stämde överens med Tarzaghis påstående. Teorin tar hänsyn till rörelserna som uppstår mellan spontväggen och jorden och beräknar jordtrycket därefter [6].

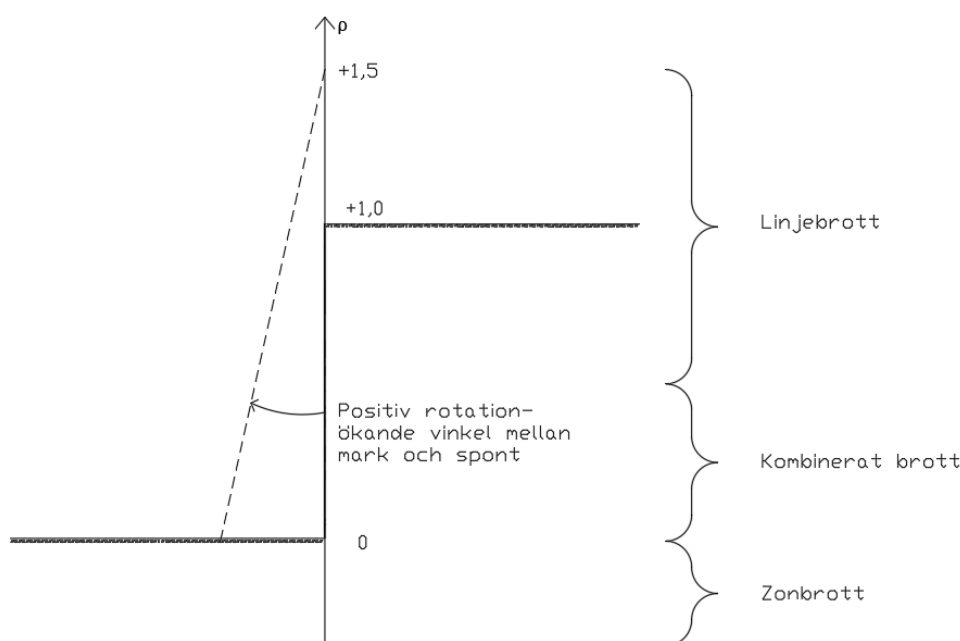
Brinch Hansens jordtrycksteori fungerar oavsett väggens eller markens lutning inom rimliga gränser. Dock sker dimensioneringen mestadels för lodräta spontväggar och utan någon lutning på marken. För att göra det lättare tog därför Brinch Hansen fram diagram på de koefficienter som behövs i detta fall, se bilaga A [6].

I Brinch Hansens jordtrycksteori bestäms rörelsen i väggen av en rotationspunkt som ligger i spontväggens plan och åt vilket håll spanten roterar. Även om spanten förskjuts

parallellt i sidled kan det antas att det sker en rotation med en rotationspunkt oändligt långt bort [6].

Rotationspunktens position specificeras av en axel som är placerad i spontväggens plan som väggen roterar kring. För att avgöra vilken sorts brott som sker i spontväggen bestäms förhållandet mellan rotationpunktens höjd och spontväggens höjd, vilket benämns  $\rho$ , samt om det sker positiv eller negativ rotation. Positiv rotation betyder att väggen roterar så att vinkeln mellan mark och spontvägg blir större och negativ rotation innebär att vinkeln blir mindre, se figur 3.5 [6].

De olika brott som kan uppstå är zombrott, kombinerat brott eller linjebrott. I de flesta fall går det att anta zombrott om rotationspunkten är belägen under spontväggens baspunkt ( $\rho \leq 0$ ), kombinerat brott om rotationspunkten är belägen mellan baspunkten och mitt på väggen ( $0 < \rho \leq 0,5$ ) och linjebrott om rotationspunkten är belägen högre än mitten av spontväggen ( $\rho > 0,5$ ), se figur 3.5 [6].



**Figur 3.5:** Rotation i en spontvägg enligt Brinch Hansen. I figuren sker en positiv rotation då det har skett en ökning av vinkeln mellan mark och spontväggen. Figuren visar även de områden där baspunkten ska vara belägen för linjebrott, kombinerat brott samt zombrott, tagit inspiration från [6].

Jordtrycket som verkar mot spontväggen kan beräknas med en normalkomposant  $E$ , en tangentiell komposant  $F$  och en hävarm  $z_p$ , där hävarmen är avståndet från spontväggens baspunkt till normalkomposantens verkningspunkt. Jordtryckets bidrag från tungheten  $\gamma$ , överlasten  $p$  och jordens kohesion  $c$  superponeras trots att det, förutom i vissa fall, egentligen inte är tillåtet vid plasticitetsteori. Superponering tillåts då det ger krafter som är på säkra sidan. Antaganden om att jorden är dränerad och att den endast består av ett jordlager görs för att kunna räkna ut  $E$ ,  $F$  och  $z_p$ .  $\zeta_\gamma$ ,  $\zeta_p$  och  $\zeta_c$  är hävarmar till bidragen från tungheten, överlasten respektive jordens kohesion med avståndet från baspunkten till vardera verkningspunkt. Med ekvationerna



$$E = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_\gamma + phK_p + chK_c \quad (3.20)$$

$$F = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_\gamma \tan \delta_\gamma + (phK_p + chK_c) \tan \delta_p + ah \quad (3.21)$$

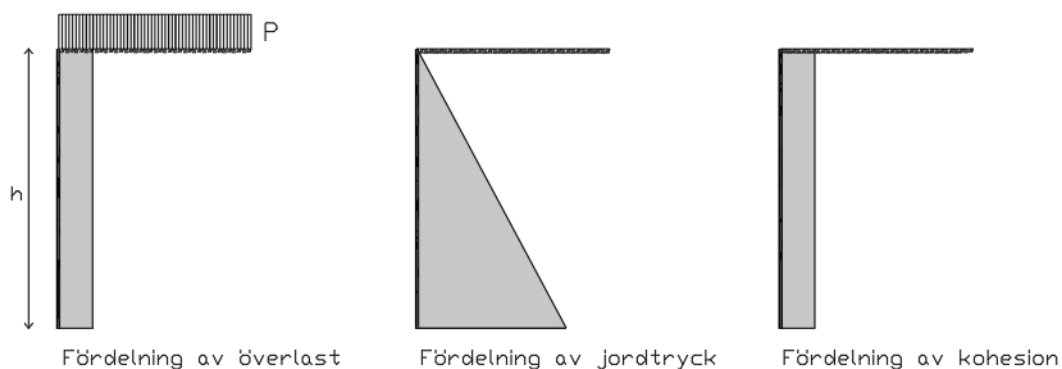
$$Ez_p = \frac{1}{2}\gamma h^3 K_\gamma \zeta_\gamma + ph^2 K_p \zeta_p + ch^2 K_c \zeta_c \quad (3.22)$$

och en del gränsfall går det att räkna ut jordtryckskoefficienterna. Genom att t.ex. välja  $p = c = 0$  kan värdet på  $\zeta_\gamma$  beräknas [6].

Som tidigare nämnts har det tagits fram diagram på de jordtryckskoefficienter som behövs,  $K_\gamma$ ,  $K_p$  och  $K_c$ , för att göra beräkningar enligt Brinch Hansens jordtrycksteori. Jordtryckskoefficienterna finns presenterade för aktivt samt passivt tryck och rå samt glatt vägg d.v.s. vidhäftning mellan jord och vägg  $R$  är 1 respektive 0, se bilaga A [6].

### 3.2.1 Zonbrott

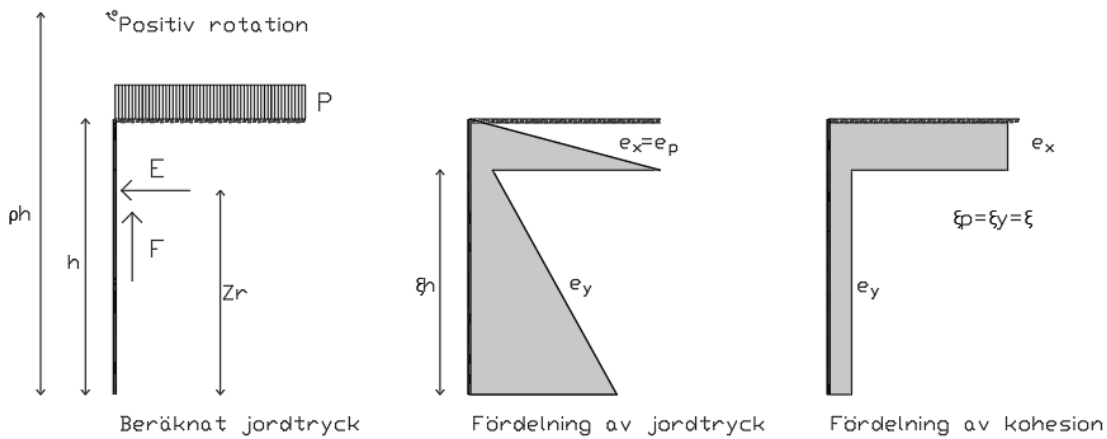
Vid ett zonbrott sker en rätlinjig spridning av jordtrycket på spontväggen. Trycket från överlast samt kohesion är likformigt och trycket från jordens tunghet ökar linjärt med djupet och är därför triangelformat, se figur 3.6. Vid aktivt och passivt jordtryck på en glatt vägg och vid aktivt jordtryck på en rå vägg inträffar zonbrott då rotationspunkten är belägen i eller nedanför spontväggens baspunkt ( $-\infty < \rho \leq 0$ ). Vid passivt jordtryck på en rå vägg inträffar zonbrott enbart då rotationspunkten är belägen i baspunkten ( $\rho = 0$ ) därefter sker ett kombinerat brott då  $\rho < 0$  där brottet endast avviker något från ett zonbrott [6].



**Figur 3.6:** Brinch Hansens jordtrycksfördelning för zonbrott.

### 3.2.2 Kombinerat brott och linjebrott

Vid ett kombinerat brott eller linjebrott går det inte att beräkna den exakta spänningsfördelningen på grund av att man inte vet jordtrycket som verkar direkt mot väggen. Dock går det att beräkna jordtryckets normalkomponent  $E$ , tangentialkomponent  $F$  samt moment  $Ez_p$ . För dessa brott har det kommit fram att hävarmarna på bidragen från tungheten  $\gamma$ , kohesionen  $c$  och överlasten  $p$  inte blir  $1/3$ ,  $1/2$  respektive  $1/2$  av väggens höjd, vilket var fallet vid zombrott. För kombinerat brott och linjebrott sker därför en mer komplicerad spridning av jordtrycket. För att lösa detta tog Brinch Hansen fram en förenklad jordtrycksfördelning som ger rätt värde på hävarmen  $z_p$ , se figur 3.7 [6].



**Figur 3.7:** Brinch Hansens jordtrycksfördelning för kombinerat brott och linjebrott, tagit inspiration från [6].

Spridningen av jordtrycket har ett hopp vid avståndet  $z_j = \xi h$  från väggens baspunkt. Jordtrycket under tryckhoppet  $z_j$  betecknas  $e_y$  och jordtrycket över betecknas  $e_x$ . Jordtrycken  $e_y$  och  $e_x$  används för att räkna ut de moment som verkar i spontväggen som ges av [6].

$$e_y = \left[ \sum \gamma' d \right] K_\gamma^y + pK_p^y + cK_c^y \quad (3.23)$$

$$e_x = \left[ \sum \gamma' d \right] K_\gamma^x + pK_p^x + cK_c^x \quad (3.24)$$

Då jordtryckets normalkomponent  $E$ , tangentialkomponent  $F$  samt hävarm  $z_p$  vid både glatt och rå vägg beror på förhållandet mellan rotationpunktens höjd och spontväggens höjd  $\rho$ , kommer också jordtryckets relativa hopp  $\xi$ , jordtryckskoefficienterna samt spontväggens adhesion och friktion att bero på  $\rho$  [6].

För att ta fram de okända parametrarna valde Brinch Hansen att först titta på bidraget från jordens tunghet. Det finns tre obekanta parametrar i Brinch Hansens jordtrycksfördelning,  $e_y$ ,  $e_x$  och  $\xi$ , se figur 3.7. I de specialfall när det enbart uppstår passivt eller

aktivt tryck blir jordtrycksfördelningen linjär, då blir  $\xi = 0$  respektive 1 och  $e_y$ ,  $e_x$  måste beräknas som om ett zombrott uppstår. Då det totala jordtrycket från baksidan av spontväggen ska vara samma som normalkomponenten  $E$  och tryckets tyngdpunkt ska befinna sig på avståndet  $z_p$  från baspunkten måste jordtrycksfördelningen vara i statisk jämvikt. Därför går det för linjebrott och kombinerat brott att göra två ekvationer för alla värden på  $\rho$  där en av de tre obekanta  $K_\gamma^y$ ,  $K_\gamma^x$  samt  $\xi$  kan bestämmas fritt.  $K_\gamma^x$  antas svara mot zombrott med antingen positiv rotation eller negativ rotation, passivt zombrott respektive aktivt zombrott, och därefter går  $\xi$  samt  $K_\gamma^y$  att ta fram. I de fall där  $\rho < 0$  vid rå vägg och positiv rotation fås negativa värden på  $\xi$ . Då antas värdet till 0 och  $K_\gamma^x$  blir en funktion som beror på  $\rho$  [6].

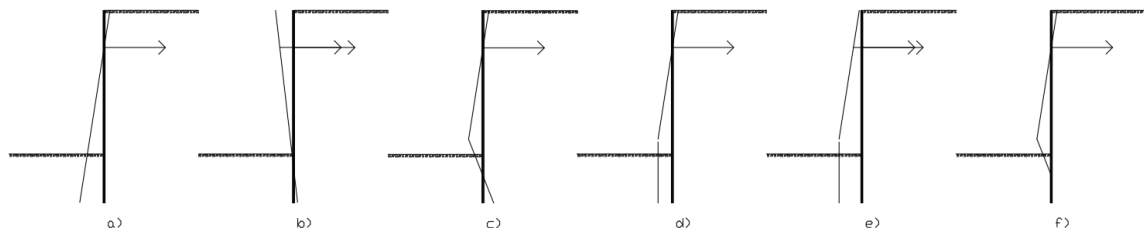
Efter att jordtryckets bidrag har bestämts tas bidraget från överlasten  $p$  fram. Även i detta fall fås tre obekanta variabler,  $K_p^y$ ,  $K_p^x$  och  $\xi$ , samt två funktioner för att representera tryckfördelningen. Som vid beräkning av jordtrycket ska  $\xi$  även här vara 0 respektive 1 då det enbart uppstår passivt eller aktivt tryck och beräknas som ett zombrott. På så sätt kan de obekanta variablerna  $K_p^y$ ,  $K_p^x$  tas fram på samma sätt som för jordtryckets bidrag och blir därför en funktion som beror på  $\rho$  [6].

Även för kohesionen  $c$  kan de obekanta variablerna  $K_c^y$ ,  $K_c^x$  bilda en funktion som beror på  $\rho$ . Detta på grund av att kohesionen precis som överlasten bildar ett konstant jordtryck mot spontväggen med ett relativt hopp på nivån  $\xi$  och då kan samma värden på  $\xi$  antas som vid jordtrycket och överlasten [6].

Friktionsvinklarna,  $\delta_\gamma$  och  $\delta_p$ , från väggen tas fram med förutsättningen att de måste vara 0 då kohesionen är 0. För att bestämma  $a$  antas  $\delta_c$  vara samma som  $\delta_p$  och då beror  $a$  på  $\rho$  [6].

### 3.2.3 Förankrade spontväggar på en nivå enligt Brinch Hansens metod

För att dimensionera en spontvägg behöver höjden av sponten, det största momentet samt stagkraften beräknas. Vid dimensionering enligt Brinch Hansens metod är det första steget att bestämma hur brott kommer att ske i spontväggen. Brott i en förankrad spontvägg kan ske på flera olika sätt, se figur 3.8 [6].



**Figur 3.8:** Alternativa brott i en förankrad spontvägg, tagit inspiration från [6].

Brinch Hansen hävdade att vid dimensionering mot brott av en konstruktion som är påverkad av tryck från bakomliggande jord behöver beräkningar för valt brottsätt göras. Det valda brottsättet behöver vara möjligt både kinematiskt och statiskt. Det

svåra här är att avgöra vilket brott man ska dimensionera för. Oftast kan mindre komplexa konstruktioner endast gå till brott på ett sätt medan mer komplexa konstruktioner kan gå till brott på fler sätt. En konstruktion som är dimensionerad mot ett specifikt brott håller med stor sannolikhet vid normalt bruk. Däremot är det inte säkert att konstruktionen håller för ett annat brottfall [6].

För konstruktioner påverkade av tryck från bakomliggande jord sker dock en omfördelning av trycket när konstruktionen ger efter. De delar som ger efter kommer att få ett minskat tryck samtidigt som de delar som inte ger efter kommer att få ett ökat tryck. Då en konstruktion som är dimensionerad för ett visst brottfall börjar ge efter i ett annat brottfall kommer därför jordtrycket att minska där brottet inträffar och öka i de delar som inte ger efter. Till följd av detta kommer det brottfall som inte var antaget att avta och konstruktionen kommer att ge efter enligt det brottfall konstruktionen var dimensionerad för [6].

Genom att därför välja ett brottsätt vid dimensionering kan det leda till en mer ekonomisk konstruktion. I praktiken har det visat sig att alla brottfall inte är lika ekonomiska. Enligt Brinch Hansen har det visat sig att de mest ekonomiska brottfallen är fallen a), d) samt f) i figur 3.8 [6].

### 3.2.4 Dimensionering av spontvägg utan flytleder

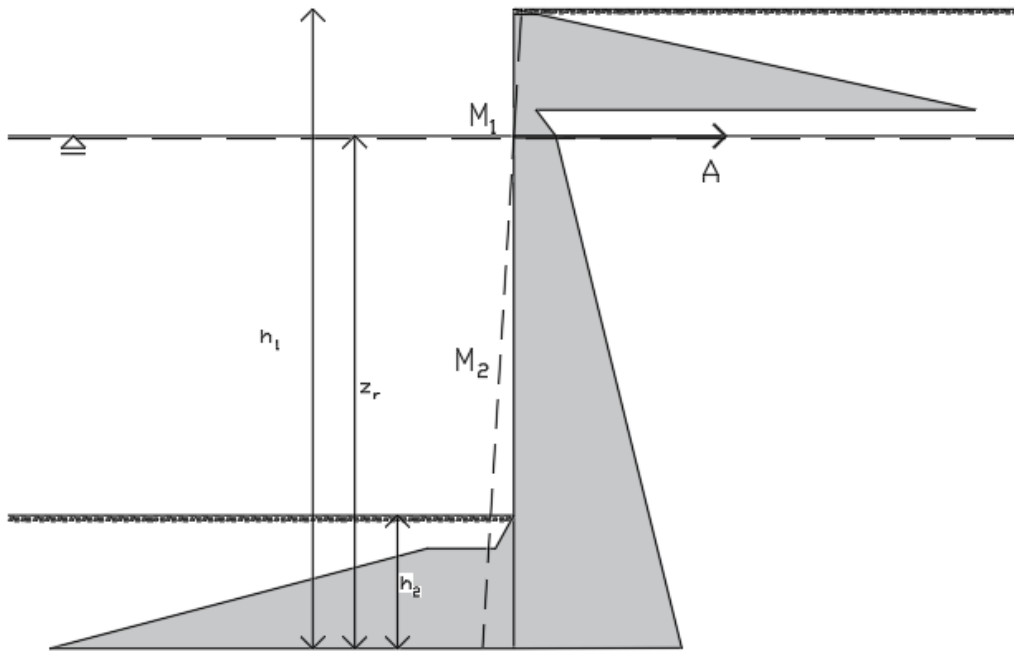
För dimensionering av en spontvägg utan flytleder görs antagandet att rotation inträffar runt förankringspunkten. Innan beräkningar görs måste också höjden  $h_1$  och nedslagsdjupet  $h_2$  antas, se figur 3.9. När förankringspunktens höjd  $Z_r$  över baspunkten är känd går det att räkna ut  $\rho$  för både framsida  $\rho_2$  och baksida  $\rho_1$  [6]

$$\rho_1 = \frac{z_r}{h_1}, \rho_2 = \frac{z_r}{h_2} \quad (3.25)$$

Nu kan jordtrycken räknas ut genom att få jordtryckskoefficienterna med hjälp av bilaga A där positiv rotation sker på framsidan och negativ rotation på baksidan av spontväggen, se figur 3.9 [6].

När jordtrycket är beräknat ska det vara momentjämvikt runt förankringspunkten. Är det inte momentjämvikt runt förankringspunkten ska en ny höjd  $h_1$  antas. Normalt behövs endast två beräkningar och sedan en interpolering för att få rätt höjd på  $h_1$  [6].

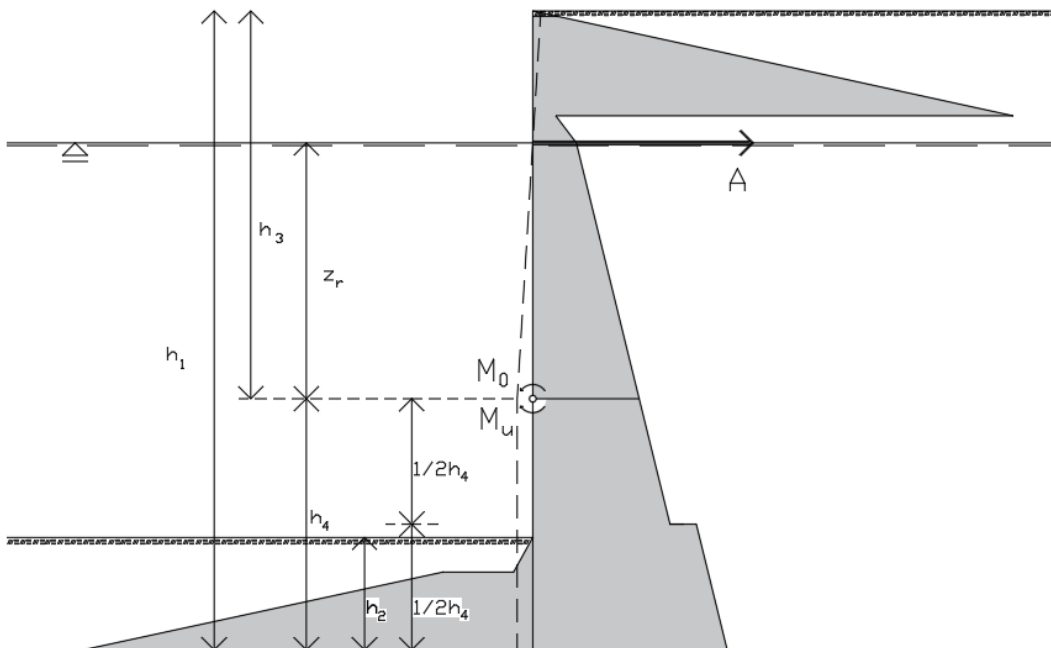
När rätt höjd  $h_1$  beräknats, d.v.s. att det råder momentjämvikt runt förankringspunkten, kan jämvikt i horisontalled ställas upp för att ta fram kraften  $A$  i förankringspunkten. Till sist kan det dimensionerande momentet beräknas, vilket blir antingen momentet vid förankringspunkten  $M_1$  eller momentet där tvärkraften är noll  $M_2$ , se figur 3.9 [6].



**Figur 3.9:** Spontvägg utan flytleder, tagit inspiration från [6].

### 3.2.5 Dimensionering av spontvägg med en flytled

För dimensionering av en spontvägg med en flytled görs antagandet att rotation inträffar runt förankringspunkten för delen över flytleden och i delen under flytleden sker en parallellförflyttning, se figur 3.10 [6].



**Figur 3.10:** Spontvägg med en flytled, tagit inspiration från [6].

På bakre sidan av spontväggen går det inte att ta fram den exakta fördelningen från jordtrycket, detta på grund av att Brinch Hansens teori grundar sig i att väggen roterar kring en punkt utan att några flytleder uppstår. Detta går dock att uppskatta med en metod som Brinch Hansen tog fram. Först antas höjden  $h_3$  av spontväggens del över flytleden, se figur 3.10. Sedan kan  $\rho_3$  beräknas av spontväggens del över flytleden enligt

$$\rho_3 = \frac{z_r}{h_3} \quad (3.26)$$

där  $z_3$  står för förankringsnivån, se figur 3.10 [6].

Spontväggens del över flytleden roterar positivt, då går det att få jordtryckscoeffi-enterna med hjälp av bilaga A och därefter ta fram jordtrycksfördelningen enligt figur 3.10 [6].

Spontväggens höjd under flytleden benämns  $h_4$  och delas in i två lika stora delar. Jordtrycket på bakre sidan av  $h_4$ :s övre del beräknas med hänsyn till  $\rho_3$  och positiv rotation medan vid beräkning av jordtrycket på  $h_4$ :s undre del blir  $\rho = \infty$  och positiv rotation. På grund av denna uppskattning kommer det att bildas ett tryckhopp i mitten där uppdelningen av  $h_4$  gjorts. Jordtrycket på främre sidan av  $h_4$  beräknas med hänsyn till  $\rho = \infty$  och negativ rotation, med kravet att flytleden befinner sig över schaktbotten [6].

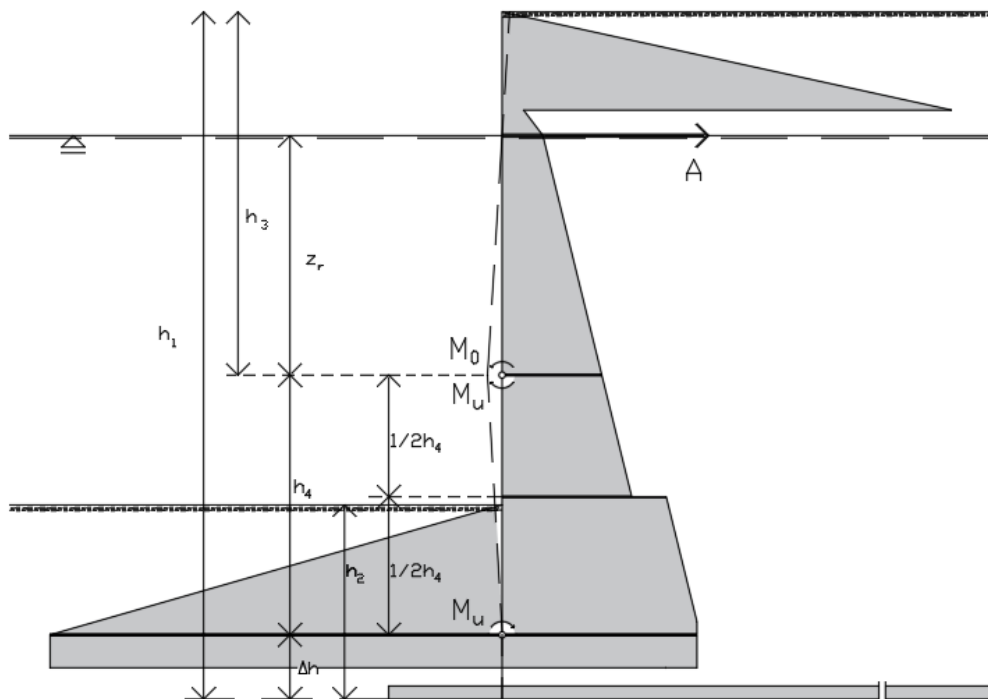
Då det inte kan finnas någon tvärkraft i flytleden ska det vara kraftjämvikt i horisontalld på väggens del under flytleden. Därför kan det genom en jämviktskontroll i horisontalld fås en andragradsekvation för att ta reda på höjden  $h_4$  [6].

Nu kan höjden  $h_3$  kontrolleras genom att det ska vara lika stort moment över flytleden som under flytleden. Momentet över flytleden beräknas runt förankringspunkten och momentet under flytleden beräknas runt spontfoten. Är det ej momentjämvikt över respektive under flytpunkten ska en ny höjd  $h_3$  antas tills momenten blir desamma. Normalt behövs endast två beräkningar och sedan en interpolering för att få rätt höjd på  $h_3$  [6].

Precis som i fallet utan flytled kan nu kraften  $A$  i förankringspunkten beräknas genom att göra kraftjämvikt i horisontalld. Dock ska jämviktsberäkningen endast göras på väggens del över flytleden. Det dimensionerande momentet blir momentet i flytleden [6].

### 3.2.6 Dimensionering av spontvägg med två flytleder

För dimensionering av en spontvägg med två flytleder görs antagandet att rotation inträffar runt förankringspunkten för den översta delen, rotation inträffar runt nedre flytpunkten för den mellersta delen och den nedre delen står helt still(fallet f i figur 3.8), se figur 3.11 [6].



**Figur 3.11:** Spontvägg med två flytleder, tagit inspiration från [6].

Dimensionering med två flytleder inleds på samma sätt som för en flytled. Först antas höjden  $h_3$  och därefter kan jordtrycksfördelningen tas fram på samma sätt som för en flytled. Spontväggens mellersta del benämns  $h_4$  och delas även här in i två lika stora delar. I detta fall räknas den övre delen av  $h_4$  på samma sätt som för en flytled, medan den nedre delen räknas med  $\rho = 0$  och negativ rotation på baksidan samt  $\rho = 0$  och positiv rotation på framsidan. Höjden på  $h_4$  kan bestämmas genom horisontal jämvikt i mellersta delen av spontväggen då tvärkrafterna i båda flytleterna måste vara noll [6].

Nu kan den antagna höjden  $h_3$  kontrolleras genom att det ska vara momentjämvikt i den övre delen av spontväggen  $h_3$  jämfört med den mellersta delen av spontväggen  $h_4$ . Momentet  $M_0$  i  $h_3$  beräknas runt förankringspunkten och momentet i  $h_4$  beräknas runt den nedersta flytleden med det dubbla flytmomentet  $2M_u$ . Om  $M_0$  inte är lika med  $M_u$  ska en ny höjd  $h_3$  antas tills momenten blir lika. Normalt behövs endast två beräkningar och sedan en interpolering för att få rätt höjd på  $h_3$ . Sista steget är att bestämma nedslagningsdjupet  $\Delta h$  av spontväggen. Höjden  $\Delta h$  bestäms genom att beräkna skillnaden av jordtrycken  $e^x$  respektive  $e^y$  i den nedersta punkten av väggen vilket bestäms enligt [6]

$$\Delta e_x = e_{x,2} - e_{x,1} \quad (3.27)$$

$$\Delta e_y = e_{y,1} - e_{y,2} \quad (3.28)$$

där  $e_{x,2}$  och  $e_{y,2}$  är tryckfördelningen på baksidan av sponten samt  $e_{x,1}$  och  $e_{y,1}$  är tryckfördelningen på framsidan av sponten. Och därefter kan  $\Delta h$  beräknas enligt

$$\Delta h = \left( \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e_y}{\Delta e_x} \right) / \sqrt{\frac{\Delta e_y}{2M_0} \left( \frac{2C_2}{C_1} + \frac{\Delta e_y}{\Delta e_x} - 1 \right)} \quad (3.29)$$

där

$$C_1 = 1 + 0,1 \frac{\tan \delta}{\tan \phi} - \tan \phi \quad (3.30)$$

$$C_2 = 1 + 0,1 \frac{\tan \delta}{\tan \phi} + \tan \phi \quad (3.31)$$

Precis som i fallet med en flytled kan nu kraften  $A$  i förankringspunkten beräknas genom att göra kraftjämvikt i horisontalled för den översta delen  $h_3$  [6].

### 3.2.7 Val av brottsätt

Som tidigare sagts kan val av brottsätt vid dimensionering leda till en mer ekonomisk konstruktion. Nedan visas ett exempel med resultat från de tre olika dimensioneringsfallen, se figur 3.12. I det här exemplet blir brottfallet utan flytleder det mest ekonomiska då  $h_2$  blir minst och för att  $M$  blir relativt liten.



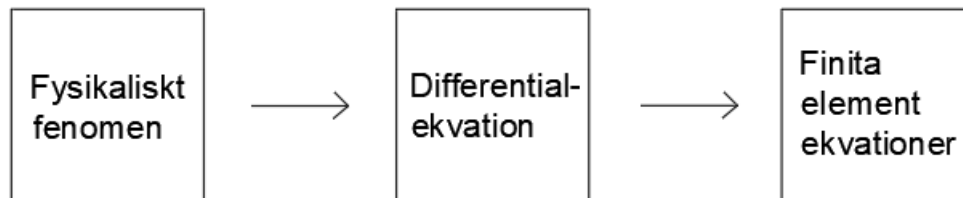
**Figur 3.12:** Brott utan, med en respektive med två flytleder samt resultat, tagit inspiration från [6].

Med hjälp av de tre olika brottsätten går det att lösa majoriteten av problem som kan uppstå vid dimensionering av en spontvägg. Brinch Hansen hävdade att dimensionering av en spontvägg utan flytleder är den mest ekonomiska konstruktionen när botten utgörs av en mjuk vattenmättad jord då det medför mindre nedslagsdjup. Medan vid ett stort vattendjup är det mest ekonomiska brottsättet två flytleder då det ger minst moment [6].



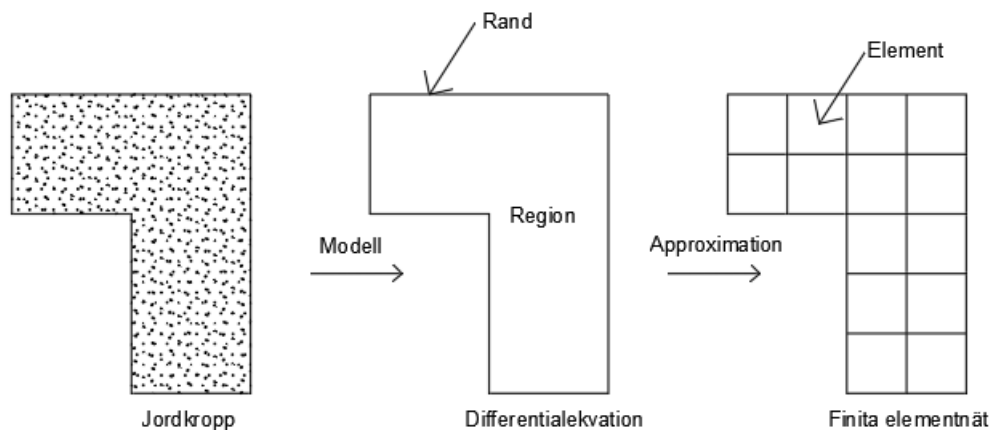
### 3.3 FE-metoden

Alla fysiska problem som förekommer inom mekaniken går att modellera med hjälp av differentialekvationer och är oftast för komplicerade att lösa med klassiska analytiska metoder. Finita elementmetoden är ett numeriskt tillvägagångssätt där generella differentialekvationer kan lösas tillräckligt noga, se figur 3.13 [12].



**Figur 3.13:** Steg i finita elementanalys, tagit inspiration av [12].

Differentialekvationerna, vilka beskriver det fysikaliska problemet, antas verka över ett specifikt område. Detta område kan vara en-, två- eller tredimensionellt. Det som kännetecknar finita elementmetoden är att istället för att göra en approximation som motsvarar hela området delas området upp i mindre delar, så kallade finita element, och approximationer görs för varje element. Även då variablerna i verkligheten varierar i ett olinjärt samband över hela regionen, blir det en tillräckligt bra approximation att låta variablerna variera över varje element. Samlingen av alla element kallas för ett elementnät, se figur 3.14 [12].



**Figur 3.14:** Steg i modellering, tagit inspiration av [12].

När approximationen över alla element är vald går det att ta fram sambanden för varje element. Sedan sätts elementen ihop genom att använda specifika regler. Därefter möjliggörs det att få en tillräckligt noggrann beskrivning av beteendet för hela området [12].

Som tidigare nämnts är de karakteristiska egenskaperna för finita elementmetoden att området delas in i mindre delar, element, där varje del får en relativt enkel approximation. Approximationen är i själva verket en form av interpolation över elementet, där det antas att värdet är känt i vissa punkter. Dessa punkter kallas nodpunkter och de är oftast placerade i gränserna för varje element. Värdet kan variera mellan dessa punkter på olika sätt, t.ex. linjärt, kvadratiskt eller kubiskt [12].

## 3.4 Programvaror

Här presenteras bakgrund till de programvaror som används till respektive beräkningsmetod.

### 3.4.1 Spontprogrammet

Spontprogrammet är framtaget av RynSoft AB med syfte att underlätta beräkningar av förankrade eller stöttade sponter. Beräkningsarbete med spontprogrammet går att utföra på sponter förankrade eller stöttade på en eller flera nivåer men går ej att utföra på konsolsponter [13].

Dimensionering i Spontprogrammet görs enligt sponthandbokens analytiska metod som presenteras i avsnitt 3.1. Sponthandbokens analytiska metod fungerar bra vid normala schaktdjup men bör användas med en viss försiktighet vid större schaktdjup. Trots detta går det ändå att göra beräkningar på mycket djupa sponter i Spontprogrammet men rekommenderas då att tas med en viss försiktighet och även utföra beräkningar med hjälp av FE-analyser [13].

### 3.4.2 WinSpooks

Som nämnts i avsnitt 3.2 tog Brinch Hansen fram diagram på de koefficienter som behövs för att underlätta jordtrycksberäkningar enligt Brinch Hansens metod för de vanligaste fallen. Trots det är beräkningarna ändå tidskrävande och därför tog Geo, före detta Danska geotekniska institutionen, fram WinSpooks vilket är ett program som kan göra dessa beräkningar [4].

Med hjälp av programvaran WinSpooks blir beräkningarna betydligt mindre tidskrävande. Det som behövs anges i programvaran är geometrin för konstruktionen, jordegenskaperna, grundvattennivån samt val av brottfall, se figur 3.8. Därefter fås resultat i form av jord- och vattentryck mot stödkonstruktionen, diagram på böjmomentet, spontdjup samt förankringskraft [4].

### 3.4.3 Plaxis

Många geotekniska projekt involverar modellering av någon konstruktion och interaktionen mellan konstruktionen och jorden. Plaxis är ett finita elementprogram för två- och tredimensionella analyser av deformation, stabilitet och grundvattenflöden för geotekniska problem. I Plaxis går det att hantera många olika komplexa geotekniska konstruktioner som t.ex. sponter, balkar, ankare, geotextil och tunnlar [2].

Utvecklingen av Plaxis började 1987 på Delft University of Technology på initiativ av the Dutch Ministry of public Works and Water Management (Rijkswaterstaat). Den ursprungliga anledningen för utvecklingen av Plaxis var att utveckla ett enkelt tvådimensionellt finita elementprogram för analys av översvämningsvallar i den mjuka jord som är dominerande i Nederländerna. Företaget Plaxis (Plaxis bv) startades 1993 på grund av att användandet av programmet tog fart. På senare år har Plaxis utvecklats för att lösa de flesta geotekniska problem som kan uppstå [2].

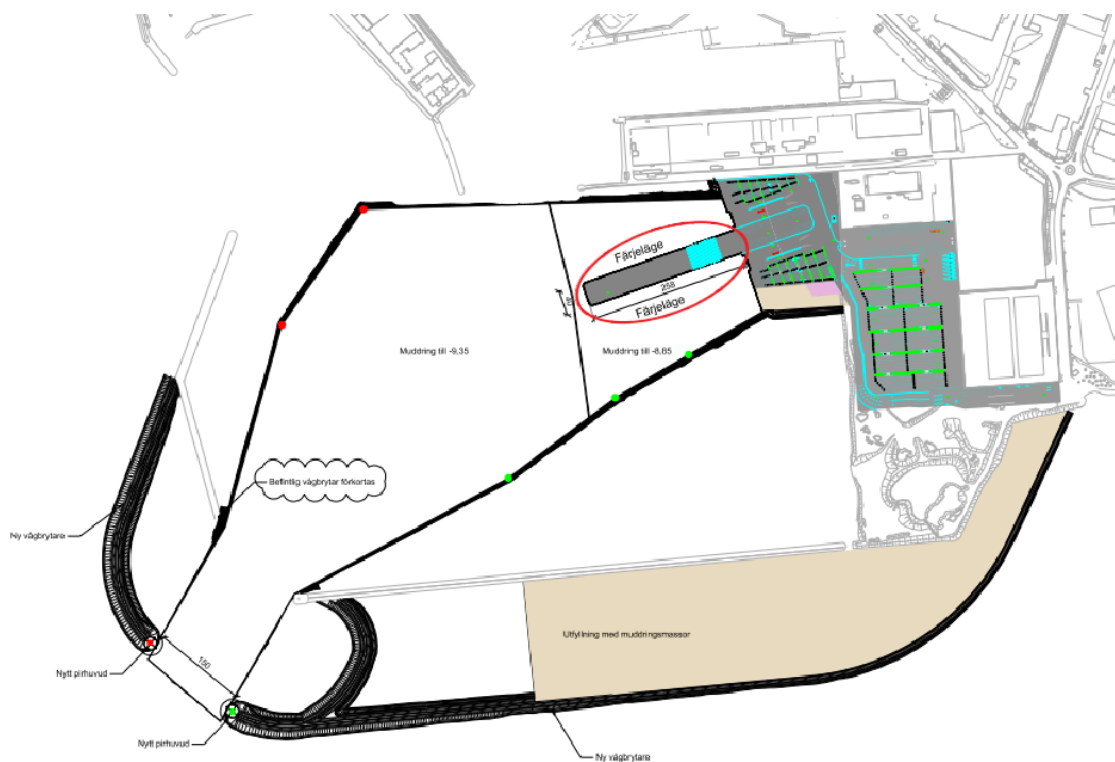


# 4 Referensprojekt

## 4.1 Beskrivning

För att klara av större fartyg samt den ökade färjetrafiken som förväntas i framtiden behöver Ystad hamn flytta sin verksamhet till den yttre hamnen och därmed göra en betydande ombyggnad för att klara detta behov. Detta kommer även att frigöra stora ytor för stadsutveckling. Projektet består av två nya färjelägen som utgörs av en pir på cirka 250 m, muddring av hamnbassängen för att klara större fartyg som planeras trafikera hamnen i framtiden, en ny sydlig och västlig vågbrytare, utfyllning med muddringsmassor för utökande verksamhetsytor samt att ytor på land kommer att anpassas till den nya verksamheten, se figur 4.1 [10].

Referensprojektet för det här examensarbetet är en stödkonstruktion i form av en kajvägg till de nya färjelägena som ska byggas i den yttre hamnbassängen i Ystads Hamn, se figur 4.1.



**Figur 4.1:** Utbyggnad av Ystads hamn där färjelägena är inringat i rött, från handlingar för referensprojekt.

### 4.1.1 Geotekniska förhållanden

De geotekniska förhållandena är tagna från en geoteknisk rapport från 2019. Där är tre borrhovningar med vingförsök gjorda inom kajområdet som även kompletteras med tidigare gjorda sonderingar. Utifrån detta har en jordmodell tagits fram som är presenterad i relationshandlingarna för projektet. Jordmodellen är värderad på den säkra sidan men bedöms ha marginell påverkan. Piren kommer att utgöras av komprimerad sand som fylls upp bakom stödkonstruktionen. Jordmodellen med materialegenskaper som tagits fram visas i tabell 4.1 och den komprimerade sandfyllningen med materialegenskaper visas i tabell 4.2.

**Tabell 4.1:** Jordmodell med materialegenskaper

Material	Moränsilt	Moränlera	Moränsilt	Moränlera	Moränsilt
Materialmodell	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Höjd [möh]	-4,5 : -6,4	-6,4 : -11,4	-11,4 : -15,9	-15,9 : -16,9	-16,9 : -XX
$\gamma/\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21/22	21/22	21/22	21/22	21/22
$E_{oed}$ [MPa]	25	25	25	25	5
$E_{inc}$ [MPa]	0	2 MPa/m	0	2 MPa/m	0
$\nu$ [-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2
$\phi$ [°]	33	30	33	30	35,1
$c'$ [kPa]	0	0,10 $c_u$	0	0,10 $c_u$	3,7
$c_u$ [kPa]	80 kPa + 5,3 kPa/m	80 kPa + 5,3 kPa/m	80 kPa + 5,3 kPa/m	80 kPa + 5,3 kPa/m	92,7
$K_0$ [-]	1,6	1,6	-	-	-
$R_{Aktiv}$ [-]	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
$R_{Passiv}$ [-]	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46

Där

$\gamma$  = Skrymtunghet

$\gamma_m$  = Mättnadstunghet

$E_{oed}$  = Ödometermodul

$E_{inc}$  = Ökning av ödometermodul från höjden -4,5m

$\nu$  = Kontraktionstal

$\phi$  = Friktionsvinkel

$c'$  = Effektiv kohesion

$c_u$  = Odränerad skjuvhållfasthet

$K_0$  = Vilojordtryckskoefficient

$R_{Aktiv}$  = Vidhäftning mellan jord och spont på aktiva sidan

$R_{Passiv}$  = Vidhäftning mellan jord och spont på passiva sidan

**Tabell 4.2:** Komprimerad sandfyllning

Material	Komprimerad sandfyllning
Materialmodell	Mohr-Coulomb
Höjd [möh]	+3,25 : -4,5
$\gamma/\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20/21
$E_{oed}$ [MPa]	30
$E_{inc}$ [MPa]	0
$\nu$ [-]	0,2
$\phi$ [°]	37
$c'$ [kPa]	0,1
$c_u$ [kPa]	-
$K_0$ [-]	0,5
$R_{Aktiv}$ [-]	0,92
$R_{Passiv}$ [-]	0,46

### 4.1.2 Dimensionerande vattendjup

Det dimensionerande vattendjupet är satt till +0,15 m på framsidan av sponten samt +0,65 m på baksidan av sponten.

### 4.1.3 Laster

Det kan uppstå en mängd olika lastfall därför har ett lastfall valts att analyseras i detta examensarbete. Det lastfall som valts att analyseras är när kajkonstruktionen endast belastas med en utbredd last bakom sponten vilket motsvarar t.ex. fordon, containeruppställning m.m. Detta lastfall har valts att analyseras då det är ett generellt fall utan att några extremhändelser inträffar.

### Ytbelastning

De vertikala laster som anses kunna verka bakom kajväggen tas upp i relationshandlingarna för projektet och presenteras nedan.

- Jämnt fördelad nyttig last på 20 kPa.
- Trafiklast.
- Boggilast från mafivagn typ 1.
- Boggilast från mafivagn typ 2.
- Boggilast från containertrailer typ 1.
- Boggilast från containertrailer typ 2.

- Axiellast från terminaltraktor.

I relationshandlingarna för projektet har det gjorts en utredning för vilket som blir det värsta lastfall där det framgår att två vertikala laster inte kommer påverka konstruktionen samtidigt. Enligt jämförelsen av de olika lastfallen har det bedömts att en jämnt fördelad nyttig last på 20 kPa kommer att resultera i ett högre jordtryck både mot toppen och längst ner mot kajväggarna. Därför väljs detta lastfall som ytbelastning.

#### 4.1.4 Utformning av stödkonstruktion

I snittet vid färjelägena som valts att analyseras består sponten av en AZ-profil. Egenskaper för spont presenteras i tabell 4.3. Hammarbandet är placerat på en nivå +0,35 m och utgörs av 2 st UNP400 balkar. Egenskaper för hammarband presenteras i tabell 4.4. Stagen är inspända i hammarbanden på nivån +0,35 m och är placerade med avståndet 2,8 m. Egenskaper för stag presenteras i tabell 4.5.

**Tabell 4.3:** Data för spont.

Typ av spont	AZ28-700, S430
$EA$ [kN/m]	$4,104 \cdot 10^6$
$EI$ [kNm <sup>2</sup> /m]	$1,304 \cdot 10^5$
$W$ (egentyngd) [kN/m <sup>2</sup> ]	1,562
$M_{cap}$ [kNm/m]	715

**Tabell 4.4:** Data för Hammarband.

Hammarbandsprofil	2xUNP400
Längd [m]	2,8
Huvudbult	2 M39
Kapacitet [kN/m]	621

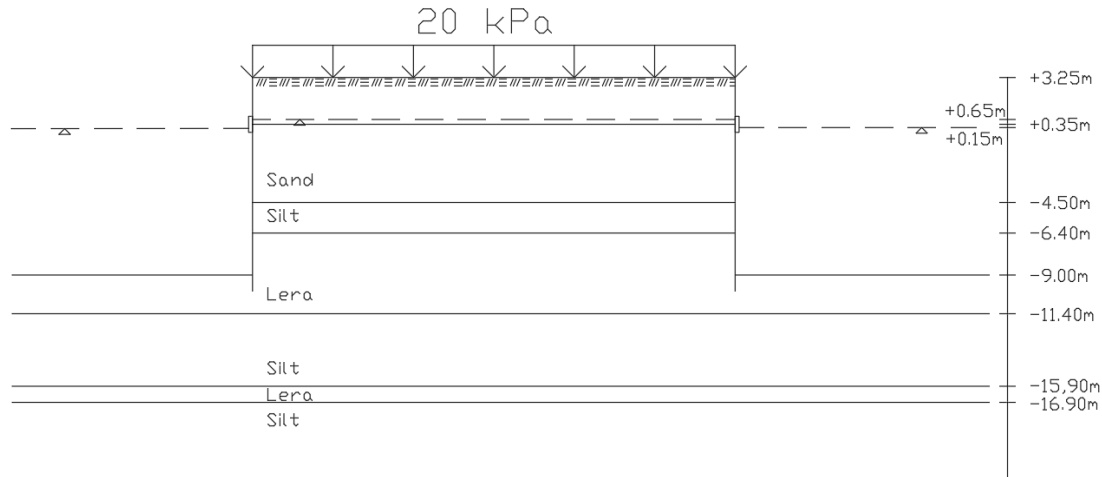
**Tabell 4.5:** Data för stag.

Stagdiameter [mm]	57,5
Höjd [m]	+0,35
CC-avstånd [m]	2,8
Längd [m]	40
$EA$ [kN]	$5,323 \cdot 10^5$
Kapacitet [kN]	1740



## 4.2 Beräkning av referensprojekt

För att få en lättare överblick av det snitt vid färjelägena som valts att analyseras visas lastfallet nedan i figur 4.2.



**Figur 4.2:** Lastfall för referensprojekt.

Konstruktionen belastas med en jämnt fördelad ytbelastning bakom sponten på 20 kPa. I beräkningarna antas sponten sträcka sig upp till marknivå som är på nivån +3,25 m. Framför sponten görs muddring till ett djup av -9m för att sedan anlägga ett erosionskydd i form av en betongplatta på botten vilket ger ett slutdjup på nivån -8,85m. Beräkningsmodellerna som görs i examensarbetet är dock framtagna för situationen innan erosionskyddet anläggs d.v.s. med ett djup på framsidan av sponten på nivån -9 m. Bakom sponten fylls piren upp av komprimerad sand till bestämd marknivå som är på nivån +3,25 m. Alla egenskaper för jord, spont samt ankarna som används i beräkningarna är tagna från relationshandlingar som tagits fram för projektet, se avsnitt 4.1. Vid beräkningar för respektive metod antas silt och lera vara odränerad medan sanden antas vara dränerad.

### 4.2.1 Spontprogrammet enligt Sponthandbokens analytiska metod

Beräkningar enligt Sponthandbokens analytiska metod görs med programvaran Spontprogrammet, se avsnitt 3.4.1. En modell av stödstrukturen byggs upp med kända jordegenskaper som är presenterade i avsnitt 4.1. Den indatan som behöver anges i spontprogrammet är respektive jordtyps mätnadstunghet  $\gamma_m$ , skrymtunghet  $\gamma$  samt friktionsvinkel  $\phi$  med eventuell ökning per meter eller odränerad skjuvhållfasthet  $c_u$  med eventuell ökning per meter. Utöver jordegenskaper för respektive material behöver även lagertjocklekar, grundvattennivå, förankringsnivå och överlast anges. Därefter beräknar programmet ankarkraft, maximalt snittmoment samt spontdjup enligt den analytiska metoden från Sponthandboken 2018 som beskrivs i avsnitt 3.1.

## 4.2.2 WinSpooks enligt Brinch Hansens metod

Beräkningar enligt Brinch Hansens metod görs med programvaran WinSpooks, se avsnitt 3.4.2, som utför beräkningar enligt Brinch Hansens metod, se avsnitt 3.2. Programmet fungerar genom att data anges i en mall i form av ett Exceldokument som vid beräkning skickar datan till WinSpooks som därefter skickar tillbaka resultaten från beräkningen till Excel för presentation av resultaten. I WinSpooks byggs en modell av stödkonstruktionen genom att i tabellform ange jordlagerföljd med egenskaper på båda sidor av sponten, grundvattennivå, förankringsnivå, last, partialkoefficienter, val av brottsätt (se figur 3.8) samt om det är dränerat eller odränerat fall som analyseras. De egenskaper som anges för respektive jordtyp är mätnadstunghet  $\gamma_m$ , skrymtunghet  $\gamma$ , friktionsvinkel  $\phi$ , effektiv kohesion  $c'$  och odränerad skjuvhållfasthet  $c_u$  samt vidhäftning mellan jord och spont  $R$ . Därefter beräknar programmet ankarkraft, maximalt snittmoment samt spontdjup.

## 4.2.3 Plaxis enligt Finita elementmetoden

Beräkningar enligt finita elementmetoden görs i programvaran Plaxis, se avsnitt 3.4.3. Vid beräkningar behöver ett antal parametrar vara kända för att fastställa jordens, spontens samt ankarnas egenskaper. Nedslagningsdjupet som används för modellen i Plaxis är taget från de analytiska metoderna som programvarorna Spontprogrammet respektive WinSpooks är baserade på. Därefter beräknas förankringskraft samt snittmoment i Plaxis som sedan jämförs med de resultat som respektive analytisk metod gav.

Det första som görs vid beräkning i Plaxis är att ställa upp en jordmodell som ska representera referensprojektet. När jordmodellen sätts upp bestäms även jordegenskaperna för respektive jordlager samt grundvattennivå. Därefter modelleras stödkonstruktionens utformning d.v.s. sponten samt ankare där respektive detalj av stödkonstruktionens egenskaper även bestäms. Till sist placeras de olika lasterna.

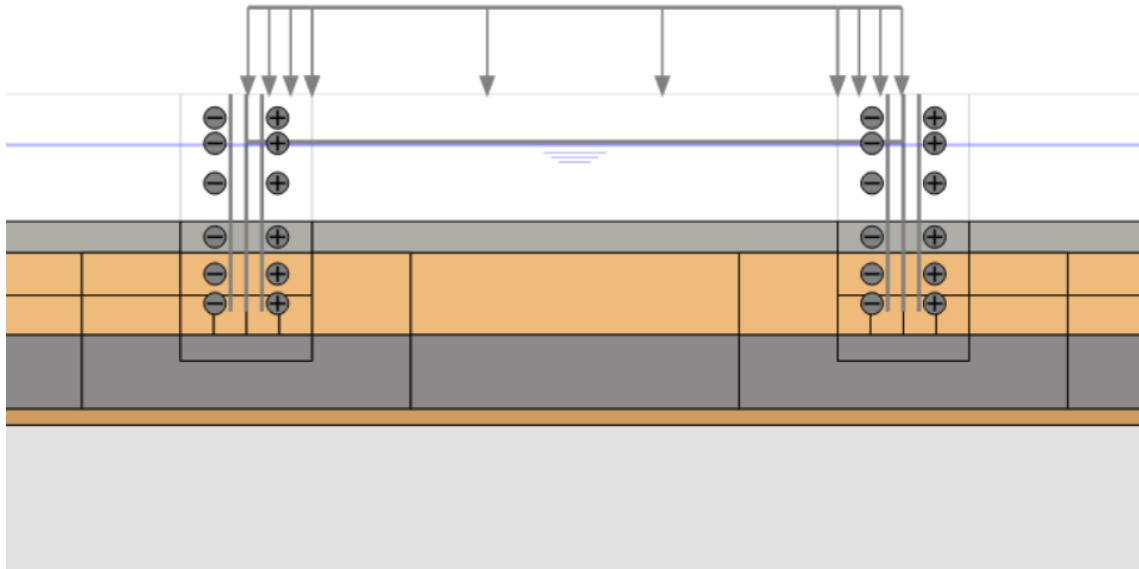
### Faser

När jordmodellen med stödkonstruktion är gjord bestäms olika faser för uträkningen.

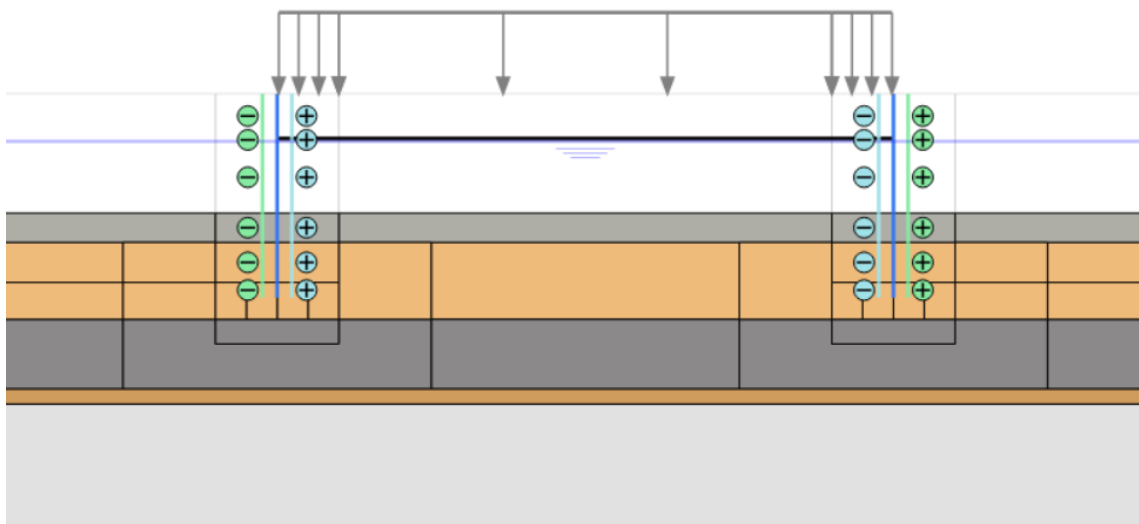
- Initialfasen - Startfasen där endast de rådande jordlagren av hamnbotten upp till nivån -4,50 m samt grundvattenytan i nivå +0,15 m vilket motsvarar havsytan, se figur 4.3.
- Fas 1 - Spont och ankare samt deras egenskaper läggs in, se figur 4.4.
- Fas 2 - Första utfyllnad med komprimerad sand till nivå +0,15 m läggs in, se figur 4.5.
- Fas 3 - Sista utfyllnad med komprimerad sand till marknivån +3,25 m läggs in, se figur 4.6.

- Fas 4 - Muddring på framsida av spont till nivån -9,00 m läggs till, se figur 4.7.
- Fas 5 - Utbredd last bakom spont läggs till, se figur 4.8.

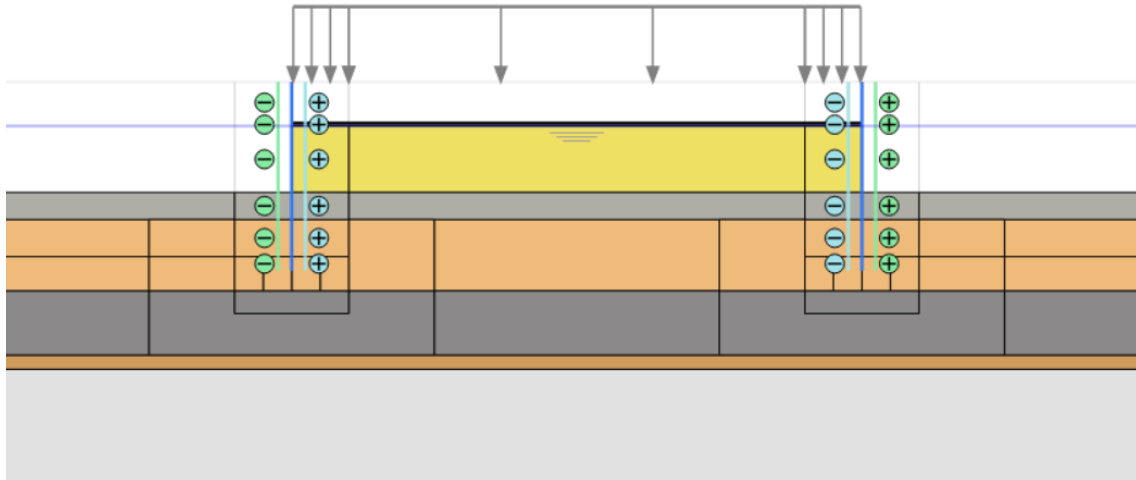
Tillsist beräknas maximalt moment samt förankringskraft enligt modellen.



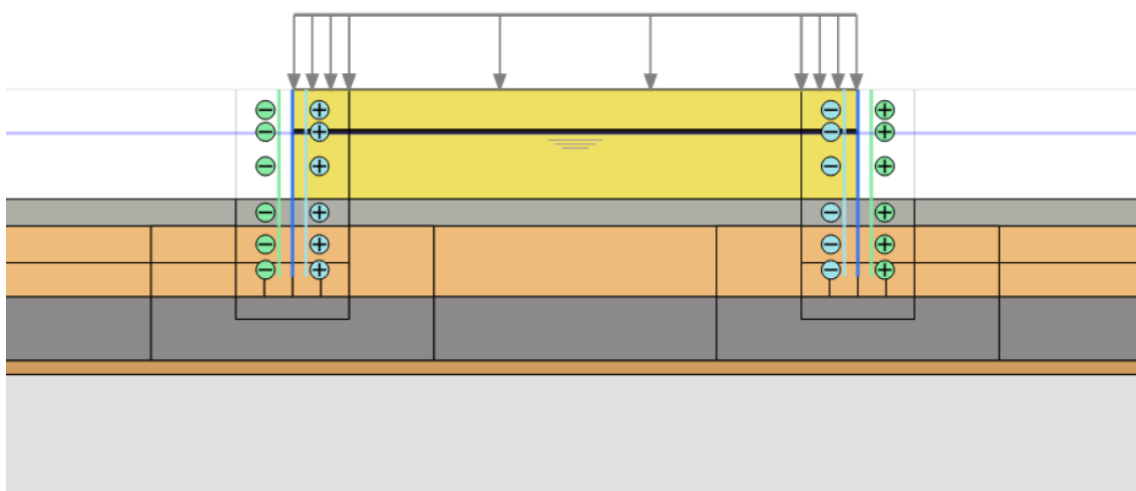
**Figur 4.3:** Initialfasen, från Plaxis.



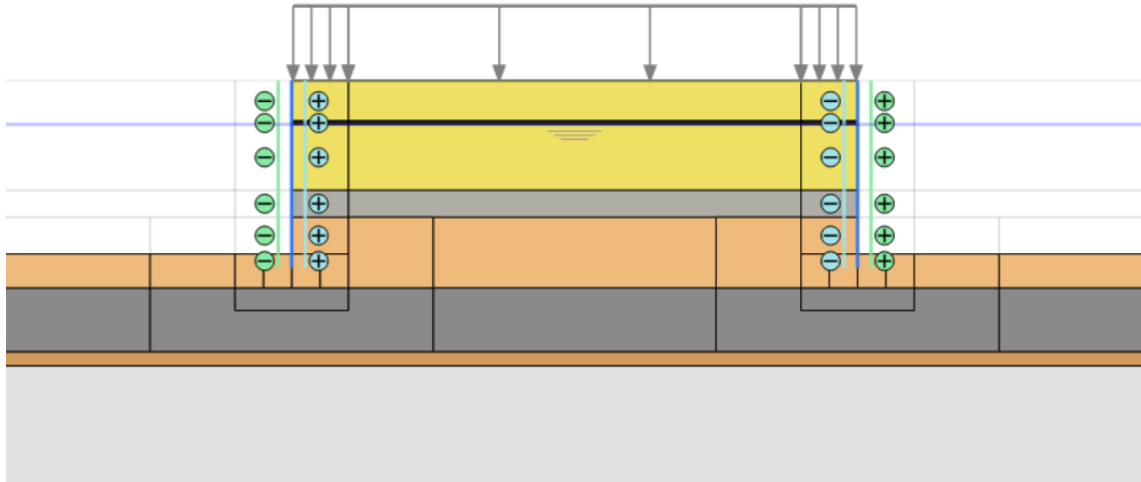
**Figur 4.4:** Fas 1, från Plaxis.



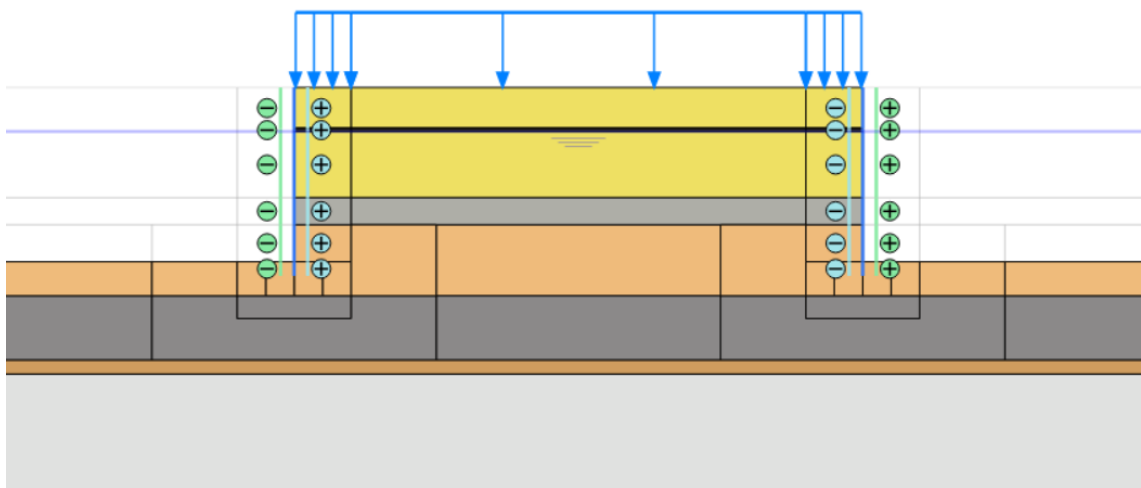
**Figur 4.5:** Fas 2, från Plaxis.



**Figur 4.6:** Fas 3, från Plaxis.



**Figur 4.7:** Fas 4, från Plaxis.



**Figur 4.8:** Fas 5, från Plaxis.

#### 4.2.4 Parameterstudie

Parameterstudien utgår i det här examensarbetet från beräkningarna av referensprojektet från de olika programvarorna Spontprogrammet, WinSpooks och Plaxis. Därefter varieras olika jordparametrar för att studera hur förankringskraft, maxmoment och spontdjup förändras. De jordparametrar som studeras är friktionsvinkeln  $\phi$  och den odränerade skjuvhållfastheten  $c_u$ . Friktionsvinkeln  $\phi$  höjs samt sänks med 1 grad i varje materialskikt per jämförelseberäkning och den odränerade skjuvhållfastheten  $c_u$  höjs samt sänks med 2 kPa i varje materialskikt per jämförelseberäkning. Till slut plottas resultaten i diagram för att kunna studera hur resultaten från de olika programvarorna förändras vid ändring av de ingående jordparametrarna.

# 5 Resultat

I detta kapitel redovisas förankringskraft, maxmoment och spontdjup för referensprojektet som presenteras i kapitel 4. Resultaten kommer från beräkningar utförda i Spontprogrammet och WinSpooks med jämförande beräkningar utförda i Plaxis. Till sist kommer en Parameterstudie som är utförd för varje beräkning.

## 5.1 Förankringskraft

I tabell 5.1 redovisas förankringskraft samt spontdjup från programvarorna Spontprogrammet och WinSpooks med en jämförande beräkning utförd i Plaxis för respektive beräkning. Vid jämförande beräkning i Plaxis till 0 flytleder klarade inte modellen att ha samma spontdjup som WinSpooks. Då höjdes spontdjupet tills modellen inte fallerade.

**Tabell 5.1:** Förankringskraft och Spontdjup för respektive beräkning.

		Förankringskraft [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
Spontprogrammet		243,20	-10,00
Plaxis jämförelse		267,00	-10,00
WinSpooks	0 flytleder	323,86	-9,27
Plaxis jämförelse		337,50	-9,60
WinSpooks	1 flytled	245,72	-10,39
Plaxis jämförelse		210,32	-10,39

## 5.2 Moment

I tabell 5.2 redovisas det maximala momentet samt spontdjup från programvarorna Spontprogrammet och WinSpooks med en jämförande beräkning utförd i Plaxis för respektive beräkning. Vid jämförande beräkning i Plaxis till 0 flytleder klarade inte modellen att ha samma spontdjup som WinSpooks. Då höjdes spontdjupet tills modellen inte fallerade.

**Tabell 5.2:** Maxmoment och Spontdjup för respektive beräkning.

		Maxmoment [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
Spontprogrammet		456,20	-10,00
Plaxis jämförelse		266,60	-10,00
WinSpooks	0 flytleder	312,51	-9,27
Plaxis jämförelse		245,10	-9,60
WinSpooks	1 flytled	196,13	-10,39
Plaxis jämförelse		256,9	-10,39

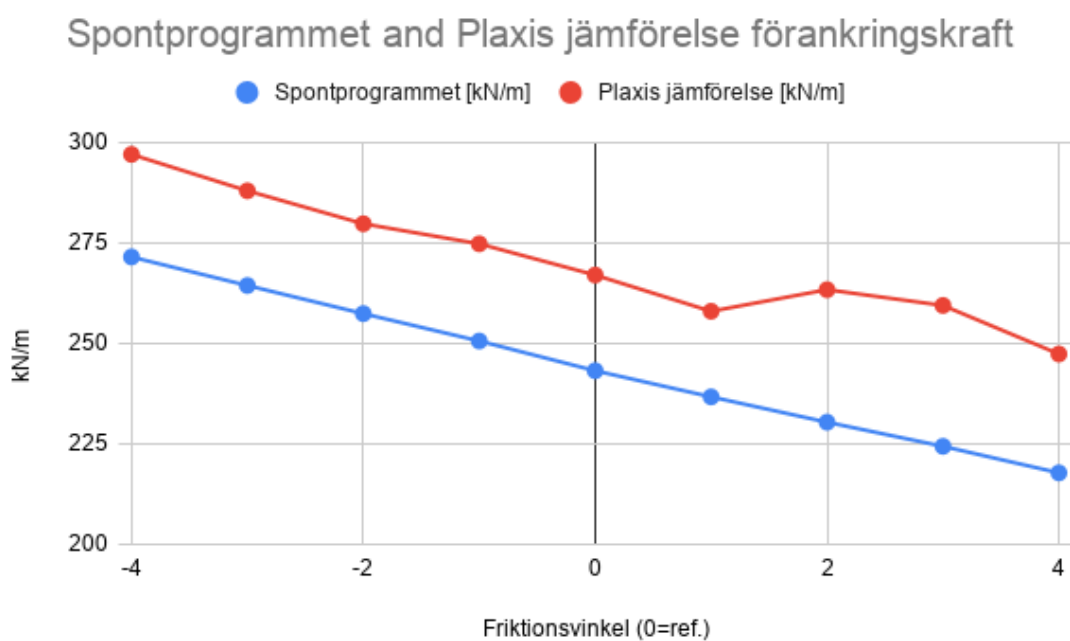
## 5.3 Parameterstudie

I tabell 5.3 till 5.14 och figur 5.1 till 5.12 redovisas resultaten på förankringskraft, maximala moment samt spontdjup från programvarorna Spontprogrammet och WinSpooks med jämförande beräkning utförd i Plaxis från utförd parameterstudie. Vid jämförande beräkning i Plaxis till 0 flytleder klarade inte modellen att ha samma spontdjup som WinSpooks. Då höjdes spontdjupet tills modellen inte fallerade.



**Tabell 5.3:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av friktionsvinkel.

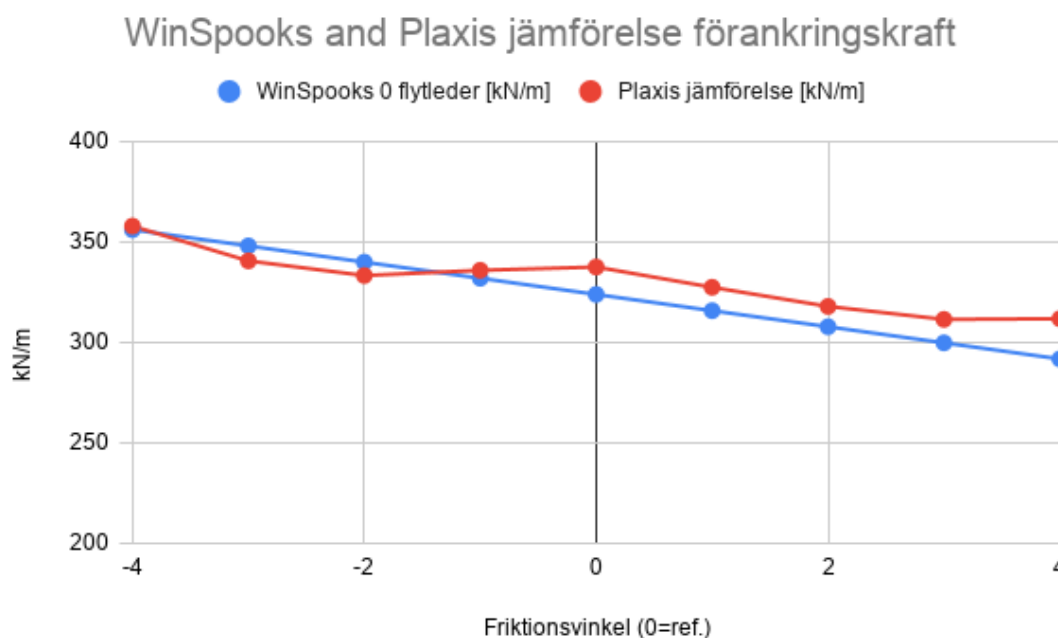
Friktionsvinkel [°]	Spontprogrammet [kN/m]	Plaxis jämförelse [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-4	271,50	297,10	-10,00
-3	264,40	287,96	-10,00
-2	257,40	279,76	-10,00
-1	250,60	274,77	-10,00
<b>Ref.</b>	<b>243,20</b>	<b>267,00</b>	<b>-10,00</b>
+1	236,70	257,99	-10,00
+2	230,40	263,36	-9,90
+3	224,40	259,44	-9,90
+4	217,80	247,36	-9,90



**Figur 5.1:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av friktionsvinkel.

**Tabell 5.4:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av friktionsvinkel.

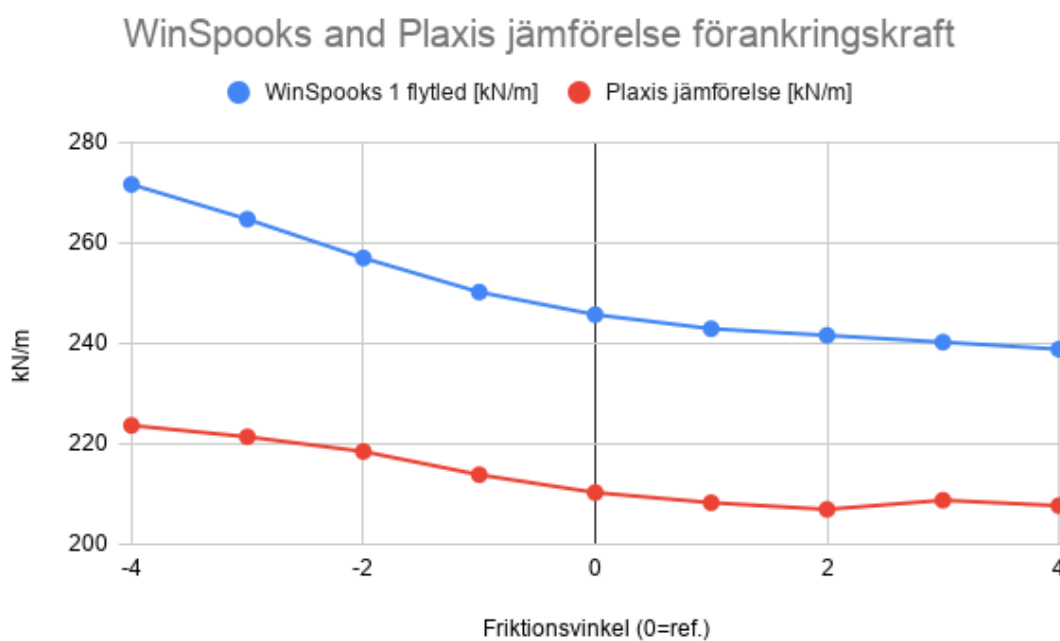
Friktionsvinkel [°]	WinSpooks [kN/m]	Spontdjup [m]	Plaxis jämförelse [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-4	356,06	-9,34	357,87	-9,70
-3	348,01	-9,33	340,55	-9,70
-2	339,93	-9,31	333,27	-9,70
-1	331,91	-9,29	335,86	-9,60
<b>Ref.</b>	<b>323,86</b>	<b>-9,27</b>	<b>337,50</b>	<b>-9,60</b>
+1	315,78	-9,26	327,41	-9,60
+2	307,79	-9,25	317,90	-9,60
+3	299,78	-9,23	311,45	-9,60
+4	291,76	-9,22	311,78	-9,60



**Figur 5.2:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av friktionsvinkel.

**Tabell 5.5:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av friktionsvinkel.

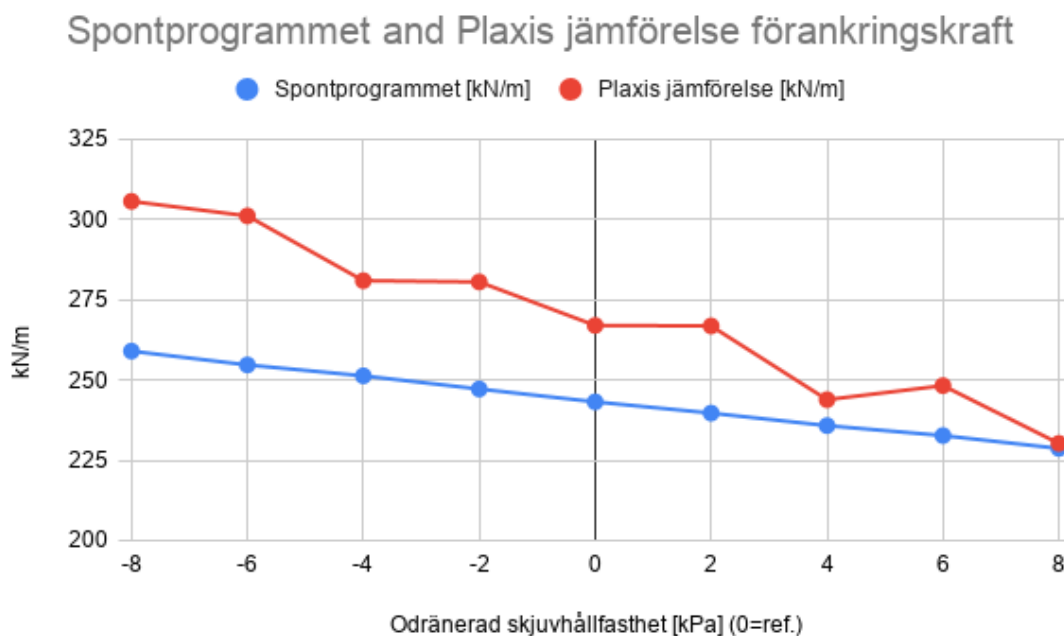
Friktionsvinkel [°]	Winspace [kN/m]	Plaxis jämförelse [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-4	268,49	232,34	-10,50
-3	262,51	225,93	-10,48
-2	256,35	220,52	-10,46
-1	250,46	215,45	-10,43
<b>Ref.</b>	<b>245,72</b>	<b>210,32</b>	<b>-10,39</b>
+1	241,20	206,13	-10,34
+2	236,60	202,83	-10,29
+3	232,01	200,50	-10,24
+4	227,40	203,05	-10,20



**Figur 5.3:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av friktionsvinkel.

**Tabell 5.6:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

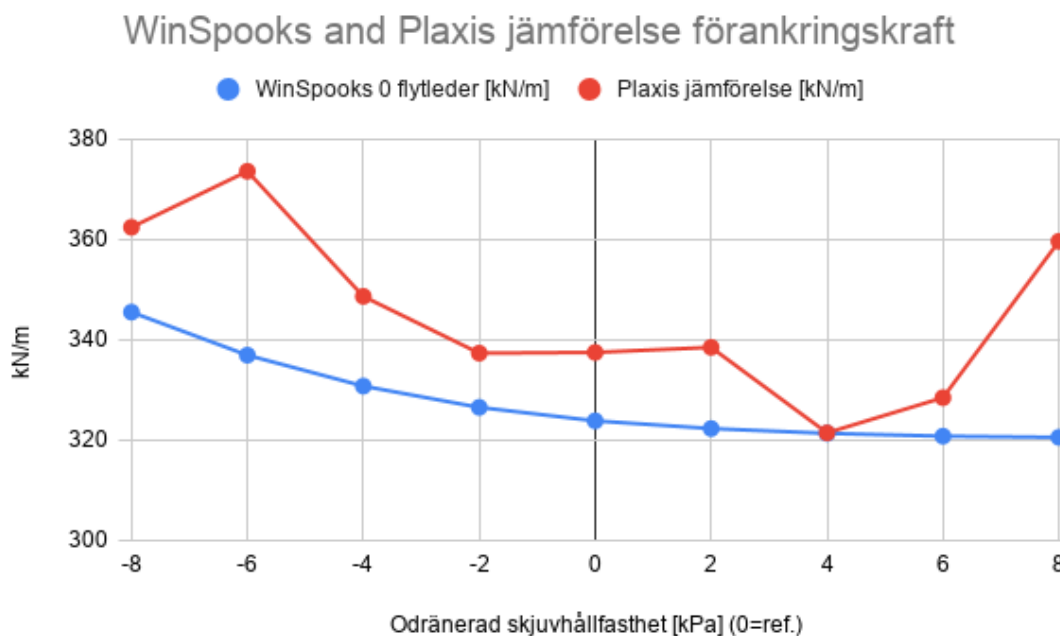
Odränerad skjuvhållfasthet [kPa]	Spontprogrammet [kN/m]	Plaxis jämförelse [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-8	259,00	305,64	-10,20
-6	254,70	301,10	-10,10
-4	251,30	280,94	-10,10
-2	247,20	280,54	-10,00
<b>Ref.</b>	<b>243,20</b>	<b>267,00</b>	<b>-10,00</b>
+2	239,70	266,84	-9,90
+4	235,80	243,88	-9,90
+6	232,70	248,25	-9,80
+8	228,70	230,27	-9,80



**Figur 5.4:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

**Tabell 5.7:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

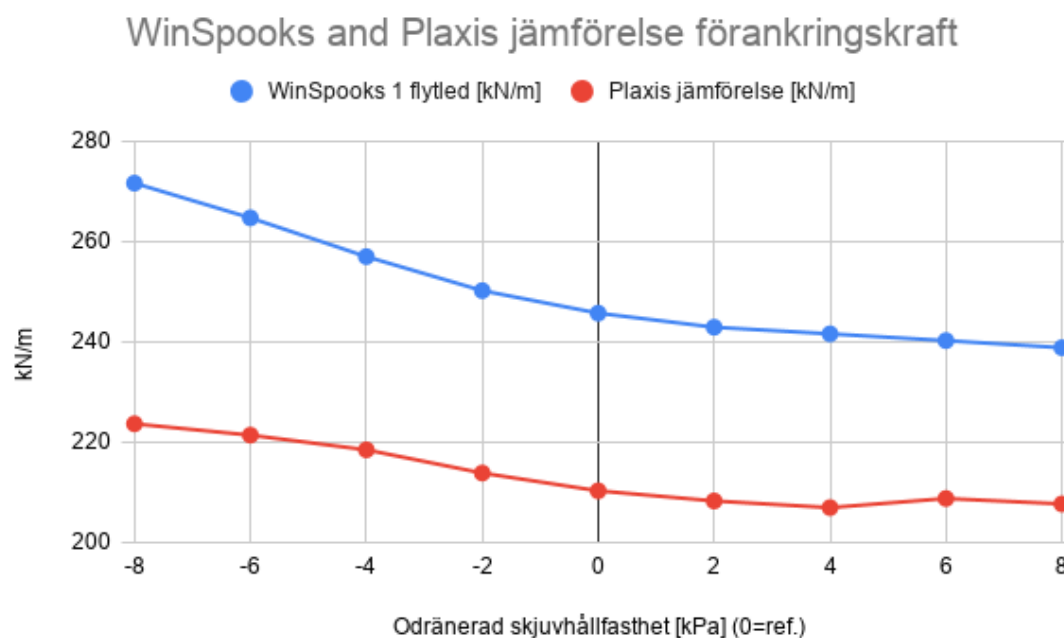
Odränerad skjuvhållfasthet [kPa]	WinSpooks [kN/m]	Spontdjup [m]	Plaxis jämförelse [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-8	345,53	-9,79	362,44	-9,85
-6	336,95	-9,60	373,60	-9,70
-4	330,79	-9,45	348,67	-9,70
-2	326,55	-9,35	337,35	-9,70
<b>Ref.</b>	<b>323,86</b>	<b>-9,27</b>	<b>337,50</b>	<b>-9,60</b>
+2	322,33	-9,23	338,51	-9,50
+4	321,37	-9,19	321,47	-9,50
+6	320,81	-9,17	328,48	-9,40
+8	320,58	-9,16	359,64	-9,20



**Figur 5.5:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

**Tabell 5.8:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

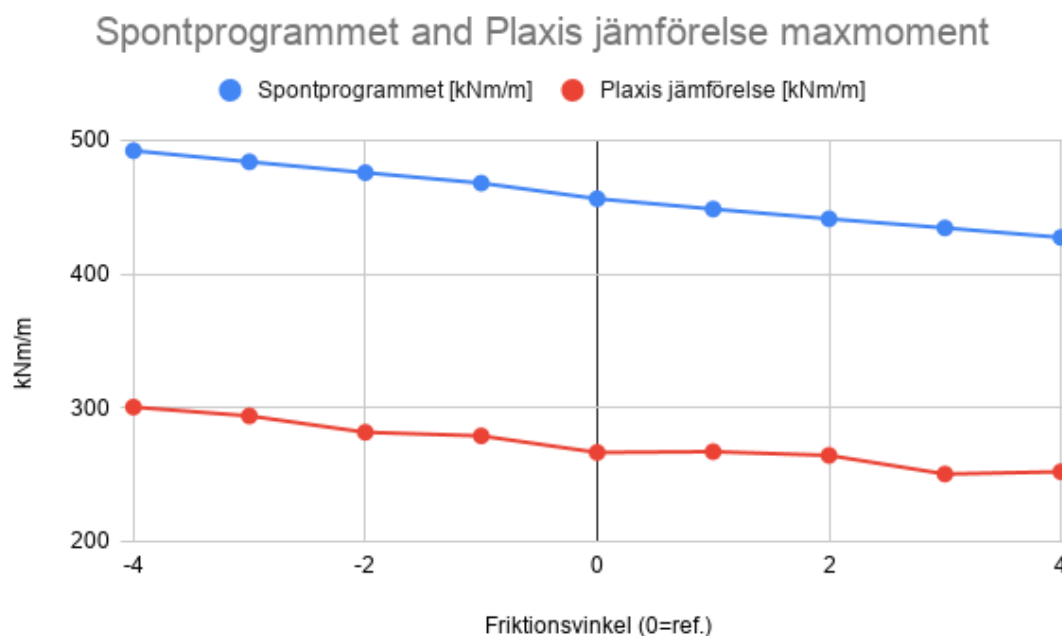
Odränerad skjuvhållfasthet [kPa]	WinSpooks [kN/m]	Plaxis jämförelse [kN/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-8	271,63	223,67	-11,15
-6	264,71	221,41	-10,83
-4	256,99	218,49	-10,65
-2	250,21	213,86	-10,52
<b>Ref.</b>	<b>245,72</b>	<b>210,32</b>	<b>-10,39</b>
+2	242,92	208,30	-10,27
+4	241,60	206,97	-10,14
+6	240,25	208,79	-10,03
+8	238,84	207,71	-9,93



**Figur 5.6:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för förankringskraft vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

**Tabell 5.9:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av friktionsvinkel.

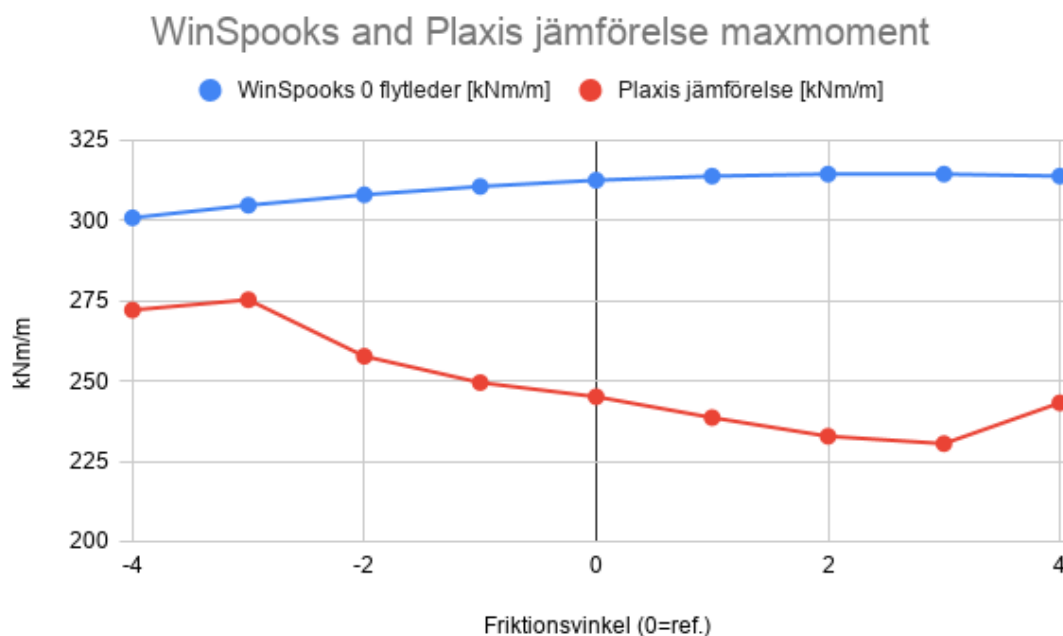
Friktionsvinkel [°]	Spontprogrammet [kNm/m]	Plaxis jämförelse [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-4	492,10	300,50	-10,00
-3	483,80	293,90	-10,00
-2	475,70	281,70	-10,00
-1	467,90	279,00	-10,00
<b>Ref.</b>	<b>456,20</b>	<b>266,60</b>	<b>-10,00</b>
+1	448,50	267,20	-10,00
+2	441,20	264,40	-9,90
+3	434,40	250,50	-9,90
+4	427,30	252,20	-9,90



**Figur 5.7:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av friktionsvinkel.

**Tabell 5.10:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av friktionsvinkel.

Friktionsvinkel [°]	WinSpooks [kNm/m]	Spontdjup [m]	Plaxis jämförelse [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-4	300,82	-9,34	272,10	-9,70
-3	304,73	-9,33	275,30	-9,70
-2	307,99	-9,31	257,70	-9,70
-1	310,57	-9,29	249,50	-9,60
<b>Ref.</b>	<b>312,51</b>	<b>-9,27</b>	<b>245,10</b>	<b>-9,60</b>
+1	313,79	-9,26	238,60	-9,60
+2	314,42	-9,25	232,80	-9,60
+3	314,42	-9,23	230,50	-9,60
+4	313,80	-9,22	243,20	-9,60

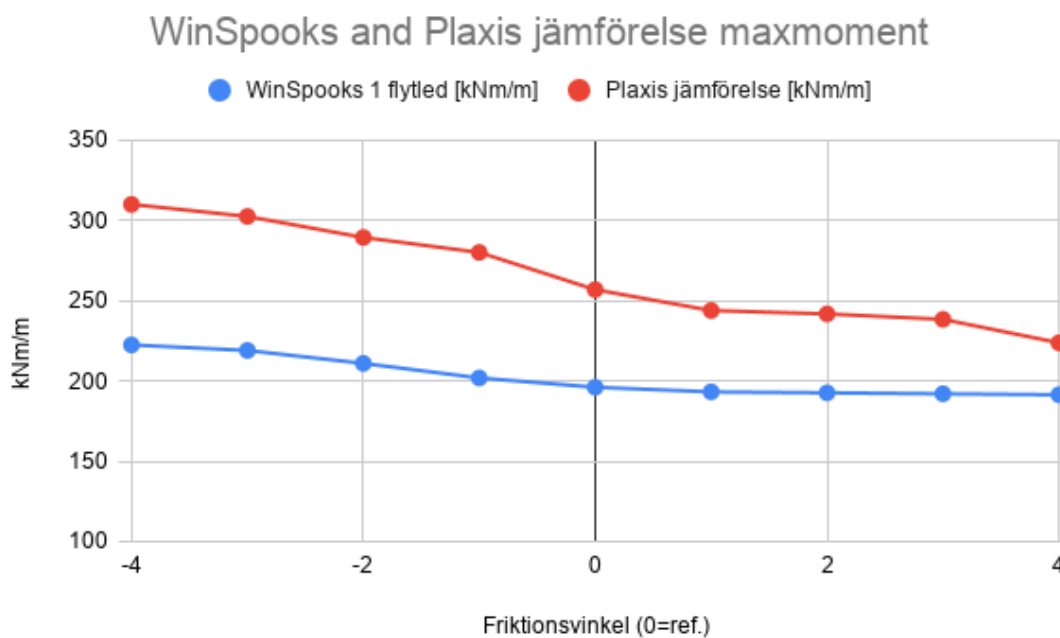


**Figur 5.8:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av friktionsvinkel.



**Tabell 5.11:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av friktionsvinkel.

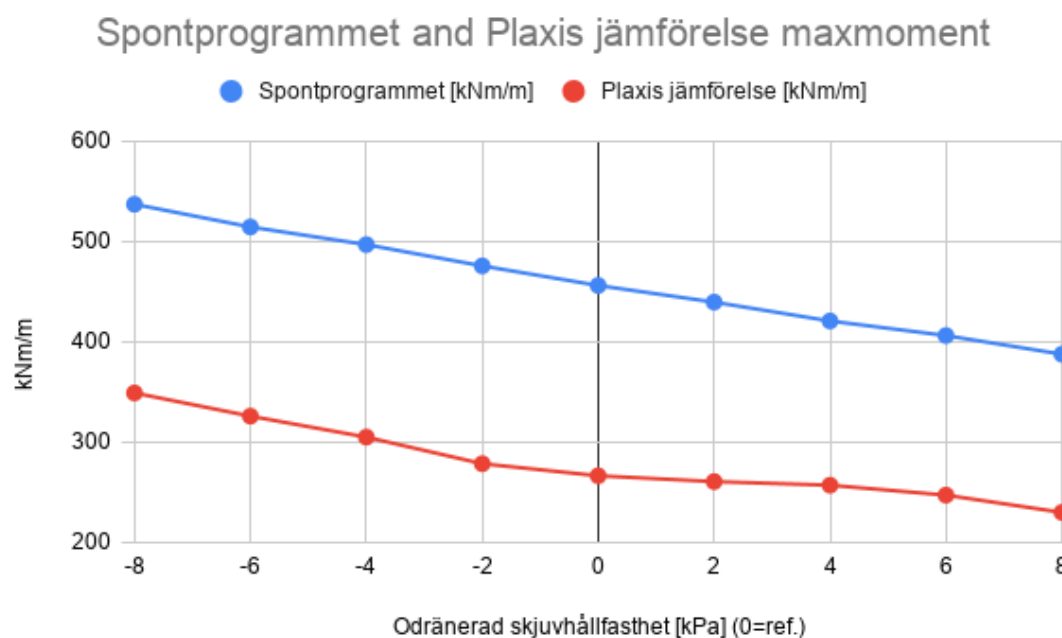
Friktionsvinkel [°]	Winspooks [kNm/m]	Plaxis jämförelse [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-4	214,64	276,30	-10,50
-3	204,33	269,50	-10,48
-2	195,94	271,10	-10,46
-1	193,98	260,00	-10,43
<b>Ref.</b>	<b>196,13</b>	<b>256,90</b>	<b>-10,39</b>
+1	199,05	251,30	-10,34
+2	201,96	247,20	-10,29
+3	204,57	242,90	-10,24
+4	206,83	256,10	-10,20



**Figur 5.9:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av friktionsvinkel.

**Tabell 5.12:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

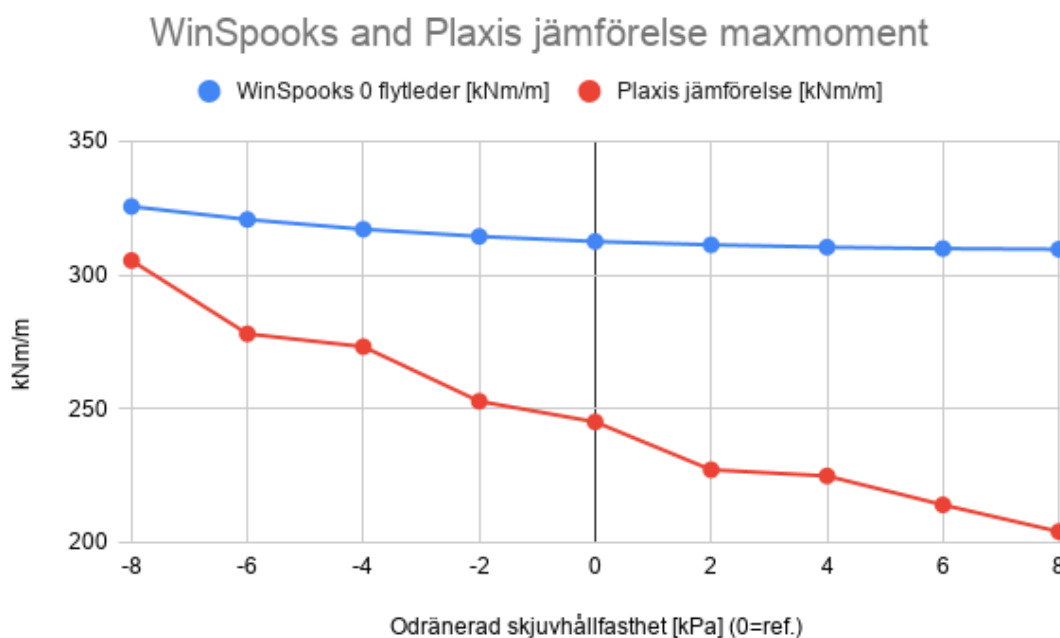
Odränerad skjuvhållfasthet [kPa]	Spontprogrammet [kNm/m]	Plaxis jämförelse [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-8	537,10	349,10	-10,20
-6	514,50	326,00	-10,10
-4	496,90	305,10	-10,10
-2	475,70	278,60	-10,00
<b>Ref.</b>	<b>456,20</b>	<b>266,60</b>	<b>-10,00</b>
+2	439,60	260,80	-9,90
+4	420,80	257,20	-9,90
+6	406,30	247,30	-9,80
+8	387,70	230,10	-9,80



**Figur 5.10:** Spontprogrammet och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

**Tabell 5.13:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

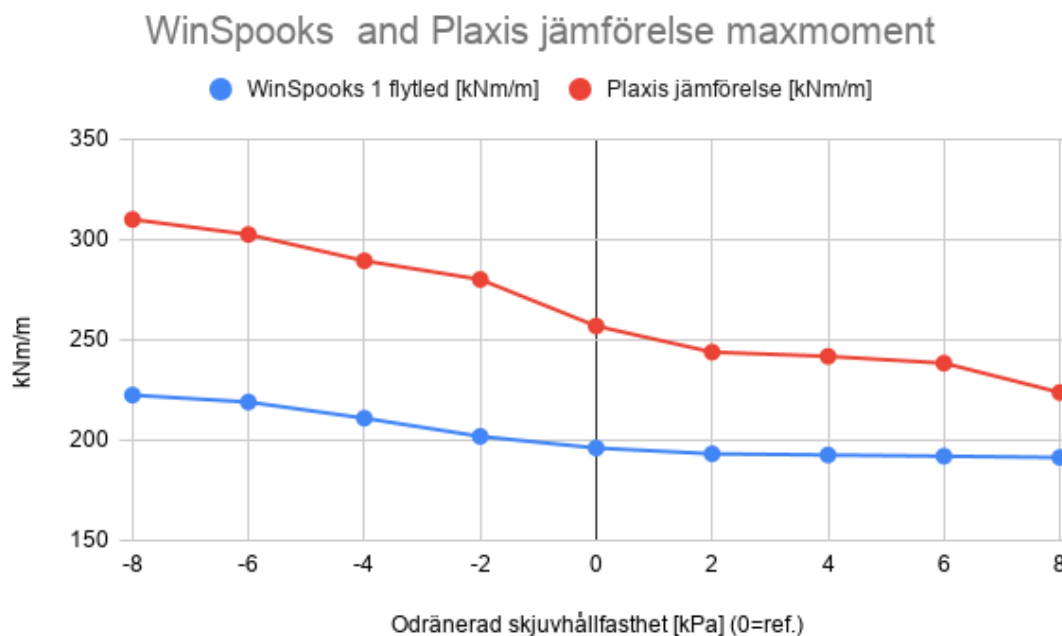
Odränerad skjuvhållfasthet [kPa]	WinSpooks [kNm/m]	Spontdjup [m]	Plaxis jämförelse [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-8	325,57	-9,79	305,40	-9,85
-6	320,72	-9,60	278,00	-9,70
-4	317,08	-9,45	273,20	-9,70
-2	314,40	-9,35	252,80	-9,70
<b>Ref.</b>	<b>312,51</b>	<b>-9,27</b>	<b>245,10</b>	<b>-9,60</b>
+2	311,25	-9,23	227,20	-9,50
+4	310,38	-9,19	224,90	-9,50
+6	309,85	-9,17	214,10	-9,40
+8	309,61	-9,16	204,10	-9,20



**Figur 5.11:** WinSpooks 0 flytleder och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

**Tabell 5.14:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

Odränerad skjuvhållfasthet [kPa]	WinSpooks [kNm/m]	Plaxis jämförelse [kNm/m]	Spontdjup [m.ö.h.]
-8	222,49	310,00	-11,15
-6	219,03	302,50	-10,83
-4	210,98	289,40	-10,65
-2	201,91	280,10	-10,52
<b>Ref.</b>	<b>196,13</b>	<b>256,90</b>	<b>-10,39</b>
+2	193,24	243,90	-10,27
+4	192,65	241,80	-10,14
+6	192,06	238,40	-10,03
+8	191,43	223,80	-9,93



**Figur 5.12:** WinSpooks 1 flytled och Plaxis parameterstudie för maxmoment vid ändring av odränerad skjuvhållfasthet.

## 6 Analys och diskussion

Förankringskrafterna blev, som redovisats i de beräknade värdena, större från de jämförande beräkningarna utförda i Plaxis än från de utförda i Spontprogrammet och WinSpooks med 0 flytleder. Däremot blev förankringskraften mindre från de jämförande beräkningarna utförda i Plaxis än från de utförda i WinSpooks med 1 flytled, se tabell 5.1. Detta kan bero på att då man tar hänsyn till deformation i sponten, vilket görs i Plaxis och WinSpooks med 1 flytled, resulterar det i att spontdelen över förankringspunkten trycks in mer mot jorden och bildar ett större tryck där vilket i sin tur leder till en större förankringskraft.

Som resultaten visar blev förankringskraften från Spontprogrammet minst vid jämförelse mellan de analytiska programvarorna, se tabell 5.1. Det kan beror på, som nämnts ovan, att Spontprogrammet inte tar hänsyn till deformation i sponten och även att olika spontdjup användes vid beräkningar i de analytiska programvarorna. Förankringskraften tenderade att bli mindre desto djupare sponten var belägen. Det beror troligtvis på att när sponten var belägen djupare kunde jorden framför sponten ta upp mer av jordtrycket och på så sätt blev förankringskraften mindre. Det är svårt att säga om det är anledningen till att förankringskraften är minst i Spontprogrammet. För detta hade en parameteranalys även behövt göras där endast spontdjupet ändras för varje beräkningsmetod. Men trots detta förhåller sig förankringskrafterna från de analytiska beräkningarna relativt bra till de jämförande beräkningarna från Plaxis.

Resultaten visar också att det maximala snittmomentet blev överlägset störst vid beräkningar med Spontprogrammet, se tabell 5.2. Det kan bero på att vid beräkningar enligt Sponthandbokens analytiska metod tas inte hänsyn till den ändring av jordtrycksfördelning som sker vid deformation eller rörelser av sponten och därmed fås ett högre dimensionerande snittmoment. Detta tog Brinch Hansen hänsyn till i sin beräkningsmetod och det är antagligen också därför momentet från beräkningar utförda i WinSpooks förhåller sig bättre till de jämförande beräkningarna utförda i Plaxis. Det kan även bero på att man inte tar hänsyn till väggens råhet vid beräkningar från Sponthandbokens analytiska metod och istället antar att råheten är noll, vilket resulterar i att trycket på aktiva sidan blir högre och trycket på passiva sidan blir lägre.

Parameterstudien visar att vid ändring av de ingående parametrarna friktionsvinkeln och den odränerade skjuvhållfastheten följer resultaten från de analytiska beräkningsmetoderna de jämförande beräkningarna i Plaxis relativt bra. Parameterstudien avvek mest då WinSpooks med 0 flytleder jämfördes med Plaxis. Detta beror troligtvis på att olika spontdjup användes vid beräkningar i de olika programvarorna. Olika spontdjup användes för att de jämförande beräkningarna i Plaxis gick till brott då samma grunda spontdjup användes som vid 0 flytleder i WinSpooks. Därför ökades spontdjupet tills konstruktionen inte längre gick till brott i de jämförande beräkningarna i Plaxis. Detta resulterade i en svår jämförelse av resultaten från parameterstudien av WinSpooks

med 0 flytleder och Plaxis.

Resultaten av parameterstudien visar också att förankringskraften avvek när friktionsvinkeln höjdes vid jämförelse mellan Spontprogrammet och Plaxis, se tabell 5.3 och figur 5.1. Detta beror troligtvis på att då friktionsvinkeln höjdes minskade det spontdjup som krävdes för att friktionen i jorden kunde ta upp mer av spänningarna. På grund av att spontdjupet inte var det samma kunde inte jorden framför sponten ta upp lika mycket av jordtrycket och på så sätt utsattes förankringen för en större belastning.

Ett tydligt exempel på att förankringskraften ökar vid minskning av spontdjupet i de jämförande beräkningarna i Plaxis kan ses i tabell 5.7 och figur 5.5. Varje gång spontdjupet minskas i de jämförande beräkningarna i Plaxis ökar förankringskraften något.

Råheten  $R$  mot sponten kan vara en aning för hög. Vanligtvis används råheten cirka 0,5 mellan spont och lera. En minskning av råheten hade förändrat resultaten vid beräkning i WinSpooks samt Plaxis. Då råheten sätts till samma värde i dessa program anses det ändå ge bra jämförelser mellan WinSpooks och Plaxis. Däremot används inte råheten vid beräkningar i Spontprogrammet och därför hade resultaten endast ändrats i de jämförande beräkningarna i Plaxis vilket också innebär att resultaten då hade ändrats relativt varandra mellan programmen.

## 7 Slutsats

Det kan konstateras att det är viktigt att vara kritisk och inte lita blint på de resultat man får från programvaror som är avsedda för konstruktionsändamål. Detta på grund av att det är mycket data som ska matas in i programvarorna och om någon data inte stämmer överens med verkligheten eller om en modell byggs upp på ett felaktigt sätt kan resultaten också bli felaktiga. Då finita elementmetoden är den mest avancerade beräkningsmetoden anses Plaxis vara det klart bästa valet vid dimensionering av en spont. Men trots det kan antingen WinSpooks eller Spontprogrammet vara ett bra komplement för att kontrollera eller göra en överslagsberäkning med syftet att se om man får rimliga resultat.

De frågeställningar som behandlas i detta arbete är:

- Hur skiljer sig indata i de olika beräkningssätten?
- Hur förhåller sig snittmomenten samt de dimensionerande förankringskrafterna till varandra i de olika beräkningssätten vid brottgränstillstånd?
- Hur förhåller sig resultaten i de olika beräkningssätten till varandra vid ändring av de ingående parametrarna?

Indatan i de olika beräkningssätten skiljer sig till stor del åt, där Spontprogrammet är den programvara som kräver minst indata medan Plaxis kräver mest indata. Det går därför att göra betydligt mer avancerade modeller i Plaxis vilka kan efterlikna uppmätta värden bättre och på så sätt också generera resultat mest likt uppmätta värden. Däremot anses Spontprogrammet vara ett relativt enkelt program som kan vara bra att använda vid överslagsberäkning eller för dimensionering av enklare stödkonstruktioner. WinSpooks tar hänsyn till betydligt fler parametrar än Spontprogrammet, exempelvis deformation och rörelse av sponten. Detta genererar en jordtrycksfördelning som är mer lik uppmätta värden och anses därför vara ett bättre alternativ än Spontprogrammet.

Vid jämförelse av förankringskrafterna mellan de analytiska programvarorna ger WinSpooks med 0 flytleder störst förankringskraft. Samtidigt förhåller sig samtliga analytiska beräkningar relativt bra till de jämförande beräkningarna utförda i Plaxis. Spontprogrammets förankringskraft blir cirka 9 procent mindre, WinSpooks med 0 flytleder blir cirka 4 procent mindre och WinSpooks med 1 flytled blir cirka 17 procent större än de jämförande beräkningarna i Plaxis, se tabell 5.1. Vid jämförelse av snittmoment mellan de analytiska programvarorna ger Spontprogrammet överlägset störst maxmoment, se tabell 5.2. Snittmomenten från de analytiska programvarorna förhåller sig inte lika bra som förankringskrafterna till de jämförande beräkningarna utförda i Plaxis. Spontprogrammets snittmoment blir cirka 71 procent större, WinSpooks med

0 flytleder blir cirka 27,5 procent större och WinSpooks med 1 flytled blir cirka 23,5 procent mindre än de jämförande beräkningarna i Plaxis, se tabell 5.2. Detta indikerar också att om dimensionering sker med Spontprogrammet kommer stödkonstruktionen att överdimensioneras. Om WinSpooks istället används går det att ta fram en mer ekonomisk lösning.

Parameterstudien visar att vid ändring av de ingående parametrarna friktionsvinkeln och den odränerade skjuvhållfastheten följer resultaten från de analytiska beräkningsmetoderna de jämförande beräkningarna i Plaxis relativt bra. Parameterstudien avvek mest då WinSpooks med 0 flytleder jämfördes med Plaxis. Detta beror troligtvis på att olika spontdjup användes vid beräkningar i de olika programvarorna och därför blir resultaten svåra att jämföra. Utöver det så avvek parameterstudien för förankringskraften när friktionsvinkeln ökades vid jämförelse mellan Spontprogrammet och Plaxis, se tabell 5.3 och figur 5.1. Detta tyder på att då spontdjupet minskar tenderar jorden i modellen från Plaxis att gå till brott.

Avslutningsvis anses Plaxis vara den klart bästa programvaran vid dimensionering av en stödkonstruktion. WinSpooks och Spontprogrammet kan vara bra att använda som komplement vid överslagsberäkning eller vid dimensionering av enklare stödkonstruktioner.



# Litteratur

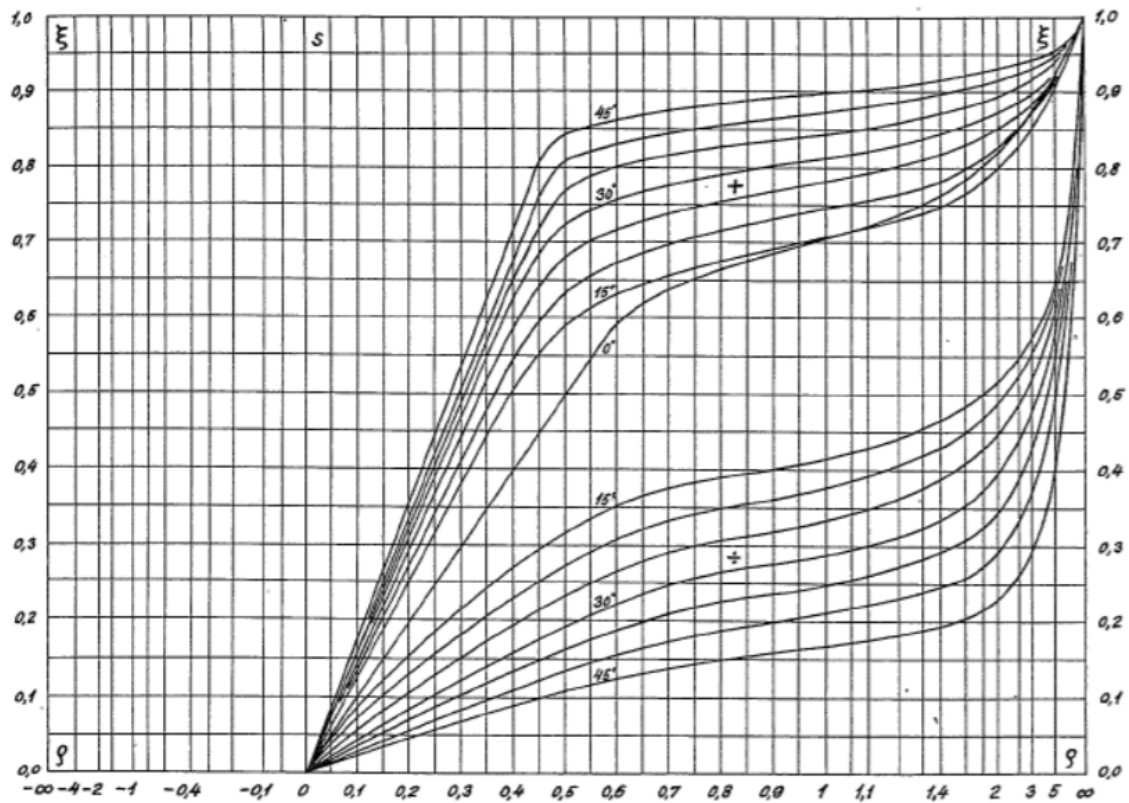
- [1] M. Agorelius och J. Noberius. *Beräkningsmetoder för flerbandssponter - Skillnader mellan metoderna och deras inverkan på resultat*. V-husets tryckeri LTH Lund, No. TVGT-5065, 2018.
- [2] R.B.J. Brinkgreve, S. Kumarswamy och W.M. Swolfs. *Plaxis 2015*. Plaxis Netherlands, ISBN-13: 978-90-76016-18-4, 2015.
- [3] O. Dahlblom. *Kompendium i Geoteknik*. Institutionen för byggvetenskaper LTH Lunds universitet, 2020.
- [4] H. Denver och L. Kellezi. *Modelling of Earth Pressure from nearby Strip Footings on a Free and Anchored Sheet Pile Wall*. NGM, Reykjavik, 2016.
- [5] A. Fredriksson, H. Stille, A. Kullingsjö och A. Ryner. *Sponthandboken 2018 - Dimensionering av temporära stödkonstruktioner*. Pålkommisionen Stockholm, 2018.
- [6] P. Harremoës, H. Moust Jacobsen och N. Krebs Jacobsen. *Lærebog I GEOTEKNIK 2*. AiO Tryk as Odense, 1991.
- [7] Statens Geotekniska Institut. *Stödkonstruktioner*. 2019. URL: <https://www.swedgeo.se/sv/vagledning-i-arbetet/grundlaggning-och-forstarkning/stodkonstruktioner/> (hämtad 2020-12-02).
- [8] K.M. Iversen, A.H. Augustesen och B.N. Nielsen. *Vertical Equilibrium of Sheet Pile Walls with Emphasis on Toe Capacity and Plugging*. Department of Civil Engineering, Aalborg University. DCE Technical reports, No. 94, 2010.
- [9] J.A. Knappet och R.F. Craig. *Craig's soil mechanics 8th edition*. Spon Press New York, 2012.
- [10] S. Lagerroth. *Miljökonsekvensbeskrivning, ombyggnation av yttre hamnen samt åtgärder i kringliggande vattenområden*. Ystads kommun samt Ystad Hamn Logistik AB, 2016.
- [11] R. Nagy. *Momentreduktion i spontvägg*. V-husets tryckeri LTH Lund, No. TVSM-5166, 2009.
- [12] N. Ottosen och H. Petersson. *Introduction to the Finite Element Method*. Prentice Hall, 1992.
- [13] A. Ryner. *Manual Spontprogrammet*. RynSoft AB, 2020.
- [14] G. Sällfors. *GEOTEKNIK*. Göteborg, 2009.
- [15] E. Tudisco och O. Dahlblom. *Foundation Engineering*. Institutionen för byggvetenskaper LTH Lunds universitet, 2018.



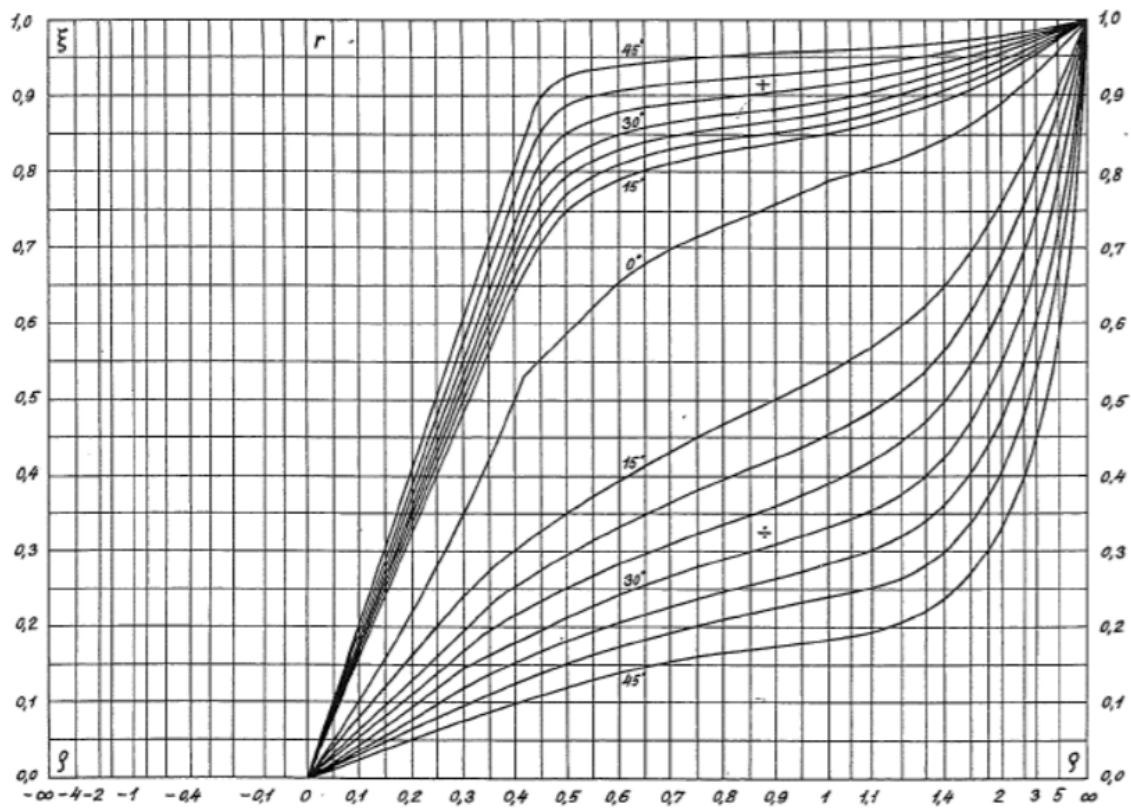
# Bilaga A

## Brinch Hansens diagram

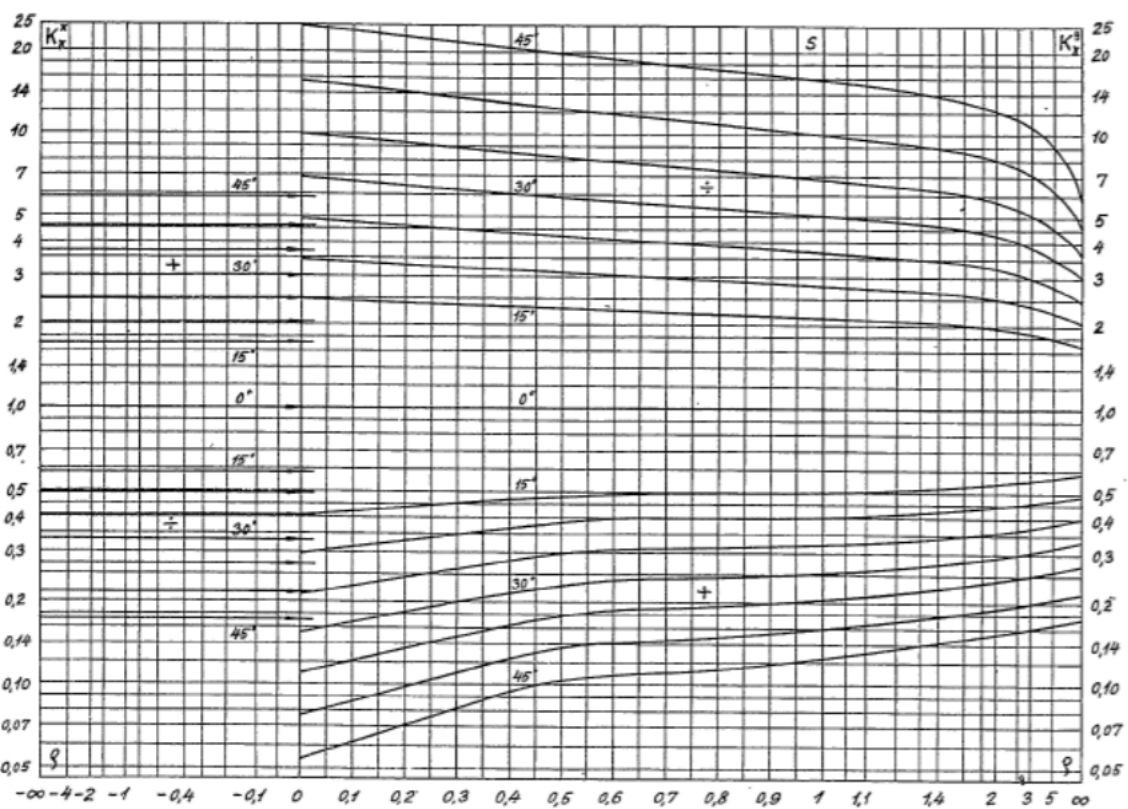
Här redovisas diagram på jordtryckskoefficienter enligt Brinch Hansens jordtrycksteori för lodräta spontväggar och utan någon lutning på marken. Jordtryckskoefficienterna finns presenterade för aktivt samt passivt tryck och rå samt glatt vägg d.v.s. vidhäftning mellan jord och vägg  $R$  är 1 respektive 0 [6].



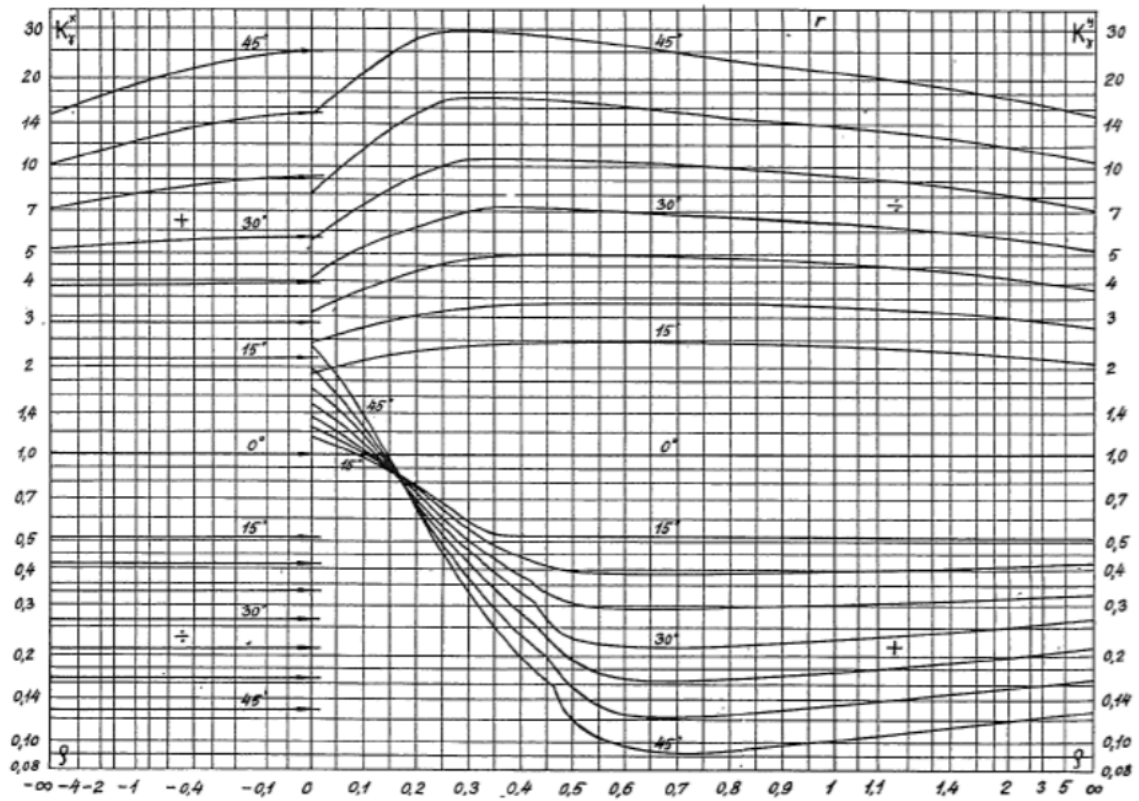
Figur A.1:  $\xi$  för fullständig glatt vägg [6].



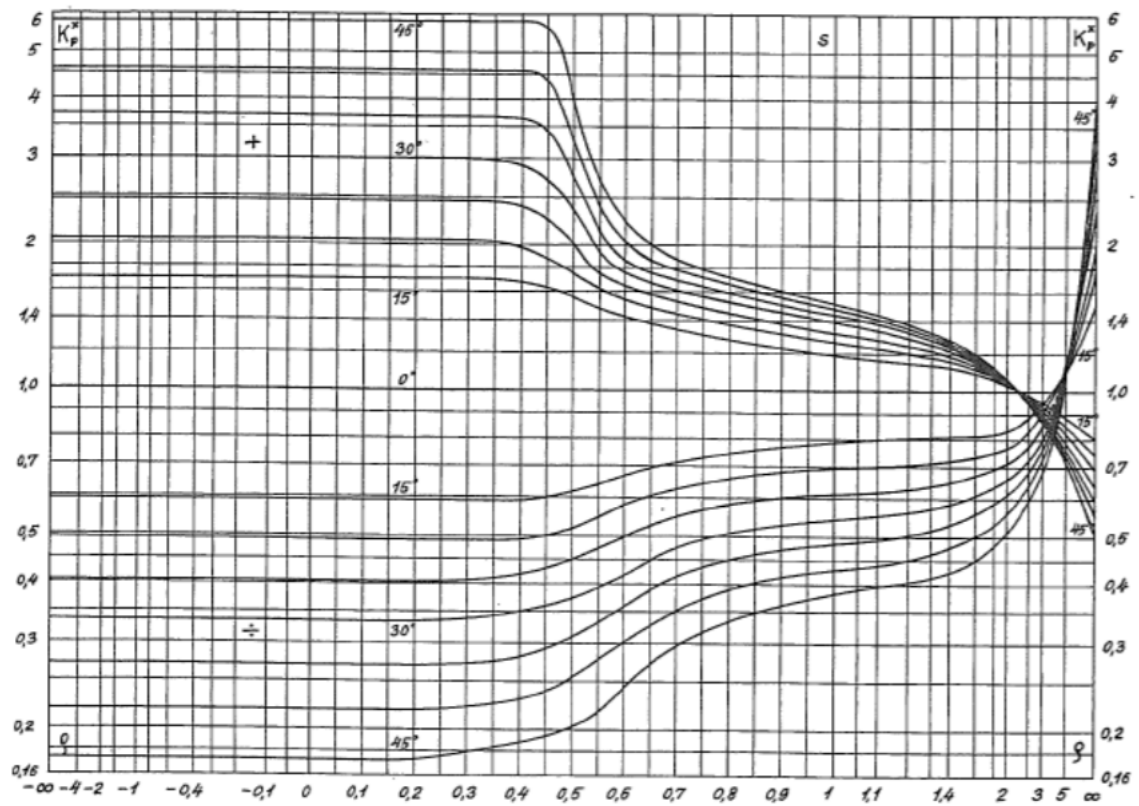
Figur A.2:  $\xi$  för fullständig rå vägg [6].



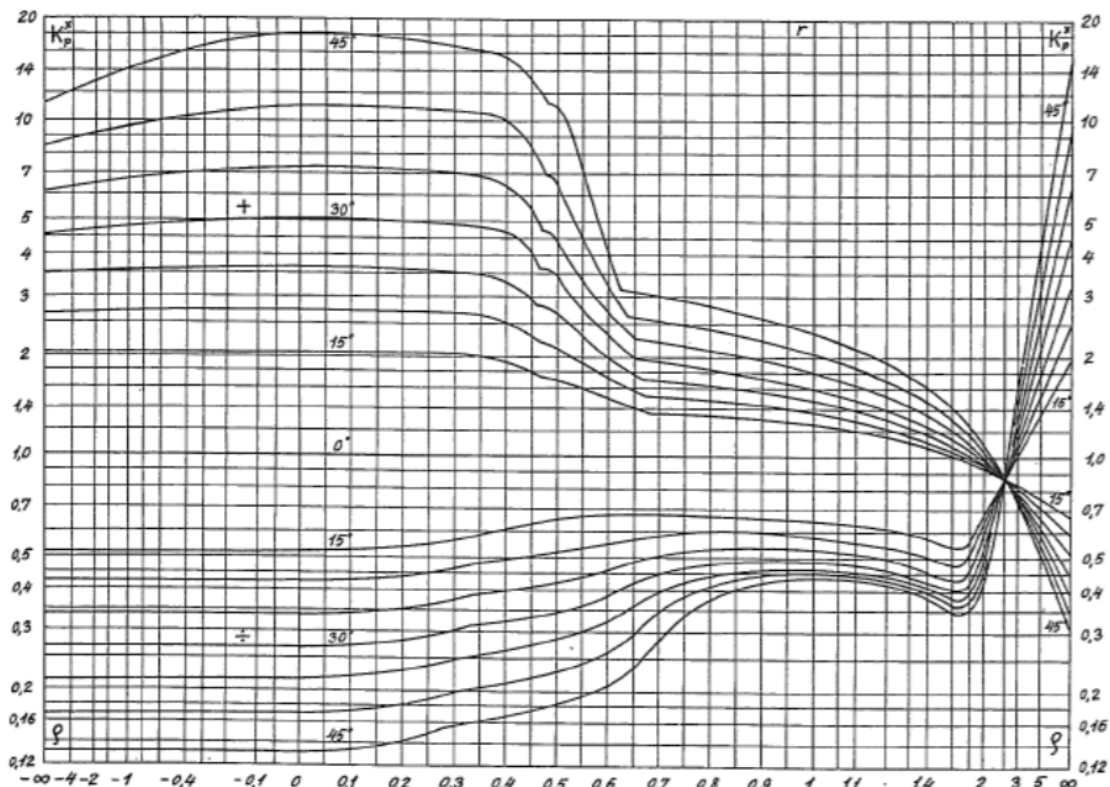
Figur A.3:  $K_x^x$  och  $K_y^y$  för fullständig glatt vägg [6].



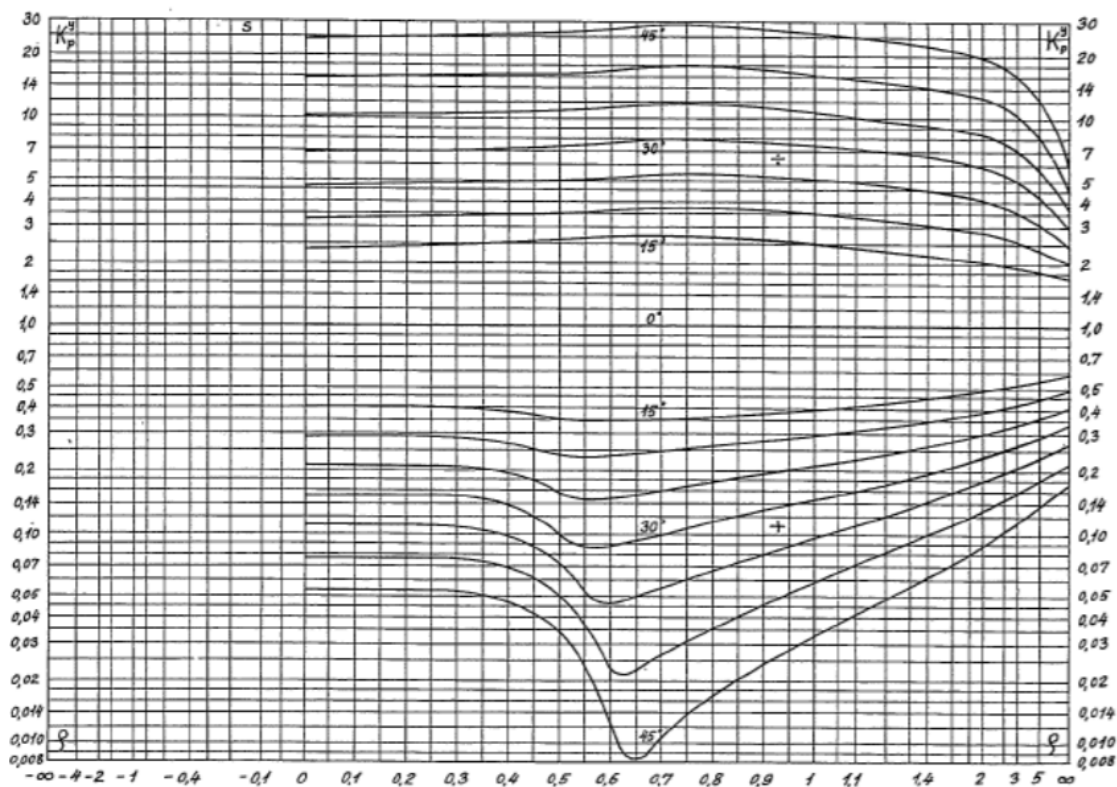
Figur A.4:  $K_y^x$  och  $K_y^y$  för fullständig rå vägg [6].



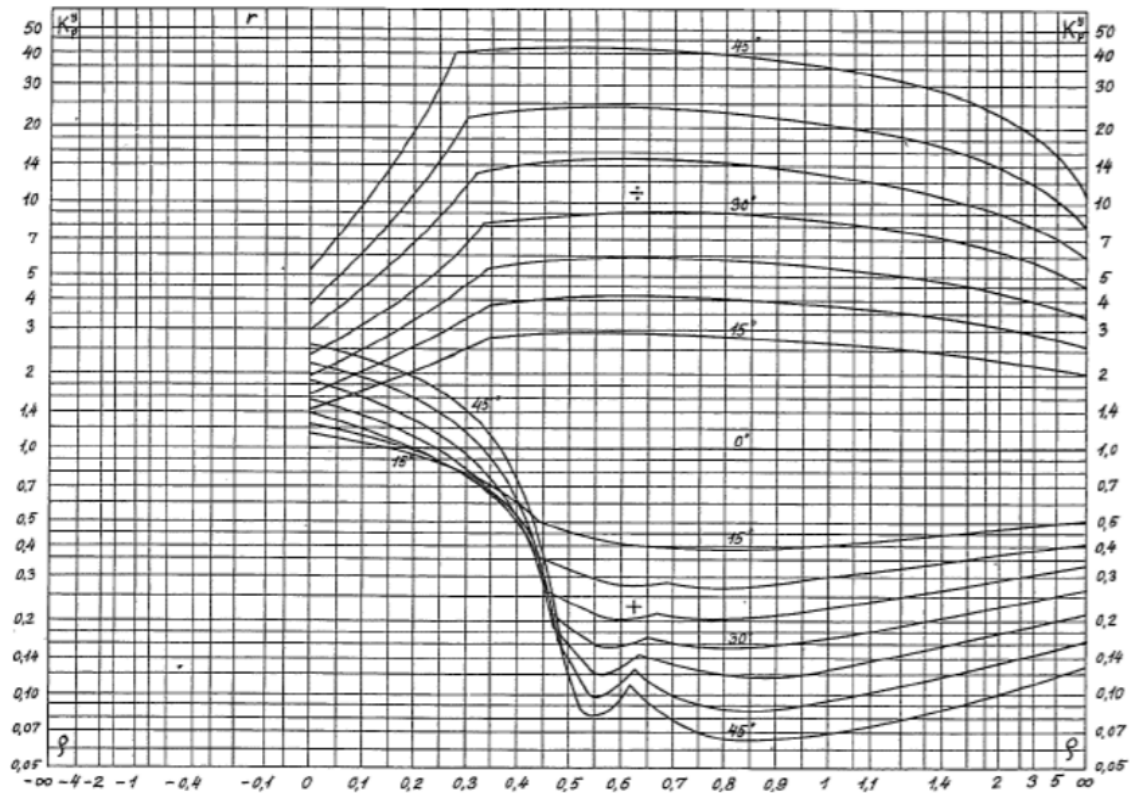
Figur A.5:  $K_p^x$  för fullständig glatt vägg [6].



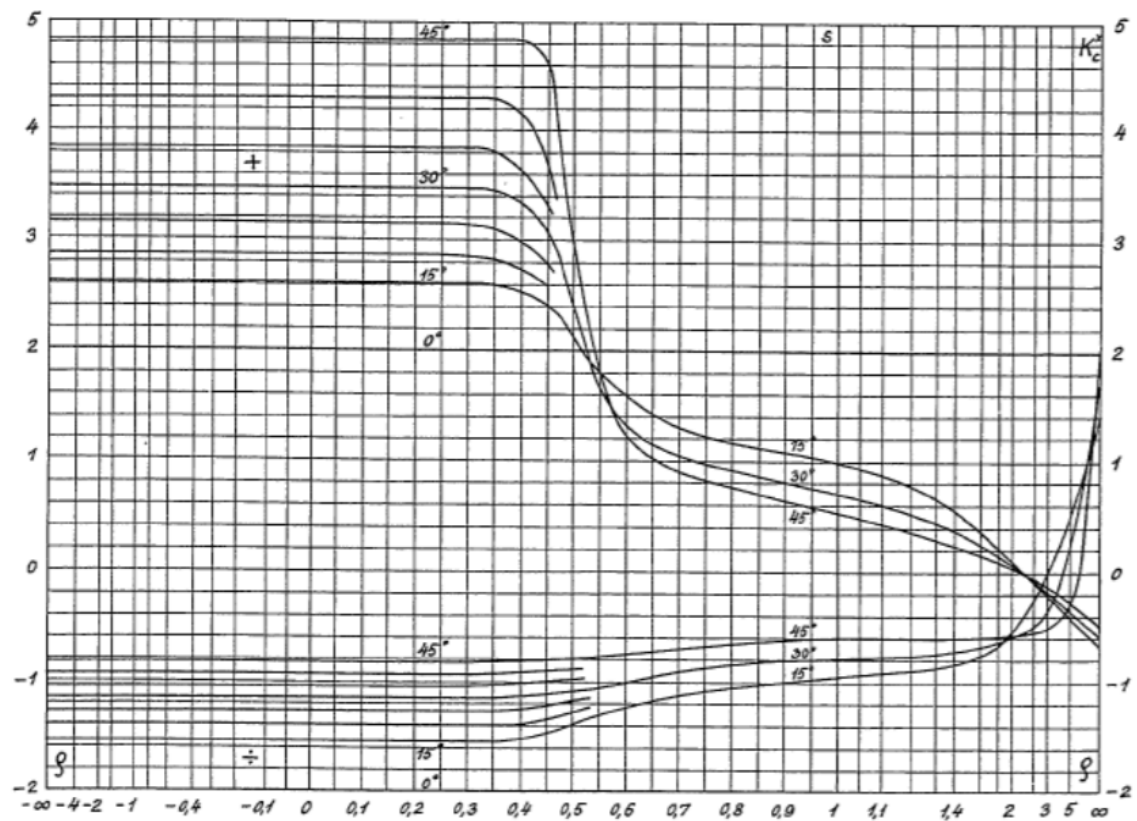
Figur A.6:  $K_p^x$  för fullständig rå vägg [6].



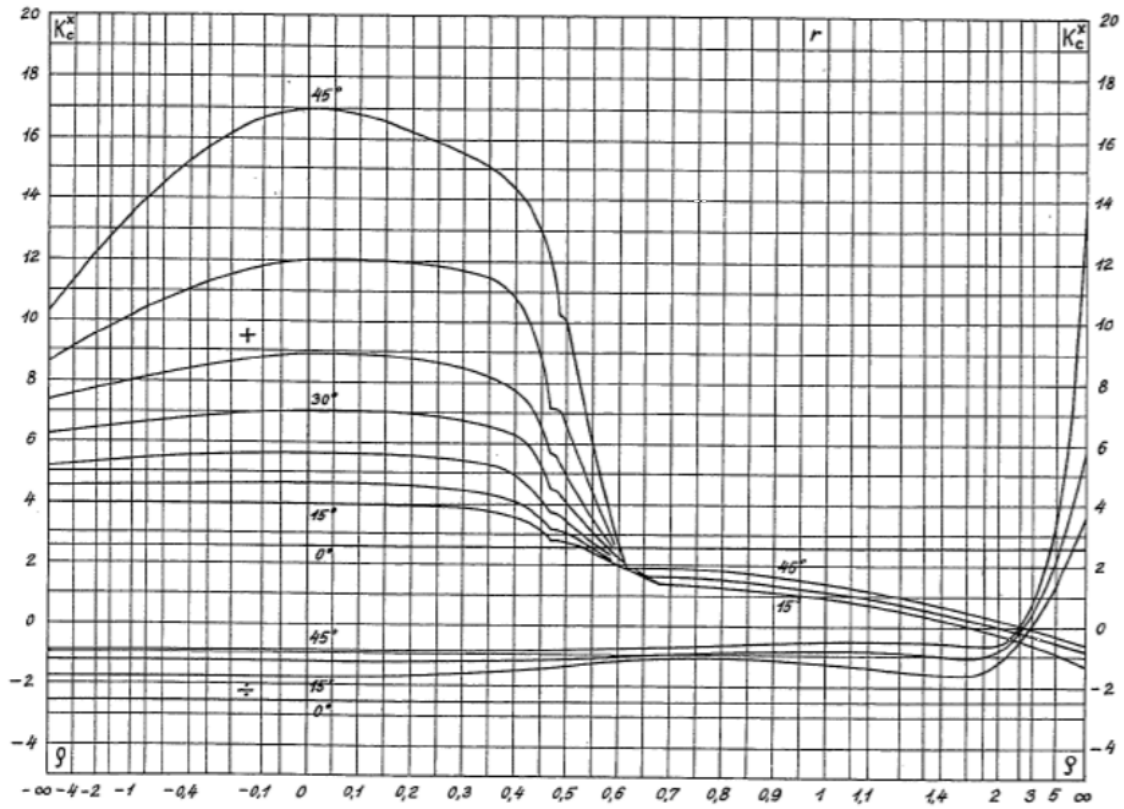
Figur A.7:  $K_p^y$  för fullständig glatt vägg [6].



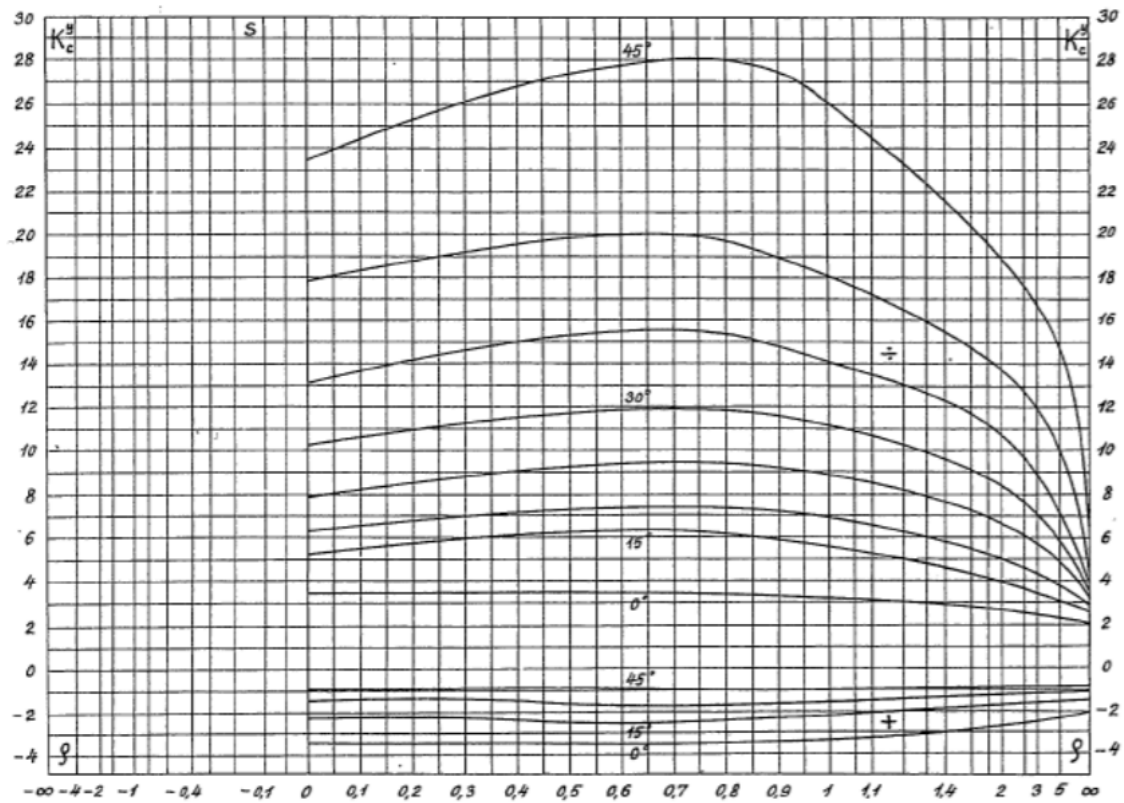
Figur A.8:  $K_p^y$  för fullständig rå vägg [6].



Figur A.9:  $K_c^x$  för fullständig glatt vägg [6].

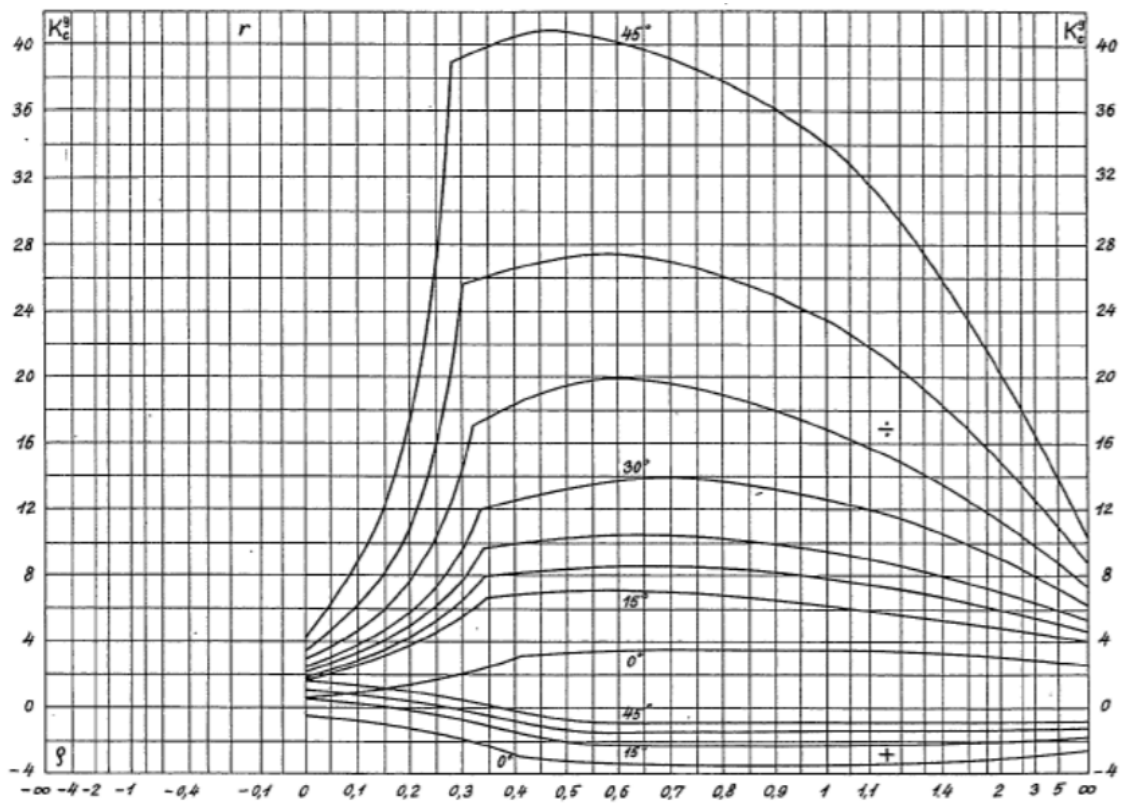


Figur A.10:  $K_c^x$  för fullständig rå vägg [6].



Figur A.11:  $K_c^y$  för fullständig glatt vägg [6].





Figur A.12:  $K_c^y$  för fullständig rå vägg [6].