

# SPONTHANDBOKEN 2018

*Tillämpningsexempel "Svävande spont i lera"*



Schakt för Hisingsbrons broramp vid Nils Ericsonterminalen.  
Foto Johannes Tornborg

Anders Kullingsjö  
Skanska Sverige AB, Teknik  
2020

# FÖRORD

Under 2018 publicerade Pålkommisionen "Sponthandboken 2018" vilken är tänkt att ersätta Sponthandboken T18:1996 (Ryner, Fredriksson, & Stille, 1996). Den nya handboken är anpassad efter Eurokod och behandlar hur dimensionering bör utföras med såväl analytiska jämviktsbetraktelser som med numeriska metoder.

Vidare har det konstaterats brister i den traditionella dimensioneringen enligt T18 som härrör till hur bärighetsfaktorer vid beräkandet av jordtryck mot sponter i lera nyttjats och hur lastspridning av permanenta och variabla laster på markytan beaktats. Dessa brister uppdagades relativt sent i framtagandet av SPH2018 varför det inte betonats tillräckligt tydligt och ej heller exemplifierats.

Av ekonomiska skäl och tidsskäl beslöt dock Pålkommisionen att ge ut SPH2018 utan relevanta exempel som belyser det som är nytt jämfört med föregångaren T18 och ej heller vilka konsekvenserna kan bli i form av konstruktioner som inte uppfyller ställda krav på brottsannolikhet om inte de nya rekommendationerna följs. En risk är att det ekonomiskt skulle vara en konkurrensfördel att ovetande räkna på som man alltid gjort jämfört med de som satt sig in i hur spontkonstruktioner verkligen fungerar och väljer att dimensionera med en relevant FEA. Här riskerar vi att bristfälliga konstruktioner nyttjas ute på våra arbetsplatser.

Sponthandboken 2018 togs fram av Anders Fredriksson, Anders Kullingsjö, Anders Ryner och Håkan Stille. Aktuellt tillämpningsexempel är framtaget av Anders Kullingsjö för att exemplifiera nyheterna i Sponthandboken 2018 gentemot dess föregångare, särskilt med fokus på svävande sponter i lera.

Framtagandet av tillämpningsexemplet har finansierats av SBUF och Skanska Sverige AB. Parallellt med detta exempel pågår ett projekt där exemplet skall inkluderas i ett nytryck av Sponthandboken 2018, som också kommer revideras utifrån vissa konstaterade felaktigheter, allt ifrån stavfel till kompletterande texter hur avancerade konstitutiva modeller skall kalibreras för att återskapa jordbeteendet så bra som möjligt. Denna senare del finansieras av Pålkommisionen och ingår inte i denna rapporten.

I referensgruppen har Tara Wood, Ramböll (NCC vid projektstarten), Tim Björkman, NCC (Tyrens vid projektstarten) och Michael Sabattini, Peab ingått.

Utöver referensgruppen synpunkter har tolkningen av Sponthandboken 2018 diskuterats internt inom Skanska Teknisk geoteknikgrupp i Göteborg, vilket givit många insiktsfulla inspel och lett fram till vilka områden som ansetts oklara i Sponthandboken 2018 då exempel saknats.

Göteborg i december 2020

Anders Kullingsjö

## SAMMANFATTNING

Genom att systematiskt följa dimensioneringsgången som föreslås i Sponthandboken 2018 för schakt i en geologi bestående av lera med stor mäktighet påvisas några av de nödvändiga nyheterna i Sponthandboken 2018 jämfört med dess föregångare från 1996.

Vid studie av schakt till 2 m djup (konsolspont), 4 m djup (enbandsspont) och 6 m djup (flerbandsspont) påvisas vikten av att studera lasteffekterna i punkt 1 (brottgräns normala deformationer) och punkt 2 (brottgräns stora deformationer), där kapaciteteten skall överstiga det största av lasteffekten i  $E_{\text{pkt 1}} \cdot \gamma_{S;d}$  eller lasteffekten  $E_{\text{pkt 2}}$ .

Utifrån aktuellt exempel förefaller det som att punkt 2 är kritisk för de flesta konstruktionselement då säkerheten avseende Geo är låg.

En av de viktigaste punkterna att belysa är att för att kunna hävda att säkerheten avseende Geo (totalstabilitet, rotationsstabilitet mm) är uppfyllt är att samtliga konstruktionselement kan bära de krafter som kan tänkas uppkomma i denna brottsituation. Detta gäller oavsett om AJB eller FEA nyttjas.

Sponthandboken 2018 ger tydliga anvisningar att lastspridning av lokala laster ej får utföras med elasticitetsteoretiska modeller i punkt 2, då jorden befinner sig i en brottsituation. Detta i kombination med kravet att för AJB matcha erforderlig underslagning från totalstabilitetsberäkningar och rotationsstabilitetsberäkningar genom reduktion av jordtrycket säkerställs att konstruktionselementen verkligen kan hålla emot samtliga potentiella glidytor som inte uppfyller ställda krav.

Utöver detta har fördelen av att faktiskt särskilja aktivt och passivt belysts. Detta för att underlätta att verkligen fånga de fall då sprickvattentrycket riskerar att överstiga aktivtrycket, särskilt om detta skulle uppträda under schaktbotten. Detta är inte minst viktigt vid FEA och konsolsponter (eller där relativt stora deformationer in mot schakten förväntas). Missas detta finns det istället stor risk att negativa porövertrycken till följd av den horisontella deformationen suger kvar sponten.

Vidare har vikten av att beakta konsolidering av schaktbotten belysts utifrån den modell som inkluderats i Sponthandboken 2018. Särskilt stor risk föreligger för konsolsponter där schaktbotten utgörs av lera. Detta om fullt passivt jordtryck nyttjats.

För stämpade konstruktioner har vikten av att, om det råder obalans mellan sidorna, den mothållande sidan kan ta emot stämpkrafterna uppmärksammas. Liksom att det finns förmåga att ta emot eventuella tillskottslaster till följd av temperaturlaster i stämp. Detta gäller såväl för stämp som för hammarband, spont och bakomliggande jord.

# INNEHÅLL

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>BAKGRUND OCH SYFTE</b> .....   | <b>1</b>  |
| <b>2</b> | <b>SVÄVANDE SPONT I LERA</b> .....  | <b>1</b>  |
| 2.1      | GEOMETRISK OCH GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR .....                            | 1         |
| 2.2      | DIMENSIONERINGSGÅNG .....   | 2         |
| <b>3</b> | <b>KONSOLSCHAKT TILL 2M DJUP</b> .....                                      | <b>3</b>  |
| 3.1      | ANALYTISKA JÄMVIKTSBERÄKNINGAR (AJB) .....                                  | 4         |
| 3.2      | SAMVERKANSBERÄKNINGAR.....  | 12        |
| 3.3      | JÄMFÖRELSE MELLAN ANALYTISK JÄMVIKTSBETRAKTELSE OCH SAMVERKANSANALYS<br>18  |           |
| 3.4      | ANGÅENDE EFFEKTEN AV SPRICKVATTEN I FEA .....                               | 18        |
| 3.5      | TIDSASPEKTER .....  | 21        |
| <b>4</b> | <b>SCHAKT TILL 4M DJUP MED EN STÄMPNIVÅ</b> .....                           | <b>24</b> |
| 4.1      | ANALYTISKA JÄMVIKTSBERÄKNINGAR.....   | 25        |
| 4.2      | RESULTATSAMMANSTÄLLNING ANALYTISKA JÄMVIKTSBERÄKNINGAR .....                | 32        |
| 4.2.1    | <i>Erforderliga konstruktionselement, Steg 10 och 11</i> .....              | 33        |
| 4.3      | SAMVERKANSBERÄKNINGAR.....  | 34        |
| 4.3.1    | <i>Inledande analyser med avseende på Geo</i> .....                         | 34        |
| 4.3.2    | <i>Översiktlig dimensionering</i> .....                                     | 40        |
| 4.3.3    | <i>FEA med optimerade av konstruktionselement</i> .....                     | 41        |
| 4.3.4    | <i>Sammanfattning av samverkansanalysen</i> .....                           | 46        |
| 4.4      | JÄMFÖRELSE MELLAN ANALYTISK JÄMVIKTSBETRAKTELSE OCH SAMVERKANSANALYS<br>47  |           |
| 4.5      | TIDSASPEKTER .....  | 49        |
| <b>5</b> | <b>SCHAKT TILL 6M DJUP MED TVÅ STÄMPNIVÅER</b> .....                        | <b>50</b> |
| 5.1      | ANALYTISKA JÄMVIKTSBERÄKNINGAR.....   | 51        |
| 5.2      | RESULTATSAMMANSTÄLLNING ANALYTISKA JÄMVIKTSBERÄKNINGAR .....                | 61        |
| 5.2.1    | <i>Kontroll av erforderliga konstruktionselement, steg 10 och 11.</i> ..... | 61        |
| 5.3      | SAMVERKANSBERÄKNINGAR.....  | 63        |
| 5.3.1    | <i>Kontroll avseende stålplåtkänningar</i> .....                            | 68        |
| 5.4      | JÄMFÖRELSE MELLAN ANALYTISK JÄMVIKTSBETRAKTELSE OCH SAMVERKANSANALYS<br>69  |           |
| <b>6</b> | <b>BERÄKNINGSRESULTAT</b> .....   | <b>70</b> |
| <b>7</b> | <b>SLUTSATSER</b> .....   | <b>71</b> |
| 7.1      | KONSTRUKTIONSKRAV FÖR SCHAKT TILL 4M DJUP .....                             | 73        |
| 7.2      | KONSTRUKTIONSKRAV FÖR SCHAKT TILL 6M DJUP .....                             | 73        |
|          | <b>LITTERATURFÖRTECKNING</b> .....  | <b>74</b> |

# 1 BAKGRUND OCH SYFTE

Denna rapport är framtagen för att förtydliga användandet av Pålkommisionens Rapport 107 "Sponthandboken 2018" genom ett beräkningsexempel för svävande sponter i lera med stor mäktighet.

Ett flertal hänvisningar görs till Sponthandboken 2018 i den kommande texten. Denna typ av hänvisning görs inom [ - ] för att särskilja mot övriga hänvisningar.

## 2 SVÄVANDE SPONT I LERA

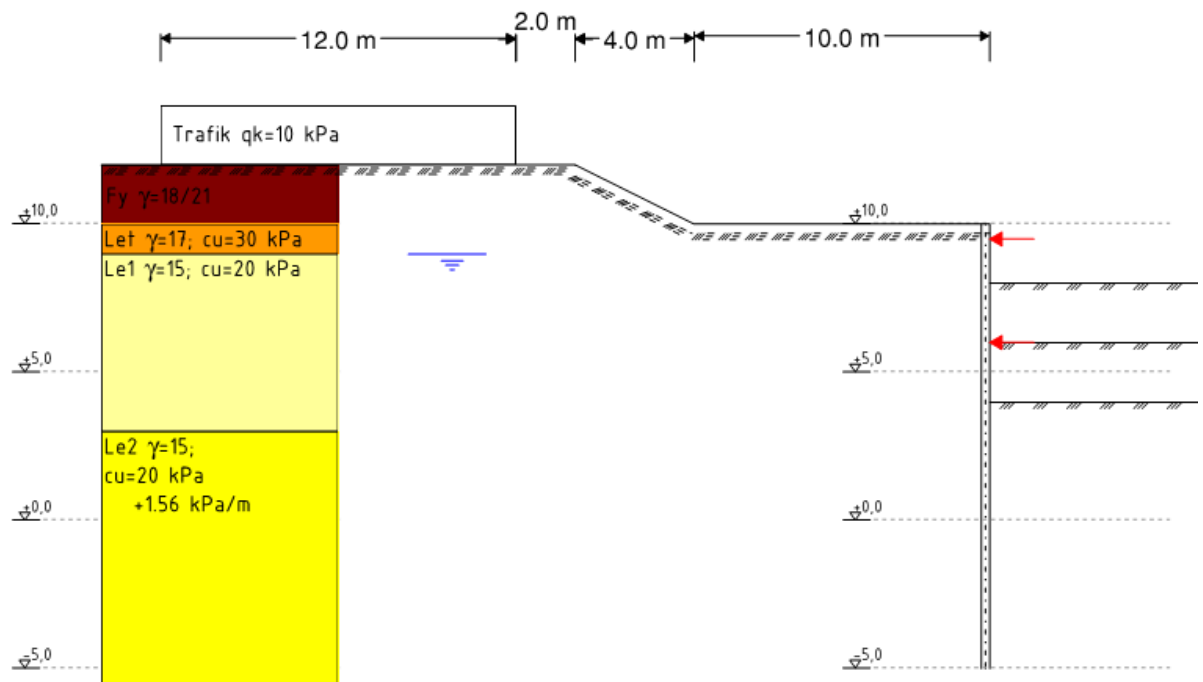
### 2.1 Geometrisk och geotekniska förutsättningar

Schakt i lera med stor mäktighet. Tre olika schaktskeden redovisas med respektive utan inverkan av överlast relativt marknivån omedelbart intill schakten.

- Konsolschakt till 2m djup
- Schakt till 4m djup med en stämpnivå
- Schakt till 6m djup med två stämpnivåer

Schakten skall utföras i anslutning till en befintlig fyllning där viss trafiklast förväntas. Fyllningen är två meter. Geometrin framgår i Figur 1. Denna spontvägg är benämnd spont 1. Motstående spontvägg, spont 2, är belägen 15m från redovisad spont och där är markytan plan på nivå +10 med samma jordlagerföljd.

Jordprofilen består av lera till stort djup. Den översta metern utgörs av lera med torrskorpekaraktär följt av lera med en konstant hållfasthet (20 kPa) ned 7m djup. Därunder ökar hållfastheten med 1,56 kPa/m.



Figur 1: Aktuell geometri med valda geotekniska parametrar.

### Bestämning av parametrar för dimensionering av stödkonstruktion

Ovan nämnda egenskaper är valda medelvärden enligt [Bilaga B]

Dimensionerade värden erhålls utifrån [Avsnitt 1.6 i Bilaga B]

### Omräkningsfaktorn, $\eta$

Undersökningens omfattning förutsätts här motsvara  $\eta_{1-4}=1,0$

Konstruktionens inverkan bedöms i konsolskedet (Skede A) ge  $\eta_{5,6}=1,0$

Med installerade hammarband och större involverad jordvolym antas  $\eta_{5,6}=1,1$ . Detta nyttjas först i skede C då kraftöverföring kan ske mellan de bägge hammarbanden. Valet av  $\eta$  är inget generellt råd för flerbandsponter utan syftet är att belysa inverkan av  $\eta$ .

Delfaktorerna  $\eta_7$  och  $\eta_8$  är värderade till 1,0

I skarpa projekt skall dessa omräkningsfaktorer dock motiveras utförligt.

### Säkerhetsklass

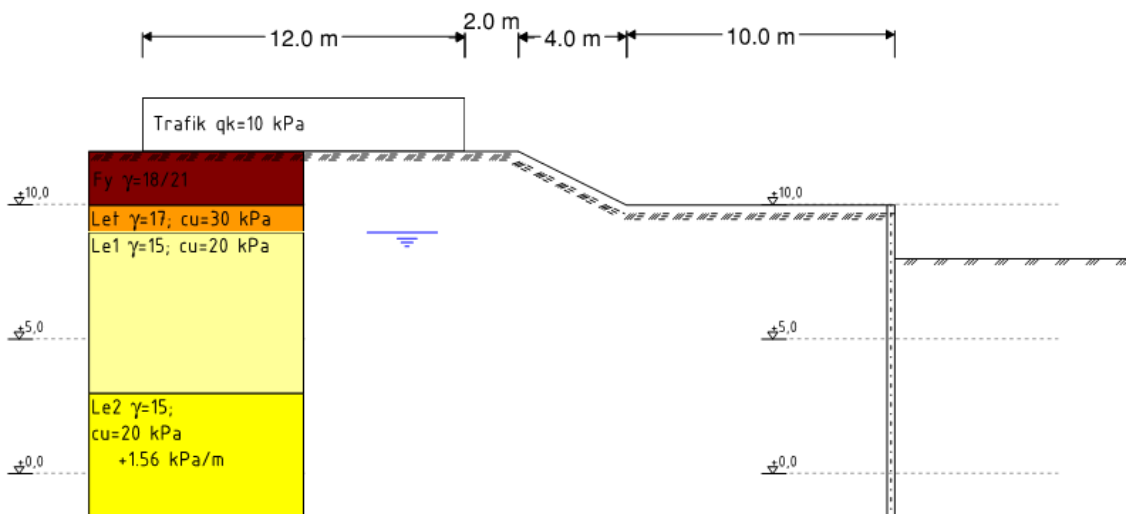
För att belysa inverkan av säkerhetsklasser hänförs exempel 3c till sk3 och de övriga till sk2.

## 2.2 Dimensioneringsgång

Dimensioneringsgången följer den som föreslagits i Avsnitt [3.10] i tillämpbara delar. Då avvikelser gjorts motiveras dessa löpande. För att ytterligare belysa skillnaden mellan analytiska jämviktsbetraktelser och samverkansberäkningar, här med finita element analys (FEA), görs analyserna i nämnd ordning. Syftet är att förstärka och förtydliga rekommendationerna i [Bilaga E].



### 3 KONSOLSCHAKT TILL 2M DJUP



Figur 2: Schaktdjup 2m inom konsolspont

Dimensioneringsgång enligt [Tabell 3-3] med förtydligande information om aktuellt gränstillstånd.

| Steg | Aktivitet  |                         |
|------|--|-------------------------|
| 1    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till grundvattenströmning och risk för omgivningspåverkan.  | HYD                     |
| 2    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till totalstabilitet.   | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 3    | Bestäm nedslagningsdjup för att uppnå rotationsstabilitet för jordtrycket mot sponten.   | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 4    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till bottenuppretryckning för spont med flera hammarbandsnivåer.  | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 5    | För spont med lutande stag: kontrollera nedslagningsdjup för att uppnå vertikalstabilitet.   | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 6    | Välj det största nedslagningsdjupet enligt steg 1 – 5 för den fortsatta dimensioneringen.  | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 7    | Beräkna snittkrafterna i bruksstadiet (SLS) för det valda nedslagningsdjupet. Välj konstruktion, förspänningskraft etc. så att deformationskraven vid bruksgränstillståndet (SLS) uppfylls.                    | STR, Pkt 1, SLS         |
| 8    | Bestäm modellfaktorn med hänsyn till säkerhetsklass, undersökningens kvalitet och typ av konstruktion  | STR, Pkt 1, ULS         |
| 9    | Beräkna dimensionerande snittkrafter i brottgräns (STR) genom att multiplicera beräknade snittkrafter med modellfaktorn  | STR, Pkt 1, ULS         |
| 10   | Dimensionera konstruktionsdetaljerna i brottgränstillståndet (STR) och för olyckslastfall (ankarbortfall vid förankrade sponter och stötlast på stämp vid strävade konstruktioner)                             | STR, Pkt 1, ULS och ALS |
| 11   | Kontrollera att den valda konstruktionen klarar de snittkrafter som uppkommer i brottgränstillståndet (GEO): Rotationsstabilitet, totalstabilitet och vid bottenuppretryckning för spont med flera hammarband. | STR, Pkt 2, ULS         |

|   |   |                                 |
|---|---|---------------------------------|
| 12  | Vid behov justeras konstruktionen för att klara snittkrafterna som uppkommer i brottgränstillståndet (GEO).   | STR+GEO,<br>Pkt 2, ULS          |
| 13  | Är deformationerna vid SLS styrande beräkna deformationerna med den justerade konstruktionen i Bruksstadiet (SLS). Justeras förspänningen krävs översyn av steg 7-10. | Pkt 1, SLS                      |
| Kompletterande aktiviteter som ej berörs i Sponthandbok 2018 men som också behöver studeras av geokonstruktör |   |                                 |
| 14  | Prognos av deformationer vid eventuell spontdragning  | Pkt 1, SLS                      |
| 15  | Krafter mot permanent konstruktion  | STR+GEO,<br>Pkt 1 och 2,<br>ULS |

### 3.1 Analytiska jämviktsberäkningar (AJB)

#### Steg 1 – Erforderlig spontlängd map vatten och omgivningspåverkan

Inga problem är identifierade map grundvatten. Viss omgivningspåverkan förväntas.

Exempel på empiriska samband ges i [Avsnitt 5]. Den mest kända (Peck, 1969) ger en förväntad sättning på 2-4 cm och ett influensområde på ca 5-8 m. Modellen säger dock inget om erforderlig underslagning, men en längre och styvare spont förväntas dock minska deformationerna.

Schaktens stabilitetstal,  $N_b = (\sigma_{v\text{ pådrivande}} - \sigma_{v\text{ mothållande}}) / c_{u\text{ medel}}$ , jämförs med stabilitetstalet vid förväntat brott (bärighetsfaktorn)  $N_{cb}$ . Stabilitetstalet beräknas nedan för ytterlighetsfallen utan inverkan av laster ovan nivå +10 och med lasterna ovan nivå +10. Vid kontroll mot Pecks empiriska samband bedöms stabilitetstalet med och utan inverkan av partialkoefficienter, med ett medelvärde på hållfastheten i leran som involveras. Stabilitetstalen bedöms här med lastfaktorer för permanent och variabel last kompletterat med inverkan av aktuell säkerhetsklass.

$$\text{SLS} \quad \frac{(17+15)}{20} = 1,6 \leq N_b \leq \frac{10+2 \cdot 18+17+15}{20} = 3,9$$

$$\text{ULS (sk2)} \quad \gamma_d \cdot \frac{1,1 \cdot (17+15)}{20/\gamma_{mc}} = 2,4 \leq N_b \leq \gamma_d \cdot \frac{1,4 \cdot 10 + 1,1 \cdot (2 \cdot 18 + 17 + 15)}{20/\gamma_{mc}} = 6,1$$

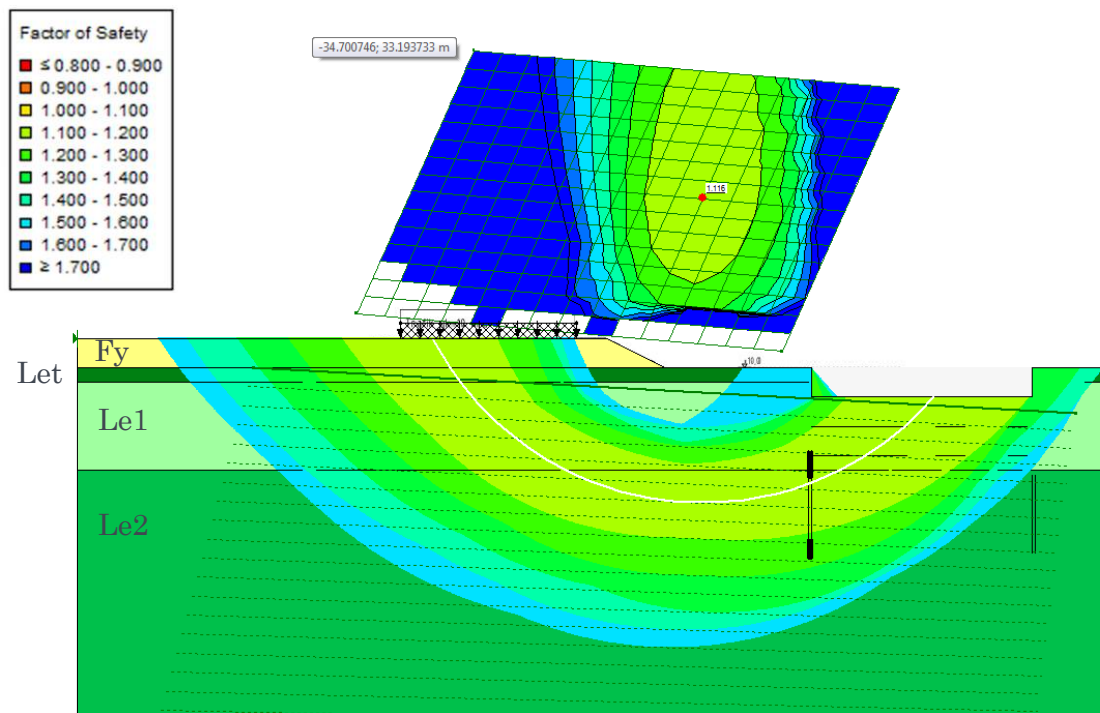
Stabilitetstalet för en konsolspont är begränsat till 4 med antagandet av glatt spont och för rå spont värden upp mot 5,7 beroende på antagande. Baserat på ovanstående görs antagandet att det finns goda möjligheter att klara en konsolspont så länge avståndet till uppfyllnaden är tillräckligt stor

#### Steg 2 – Totalstabilitet

Totalstabilitet för spont 1.

Totalstabiliteten är kontrollerad i enlighet med [Avsnitt 4.2.1]. Resultatet redovisas i Figur 3. Sponten är inte aktiverad i denna analys och bör inte vara det heller då konsolsponter har begränsad kapacitet att styra ned glidytor på djupet. Erhållet resultat är  $F_{EN} \geq 1,12$ . Med hänsyn till detta resultat erfordras ingen motsvarande analys för spont 2 förutsatt att samma underslagning nyttjas.





Figur 3: Erhållen säkerhet för olika glidytor.  $F_{EN} \geq 1,12$

### Steg 3 – Rotationsstabilitet

Kontroll enligt [Avsnitt 4.4]. Dimensionering i enlighet med DA3 i punkt 2 enligt princip visad i [Figur 3-14].

Den variabla lasten är en geoteknisk last. Modelfaktorerna [Tabell 4.4 och 4.2] som beskrivs under [Avsnitt 4.4.1.1.5-6] sätts här för enkelhetens skull till 1,0. Kraft och momentjämvikt erhålls i enlighet med [Avsnitt 4.4.1.2.1]

Beräkningen utgår från en horisontell markyta på nivå +10,0. Fyllningen klassas som en permanent överlast och trafiken som en variabel. Beräkningen görs för punkt 2 [Avsnitt 3.7 och Figur 3-14] varför ingen lastspridning tillåts från den kritiska brottmekanismen till omgivande jord. Den metod som bäst beskriver detta och inkluderats som exempel i Sponthandboken 2018 visas i [Bilaga A, Figur A 3-4]. Indata och karakteristiska lasteffekter ges för dessa laster i Figur 4.

SBN80

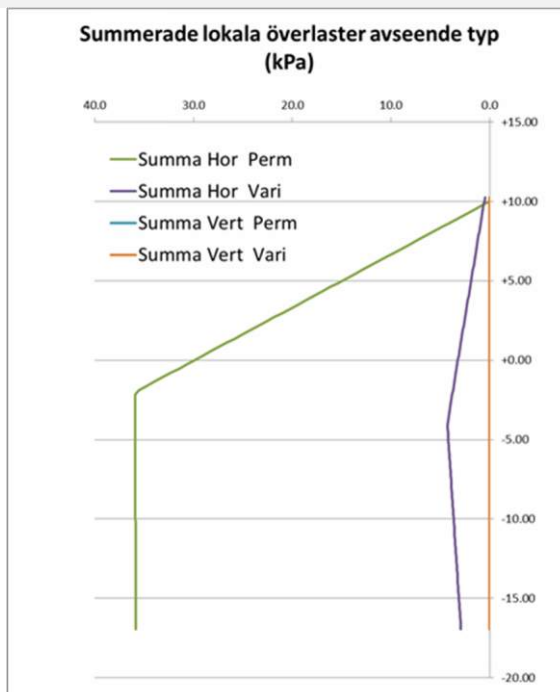
|          | Last 1 | Last 2    | Last 3 |
|----------|--------|-----------|--------|
| bf=      |        | 9988      | 12     |
| F=       |        | 359568    | 60     |
| l0=      |        | 12        | 16     |
| l1=      |        | 19988     | 40     |
| lf=      |        | 10000     | 10000  |
| l2=      |        | 10012     | 10016  |
| Fh0/Kac= |        | 359137,04 | 59,904 |

#### BESKRIVNING AV LAST

|                          | Intensitet (q) | Avstånd till närmsta kant | Avstånd till bortre kant | Längd | Lasten sprids från nivå |
|--------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|-------|-------------------------|
| <b>PLATÅ (PERMANENT)</b> | 36             | 12                        | 10000                    | 10000 | +10                     |
| <b>TRAFIK (VARIABEL)</b> | 10             | 16                        | 28                       | 10000 | +12                     |

SBN80

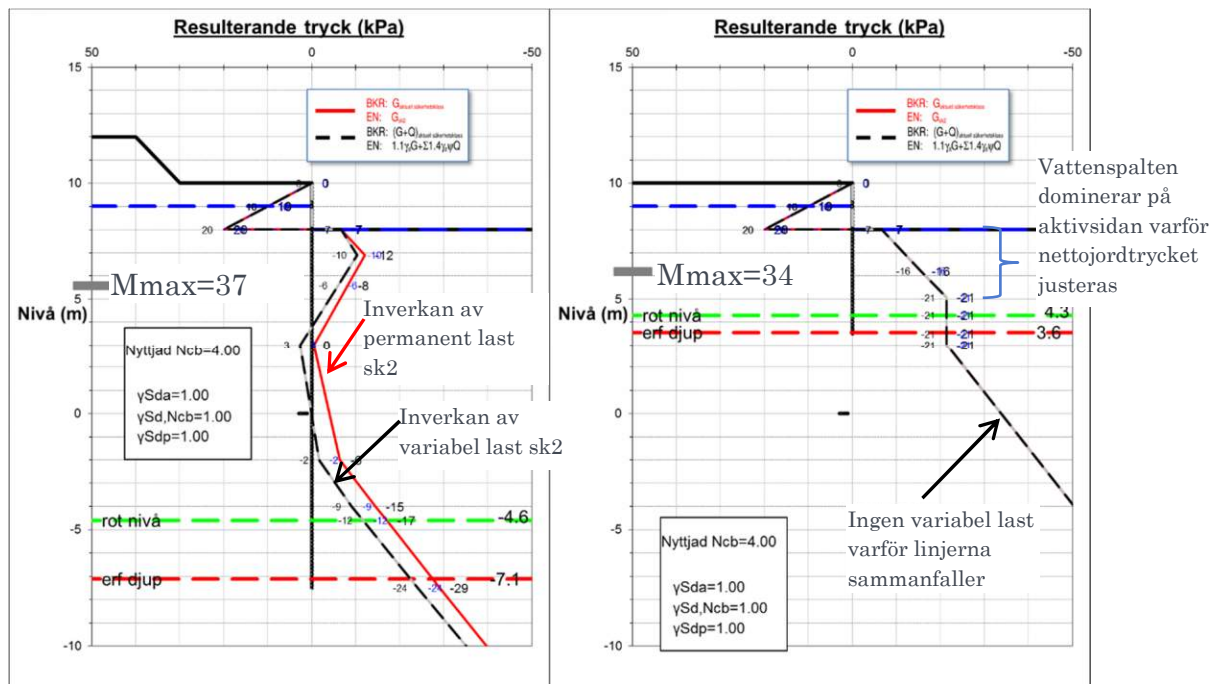
|          | Platå  | Trafik |
|----------|--------|--------|
| bf=      | 9988   | 12     |
| F=       | 359568 | 120    |
| l0=      | 12     | 16     |
| l1=      | 19988  | 40     |
| lf=      | 10000  | 10000  |
| l2=      | 10012  | 10016  |
| Fh0/Kac= | 359137 | 59.9   |



Figur 4: Indata till överlast samt erhållen horisontell karakteristisk lasteffekt

Lasteffekten mot sponten är beräknad utifrån [Bilaga A ekv A 2-1] med sprickvatten från nivå +10 [4.4.1.1.1]. Sprickvattnet dominerar på aktivsidan ned till nivå +7 respektive +5 med respektive utan överlast, se Figur 5.





Figur 5: Erhållet nettojordtryck i punkt 2 med tillhörande maximala moment och erforderlig underslagning.  
 till vänster: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)  
 till höger: Jordtrycken mot spont 2.

Jordtrycket mot spont 1 är förhöjt, relativt spont 2, och mellan nivåerna -1 och +4 konstateras ett pådrivande nettojordtryck. Jämförs detta med Figur 3 så stämmer det väl då det är på denna nivå som säkerheten map totalstabilitet är som lägst ( $F_{EN} = 1,1$  á  $1,2$ ). Som framgår av Figur 5 är jämvikten för spont 1 väldigt känslig. Aktuell beräkning är utförd för glatt spont (motsvarar  $N_{cb}=4,0$ ). En justering av råheten till 0,1 vilket resulterar i  $N_{cb}=4,2$  ger ett nettotryck på nivå +3 som är noll vilket resulterar i en erforderlig underslagning till nivå +2 och en spontpåkänning på 32 kNm/m.

#### Steg 4 – Bottenuppträckning

Kontroll av bottenuppträckning enligt [Avsnitt 4.3] är ej aktuellt i detta skede.

#### Steg 5 – Vertikalstabilitet

Vertikalstabiliteten skall kontrolleras enligt [Avsnitt 4.6]. Har vidhäftning nyttjats på aktivsidan ( $r>0$ ) kommer påhängslaster utbildas utefter aktivsidan. På passivsidan innebär  $r>0$  uppåtriktade krafter. Detta innebär att för odränerad analys i lera tar dessa krafter ut varandra så länge inte vidhäftningen störs av exempelvis vibrationsalstrande aktiviteter på arbetsplatsen.

Utifrån genomförda analyser i Steg 1-3 konstateras att den nedåtriktade kraften endast utgörs av spontväggs egenvikt som skall bäras av vidhäftningen under konstaterat erforderligt djup i Steg 3.

Den extra underslagning som krävs beror på vilken vidhäftning som kan tillgodoräknas mot sponten.

Med antagandet att sponten väger 110 kg/m<sup>2</sup> och  $r \approx 0,5$  erhålls

Spont 1

$$\uparrow: \Delta z \cdot 0,5 \cdot 36/1,5 \cdot 2 - (17,1 + \Delta z) \cdot 110 \cdot 9,82/1000 \geq 0 \quad \rightarrow \Delta z \geq 0,8\text{m}$$

Spont 2

$$\uparrow: \Delta z \cdot 0,5 \cdot 20/1,5 \cdot 2 - (7,4 + \Delta z) \cdot 110 \cdot 9,82/1000 \geq 0 \quad \rightarrow \Delta z \geq 0,8\text{m}$$

### Steg 6 och underlag för steg 11

Erforderlig nedslagning map GEO i punkt 2 och konstaterade påkänningar, STR, i punkt 2 från de analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas i Tabell 1.

*Tabell 1: Erforderlig underslagning och erhållna påkänningar, baserade på AJB i punkt 2.*

|                                  | Spont 1                        | Spont 2                        |
|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Totalstabilitet                  |                                |                                |
| Erf underslagning                | Säkerheten uppfylld utan spont | Säkerheten uppfylld utan spont |
| Analytisk Jämviktsbetraktelse    |                                |                                |
| Erf underslagning                | -7,9                           | +2,8                           |
| $M_{\max \text{ pkt 2}}$ (kNm/m) | 37                             | 34                             |

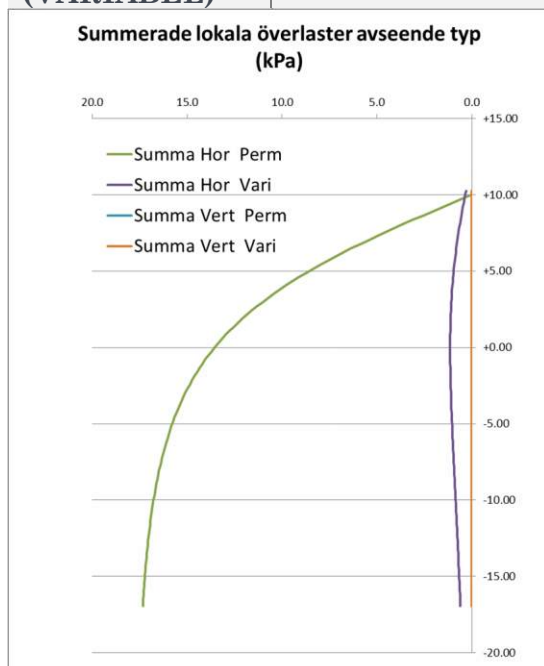
### Steg 7 – Bestämning av snittkrafter i punkt 1 (brottgräns normala deformationer)

Bedömda påkänningar i punkt 1 [Avsnitt 3.7 och Figur 3-14]. Metodiken bygger på en empirisk modell framtagen av Stille (1976) och som redovisas i [Avsnitt 6]. Metoden är främst framtagen för förankrade sponter men nyttjas här även i konsolskedet.

Från mätningar av variabla överlaster där kraven avseende Geo varit uppfyllt har det visat sig vara tillämpligt att nyttja elasticitetsteorin för lastspridning av lokala permanenta och variabla laster [Bilaga A, Avsnitt 3 – Fall B]. De horisontella lasteffekterna mot spont 1 på grund av dessa överlaster framgår av Figur 6. Jordtrycksfördelningen och tillhörande lasteffekter framgår av Figur 7.

#### BESKRIVNING AV LAST

|                           | Intensitet (q) | Avstånd till närmsta kant | Avstånd till bortre kant | Längd | Lasten sprids från nivå |
|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|-------|-------------------------|
| <b>PLATÅ (PERMANENT)</b>  | 36             | 12                        | 10000                    | 10000 | +10                     |
| <b>TRAFIK (VARIABLEL)</b> | 10             | 36                        | 10000                    | 10000 | +12                     |



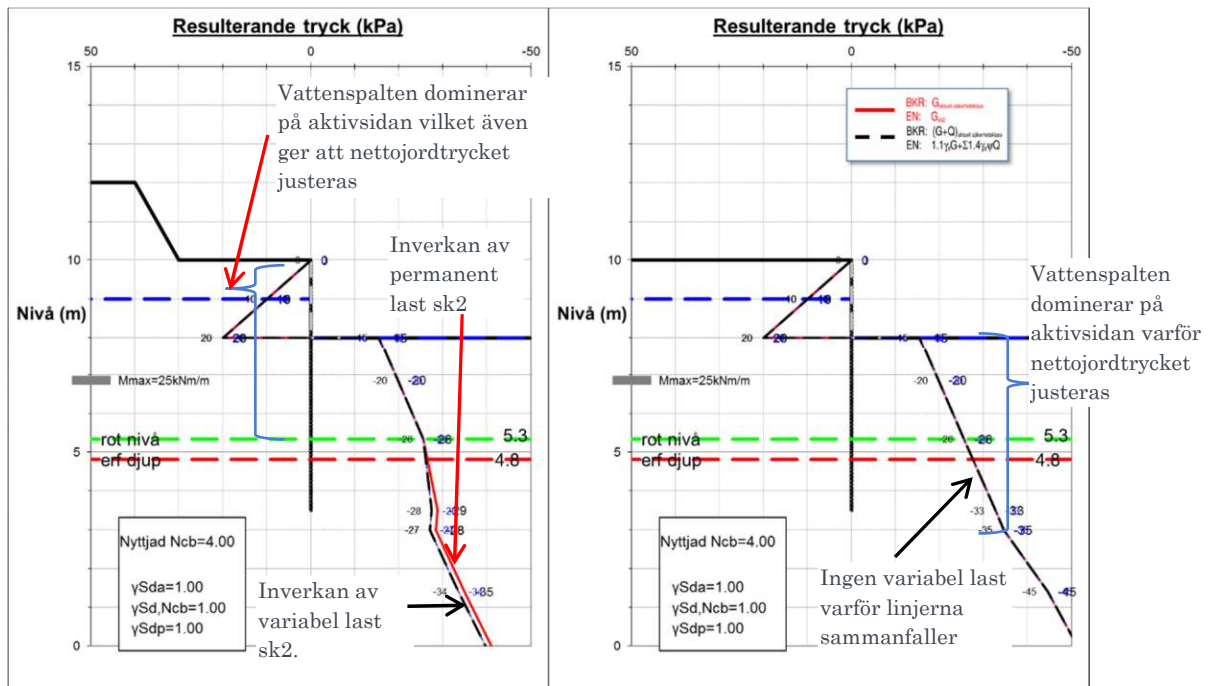
Sponthandboken 2018 skiljer på om lasten fanns före schakt eller om den kom dit efter. Vidare finns en faktor k som sätts till 1 vid fullt eftergivliga konstruktioner och 2 vid oeftergivliga.

Här har ansatsen gjort att den permanenta uppfyllnaden utförs efter schakt [Fall B] och k har satts till 1.

Noggrann värdering av hur lasterna skall beaktas krävs av geokonstruktören och beror på situationen.

Figur 6: Karakteristisk lasteffekt från överlasterna i punkt 1





Figur 7: Erhållet jordtryck i punkt 1 med tillhörande maximala moment och erforderlig underslagning.  
 till vänster: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)  
 till höger: Jordtrycken mot spont 2.  
 Då vattenspalten ger högre tryck än [Eku A 1-7] får den variabla lasten inget genomslag

### Steg 8 och 9

Erforderlig säkerhet erhålls genom att framräknade snittkrafter skalas upp med modellfaktorn  $\gamma_{sd}$  i enlighet med [Tabell 3-2], se Tabell 2.

Tabell 2: Erforderlig underslagning och erhållna påkänningar, baserade på AJB i punkt 1.

| Analytisk Jämviktsbetraktelse<br>Punkt 1 | Spont 1 | Spont 2 |
|--|---------|---------|
| Erf underslagning                        | (+4,8)  | (+4,8)  |
| Mmax pkt 1 (kNm/m)                       | 25      | 25      |
| Mmax pkt 1 · 1.27                        | 32      | 32      |

### Steg 10 till 13

Hanteras ej i detta exempel

## 3.2 Samverkansberäkningar

Inför kontroll med FE krävs att konstruktionselementen valts med avseende på styvhet mm. I det aktuella fallet väljs PU12 S240. Låsglidningsfaktorerna  $\beta_B$  och  $\beta_D$  har bedömts till 0,85 respektive 0,7 i enlighet med [Tabell 7-5]. I vissa fall kan krävas att en känslighetsanalys med  $\beta_D=1,0$  genomförs då detta ofta innebär att konstruktionselementen suger åt sig lasten på ett annorlunda sätt. I det aktuella fallet med en konsolspont försummas detta då den eventuella ökningen i momentpåkning med största sannolikhet kan tas upp av den ökade kapaciteten då  $\beta_B \geq \beta_D$ .

Det finns en rad andra indata som krävs för att erhålla realistiska beräkningsresultat. Några av dessa är  $K_0$  vilket satts till 0,6 i leran och 0,8 i torrskorpan. Vid appliceringen av fyllningen har leran ansatts till dränerad med ett tvärkontaktionsstal,  $\nu$ , på 0,35. Vid efterföljande schakt har  $\nu$  bedömts vara 0,2 och skjувmodulen har satts till  $100 \cdot c_u$ . Råheten mellan jord och spont har satts till 0,5. Beroende på analysens huvudsyfte - exempelvis bedömning av deformationer och snittkrafter vid normala deformationer eller totalsäkerheten genom en hållfasthetsreduktion - kan olika materialmodeller vara mer eller mindre tillämpliga. Dessutom kan storleken på de erforderliga indataparametrarna behöva anpassas med hänsyn till den aktuella frågeställningen.

Kravet att sprickvatten skall beaktas i odränerade jordar gäller även vid samverkansberäkningar. Detta innebär att pådrivande jordtryck aldrig tillåts vara lägre än hydrostatiskt vattentryck räknat från den högsta nivån av överkant tät jord eller ovanförliggande vattenyta.

I samverkansberäkningarna har underkant spont antagits till +0,5 för spont 1 och +3,5 för spont 2. Underslagningen för spont 2 har helt baserats på den analytiska jämviktsbetraktelsen. För spont 1 har spontunderkanten valts till +0,5, vilket bedömts rimligare är -7,0 med tanke på att en annan vidhäftning (råhet) antagits.

Fokus i denna redovisning ligger på stödkonstruktionen och säkerheten mot brott.

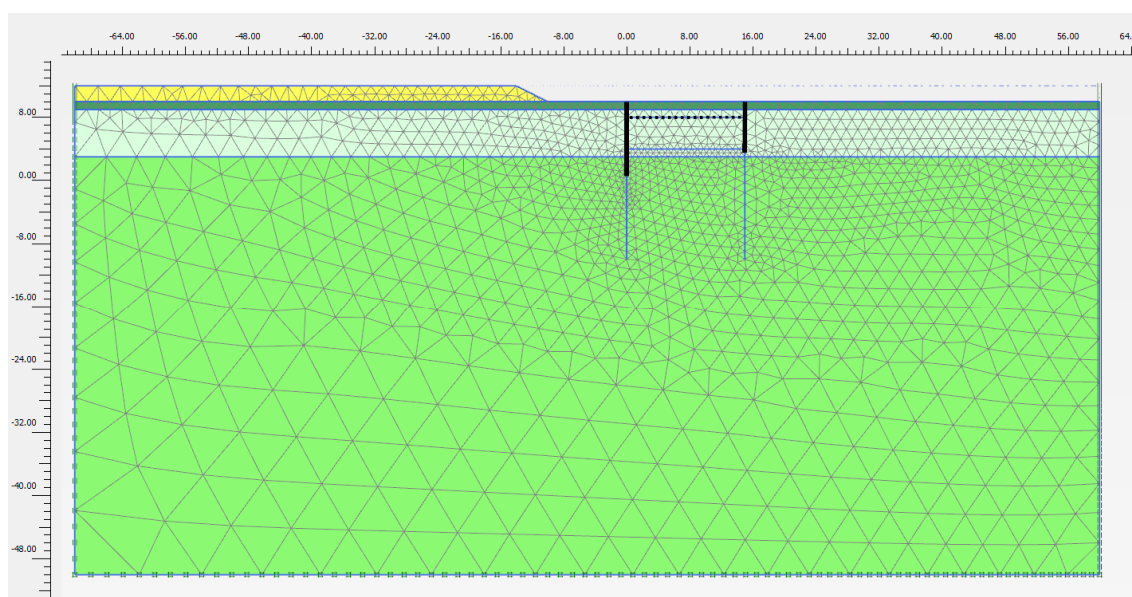
Nedan redovisas det flöde som nyttjats i analysen, jfr [Tabell D 1-1], se Figur 8.



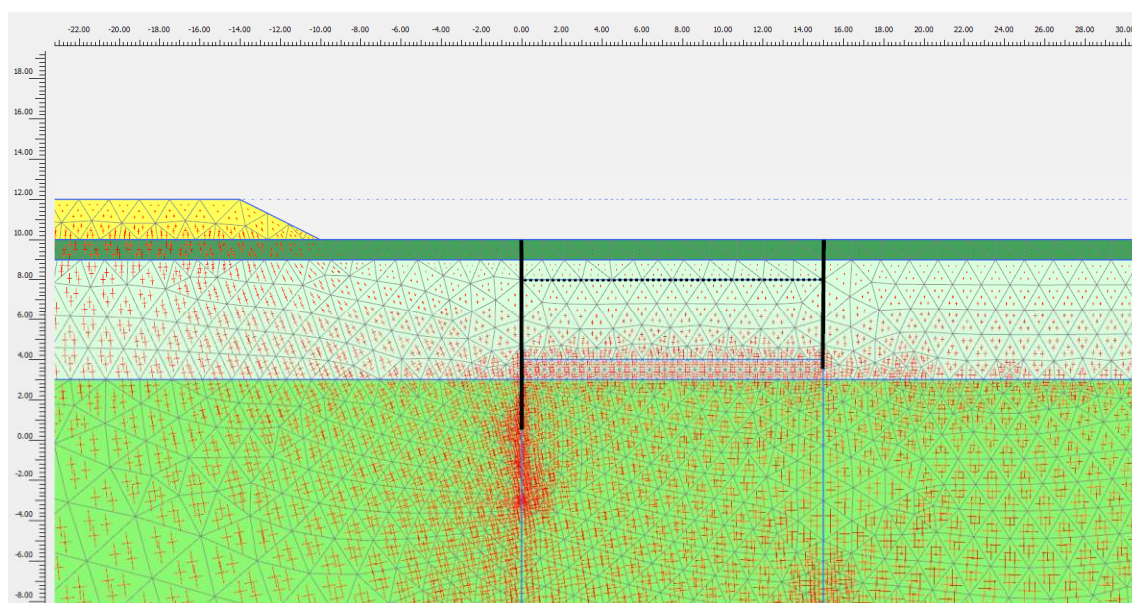
Figur 8: Flödesschema nyttjat vid FE-analysen

I [Bilaga D, Avsnitt 3], framgår erforderlig omfattning när det gäller resultatredovisning för en samverkansanalys.

Eftersom aktuell FEA är baserad på en så pass enkel materialmodell som en ideal elastoplastisk modell, med brottvillkor enligt Tresca (leran) samt Mohr-Coulomb (fyllningen), redovisas inte spänningsvägar specifikt. Aktuell geometri framgår av Figur 9 och initial spänningarna framgår i Figur 10. Relativ mobiliseringsgrad, utan beaktande av att den befintliga fyllningen kan ha medfört en viss hållfasthetsökning i leran därunder, redovisas i Figur 11.

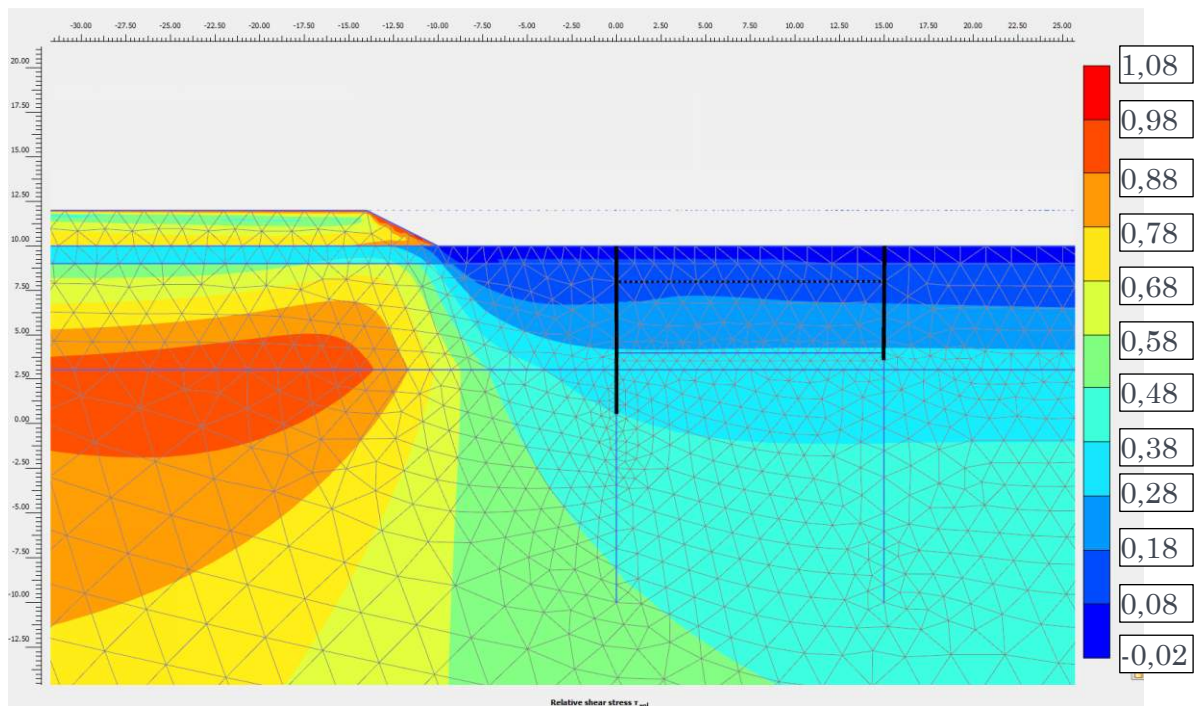


Figur 9: Aktuell geometri



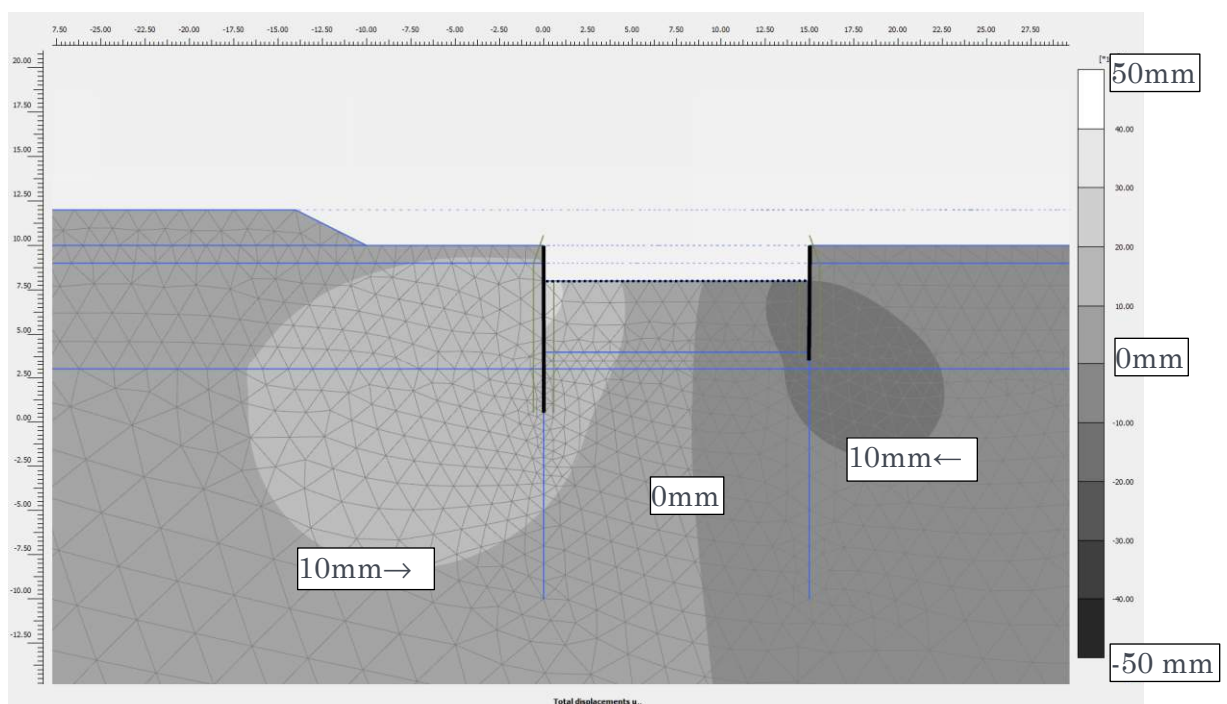
Figur 10: Initialspänningar (huvudspänningar)



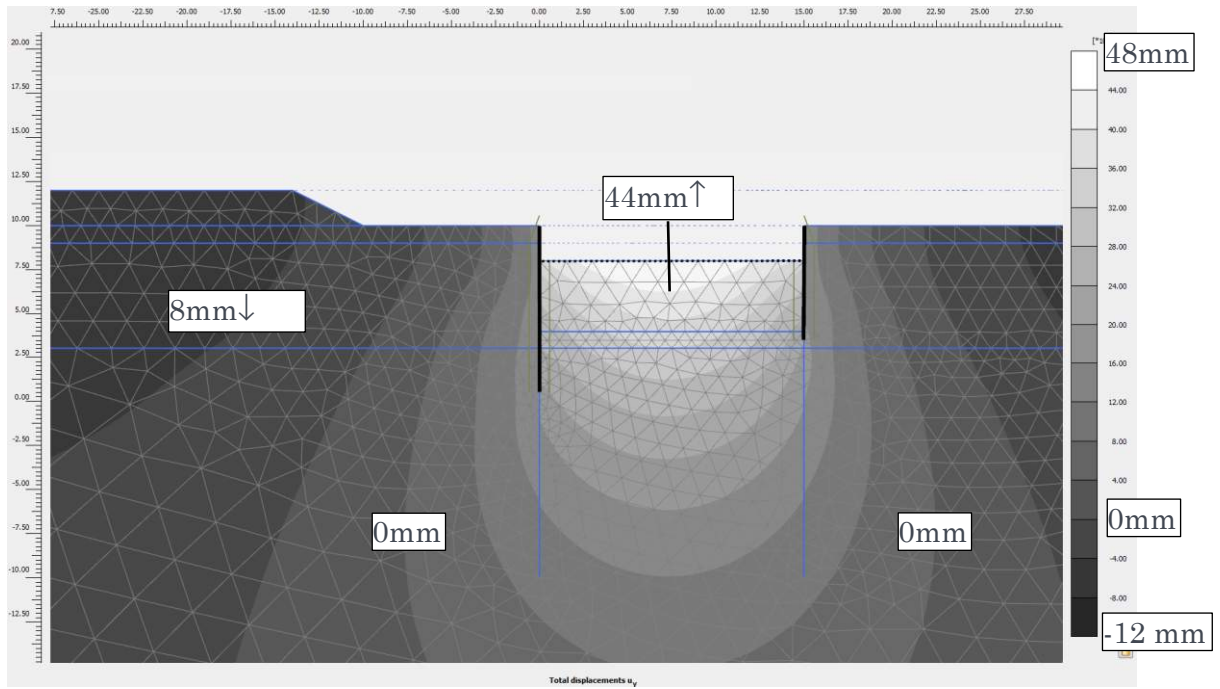


Figur 11: Relativ mobiliseringsgrad (utan beaktande av eventuell hållfasthetsökning i leran under fyllningen)

Förväntad deformationsbild framgår av Figur 12 och Figur 13 men det bör påtalas att vald jordmodell är alltför enkel för att skapa en realistisk bild av deformationerna. Valda egenskaper har dock erfarenhetsmässigt visat sig stämma väl för horisontella deformationer i spanten.

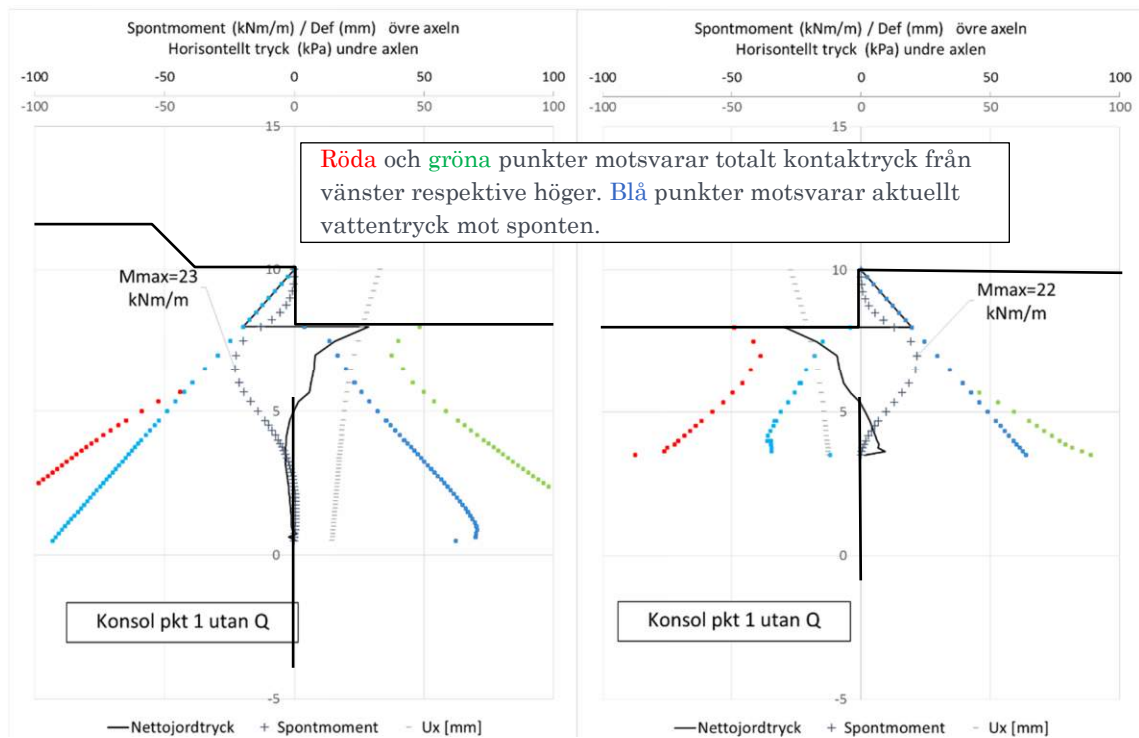


Figur 12: Beräknad horisontell deformation i jordvolymen runt schakten

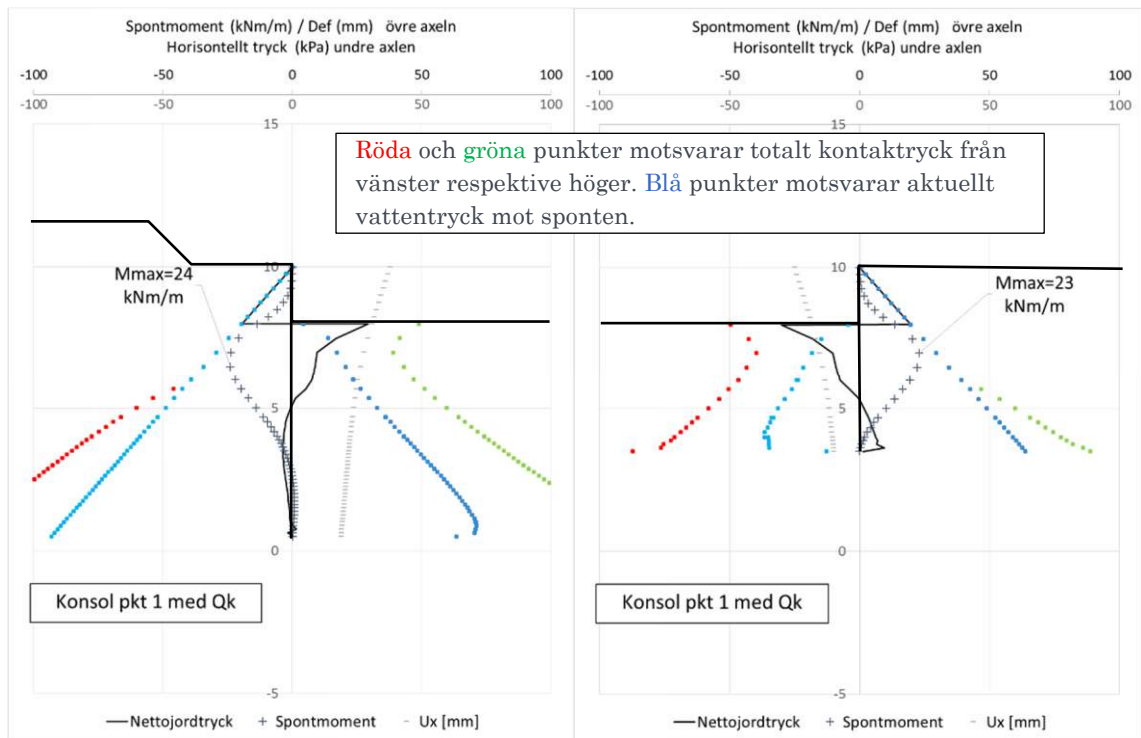


Figur 13: Beräknad vertikal deformation i jordvolymen runt schakten

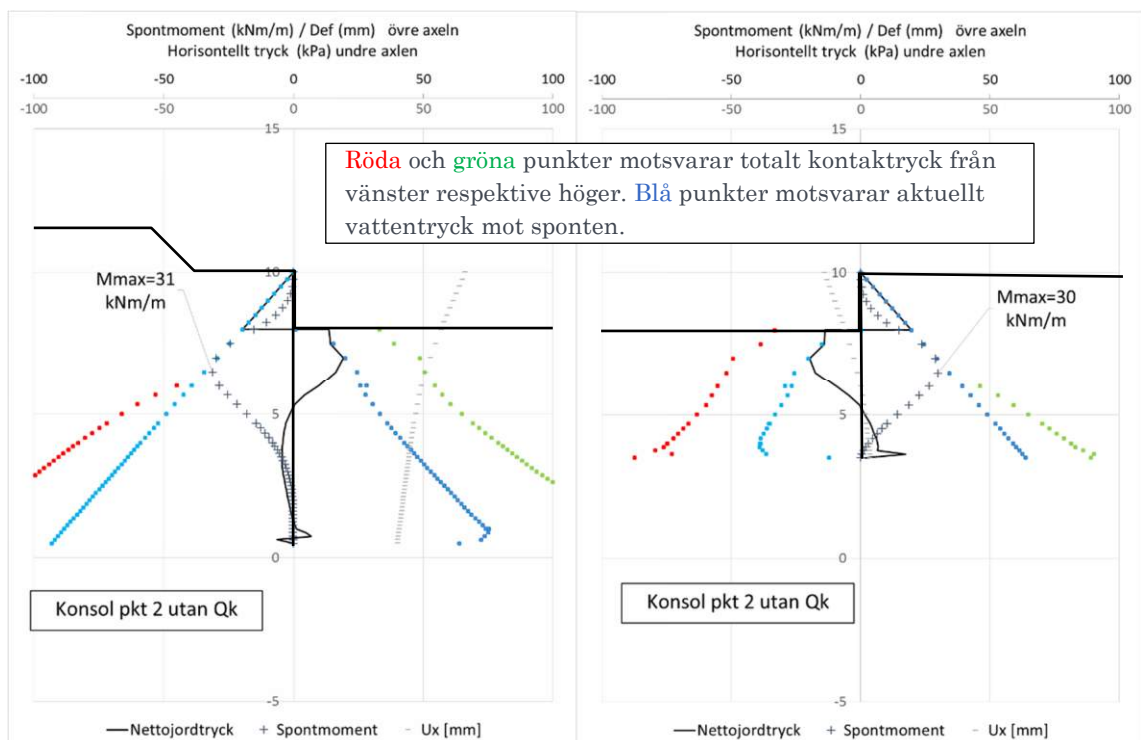
Erhållna snittkrafter och kontaktryck mot sponterna redovisas i Figur 14-Figur 17.



Figur 14: Punkt 1 permanent karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1 th. Spont 2

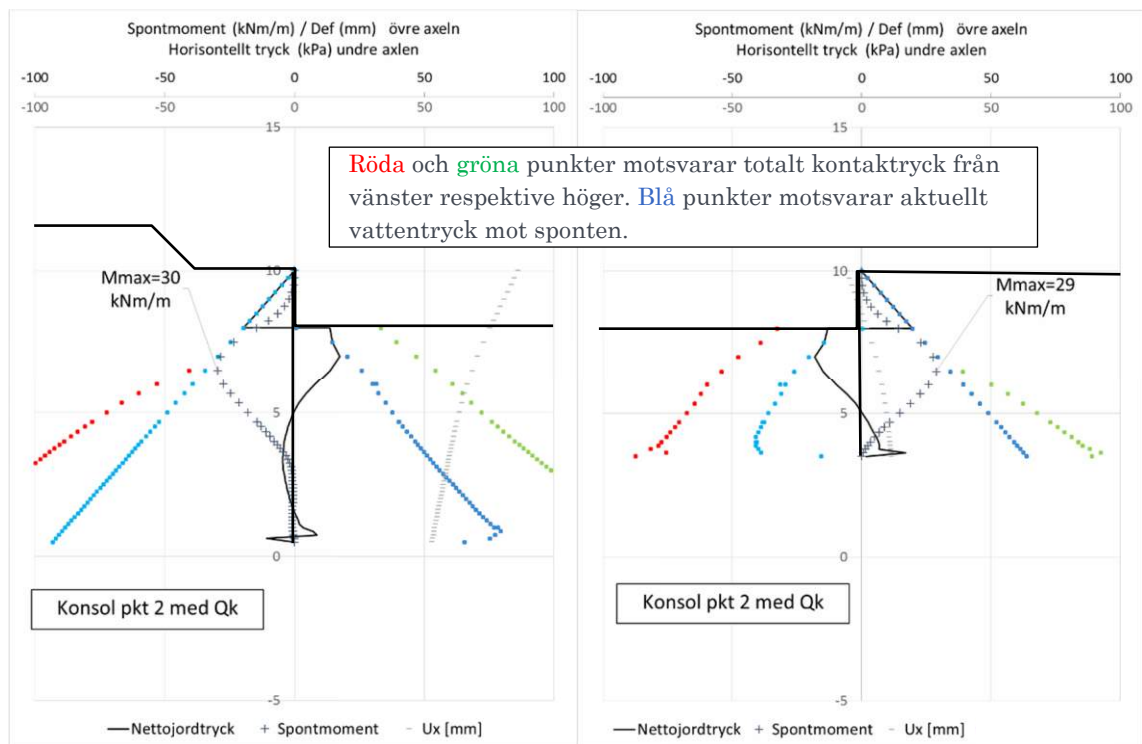


Figur 15: Punkt 1 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur 16: "Punkt 2" permanent last - lasteffekt och kontaktryck  
tv. Spont 1 th. Spont 2





Figur 17: "Punkt 2" permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck tv. Spont 1 th. Spont 2

Figur 16 och Figur 17 redovisar inte punkt 2 fullt ut då ytterligare hållfasthetsreduktion är möjlig. Det som redovisas här är kraftspelet vid erforderlig hållfasthetsreduktion som sedan ligger till grund för brottgränsdimensioneringen vid stora deformationer.

En sammanfattning av erhållen lasteffekt framgår i Tabell 3. Dimensionerande lasteffekt beräknas enligt [Ekv 3-13] för punkt 2. För punkt 1 erhålls dimensionerande lasteffekt enligt [Tabell 3-2], varvid  $\gamma_{s;d}=1,4$  i det här fallet.

Tabell 3: Lasteffekt i spontväggarna

|  | Mmax<br>[kNm/m] |    |                  | Mdim<br>[kNm/m] |    |
|--|-----------------|----|------------------|-----------------|----|
|  | 1               | 2  |                  | 1               | 2  |
| Spont  |                 |    |                  |                 |    |
| Punkt 1 (perm)                                     | 23              | 22 | [Tabell 3-2] ger |                 | 32 |
| Punkt 1 (perm+variabel)                            | 24              | 23 |                  | 34              |    |
| Punkt 2 (perm)                                     | 31              | 30 | [Ekv 3-13] ger   | 31              | 30 |
| Punkt 2 (perm+variabel) <sup>1</sup>               | 30              | 29 |                  |                 |    |
| Msd=34 kNm/m för spont 1 och 32 kNm/m för spont 2. |                 |    |                  |                 |    |

<sup>1</sup> Den variabla lasten är gynnsam för punkt 2 i det här fallet när det gäller lasteffekten i spontväggen. Kraftspelet blir olika då olika delar i jordvolymen plasticerar.

### 3.3 Jämförelse mellan analytisk jämviktsbetraktelse och samverkansanalys

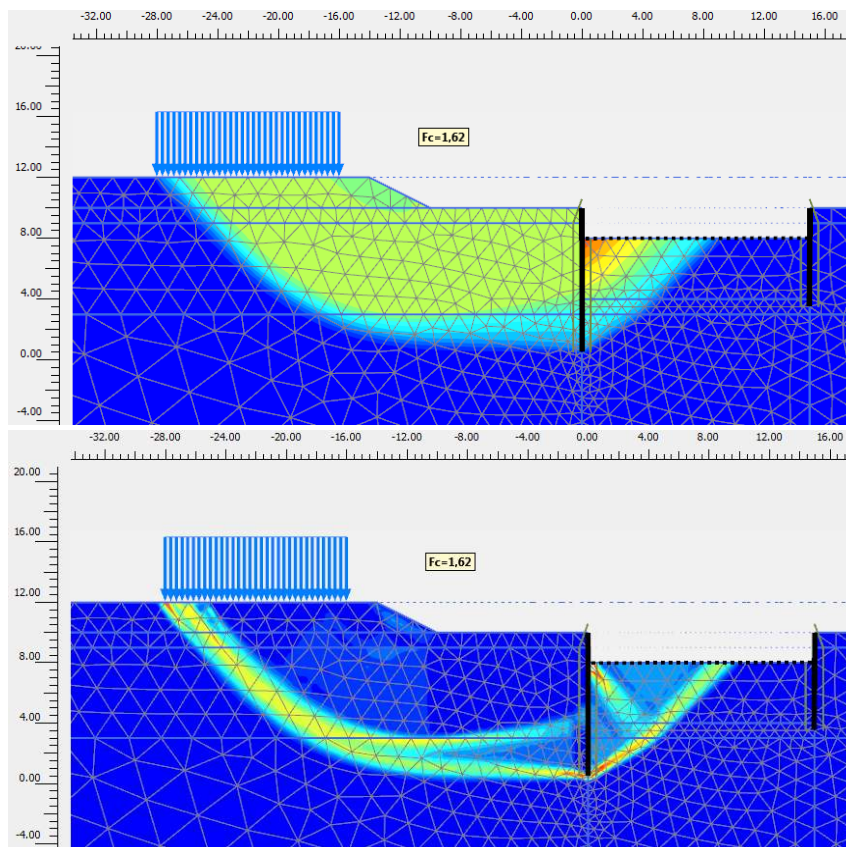
Erhållet dimensionerade moment från den analytiska jämviktsbetraktelsen (AJB) och från FEA redovisas i Tabell 4

Tabell 4: Jämförelse av erhållna dimensionerande lasteffekter, spontmoment [kNm/m].

|     | Punkt 1 |         | Punkt 2 |         |
|-----|---------|---------|---------|---------|
|     | Spont 1 | Spont 2 | Spont 1 | Spont 2 |
| AJB | 32      | 32      | 35      | 34      |
| FEA | 34      | 32      | 31      | 30      |

Resultaten är relativt entydiga. Vad som är högst intressant är om den konceptuella modellen för hur överlasten beaktas är rimlig. Viss likhet kan skönjas, men det konstateras att erhållet passivtryck nära schaktbotten är högre i FEA än i AJB. Detta kan till viss del förklaras av antagen råhet mot sponten i FEA vilket inte beaktats i AJB.

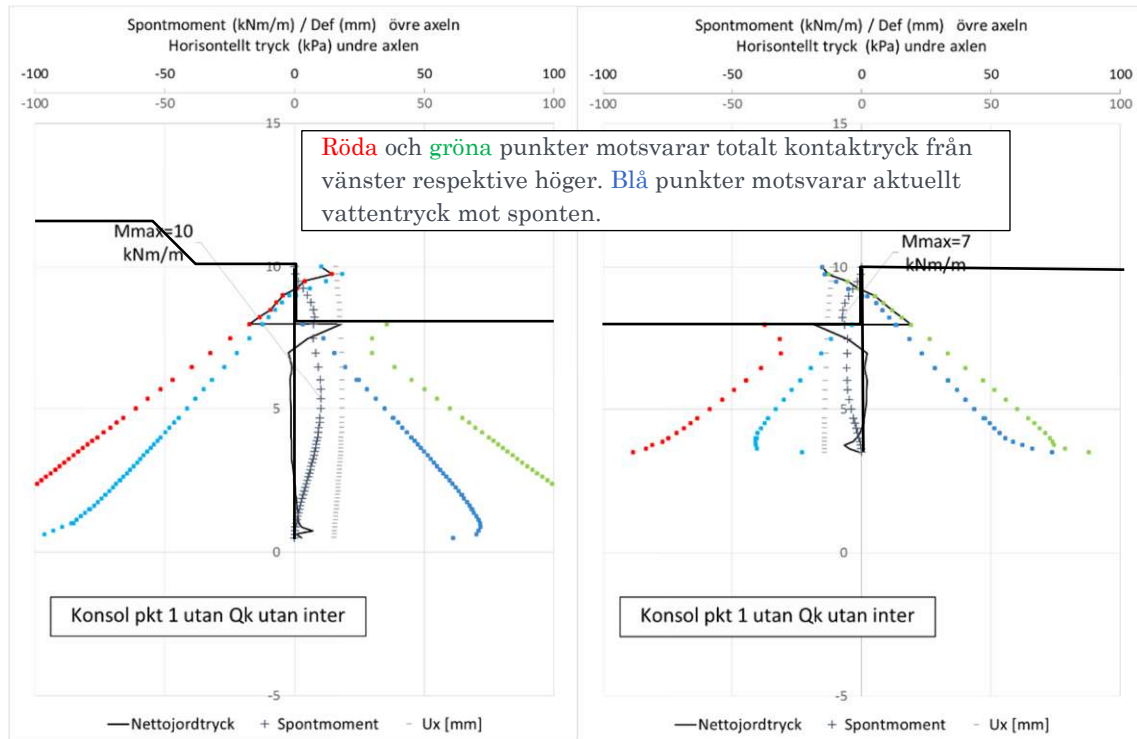
Kritisk brottmekansim från FEA framgår av Figur 18 och skall jämföras med Figur 3



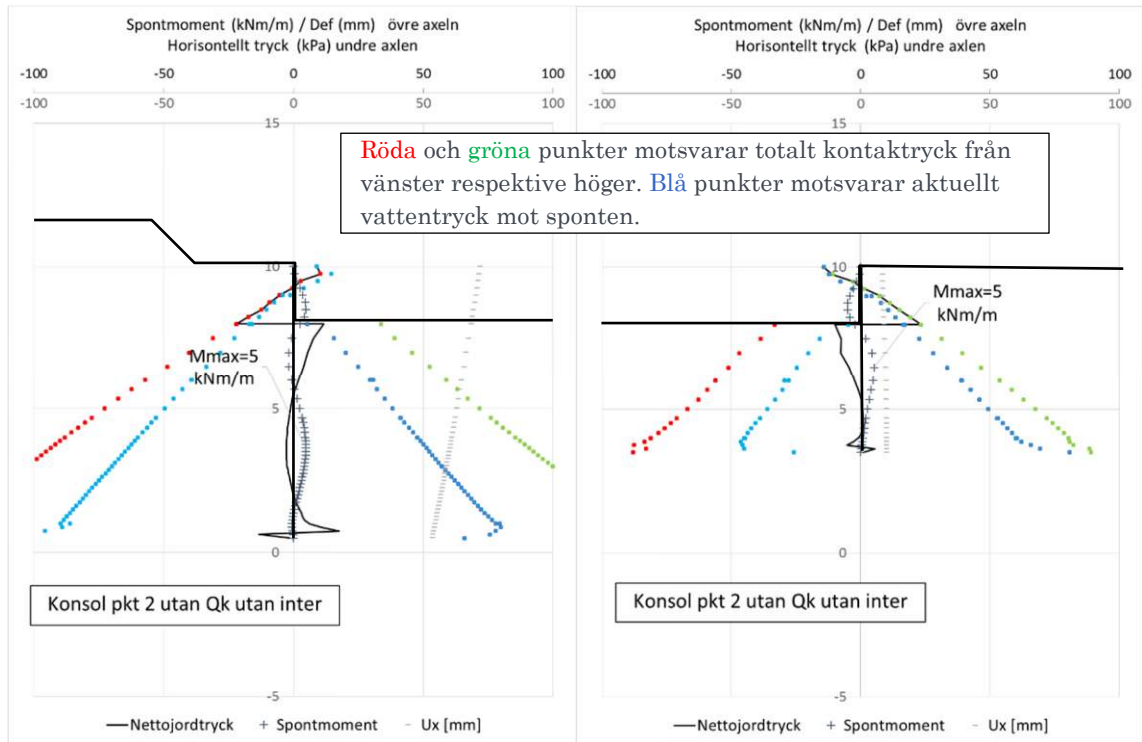
Figur 18: Kritisk brottmekanism Övre bilden redovisar deformationstillskottet i sista iterationen. Undre bilden visar skjuvtöjningstillskottet vid motsvarande tillfälle.

### 3.4 Angående effekten av sprickvatten i FEA

Kravet att sprickvatten skall beaktas i odränerade jordar gäller även vid samverkansberäkningar. Detta innebär att pådrivande jordtryck aldrig tillåts vara lägre än hydrostatiskt vattentryck räknat från den högsta nivån av överkant tät jord eller ovanförliggande vattenyta. I detta exempel har detta säkerställts genom att ansätta dränerade "interface" mot sponterna på aktivsidan. Nedan, Figur 19 och Figur 20, visas en jämförelse av hur sponterna beter sig om detta ej beaktas. Det är uppenbart att en orealistisk deformationsbild erhålls och att jordtrycken blir orealistiska.



Figur 19: Punkt 1 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1 th. Spont 2



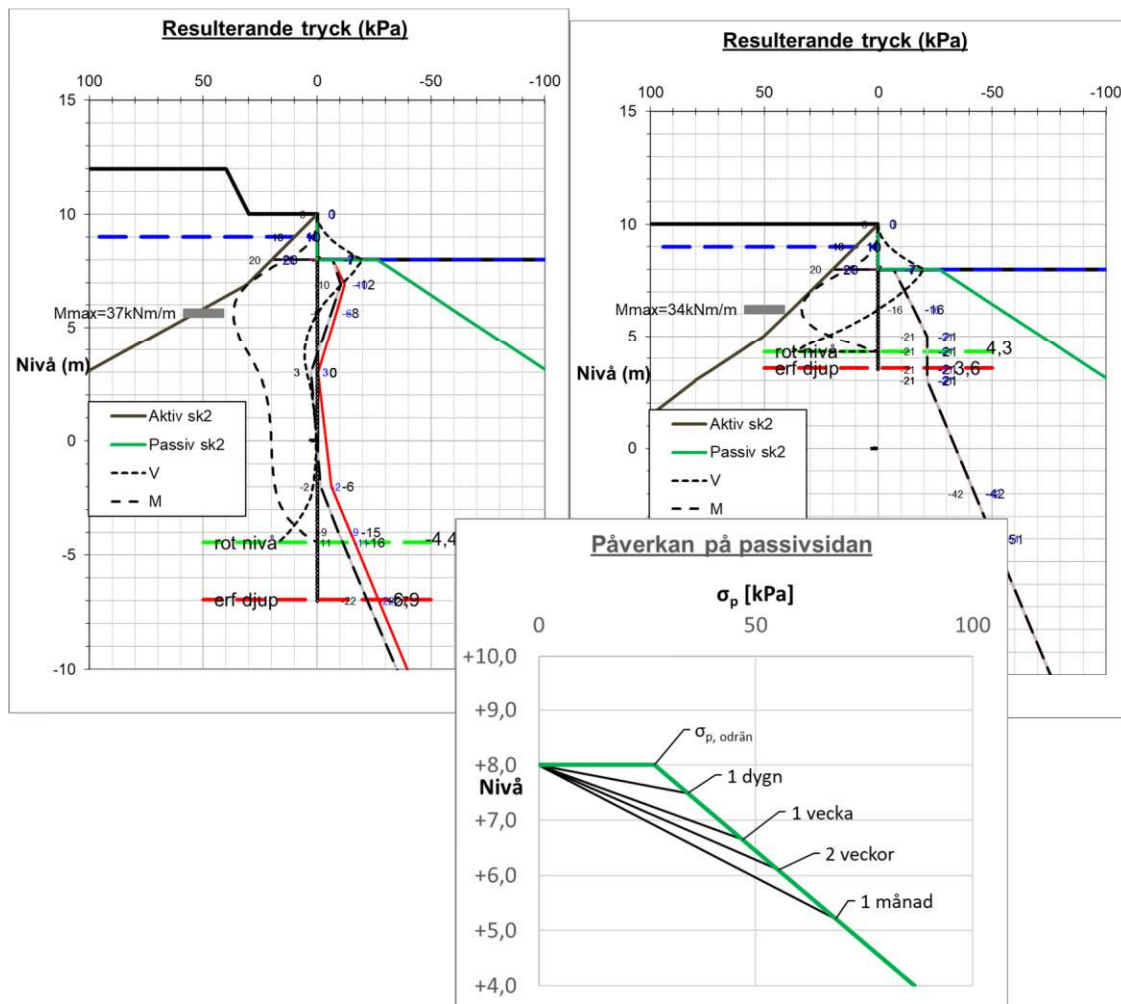
Figur 20: Punkt 2 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1 th. Spont 2

### 3.5 Tidsaspekter

För att beakta tidsaspekter i FEA krävs en kopplad analys och en materialmodell som är anpassad för detta.

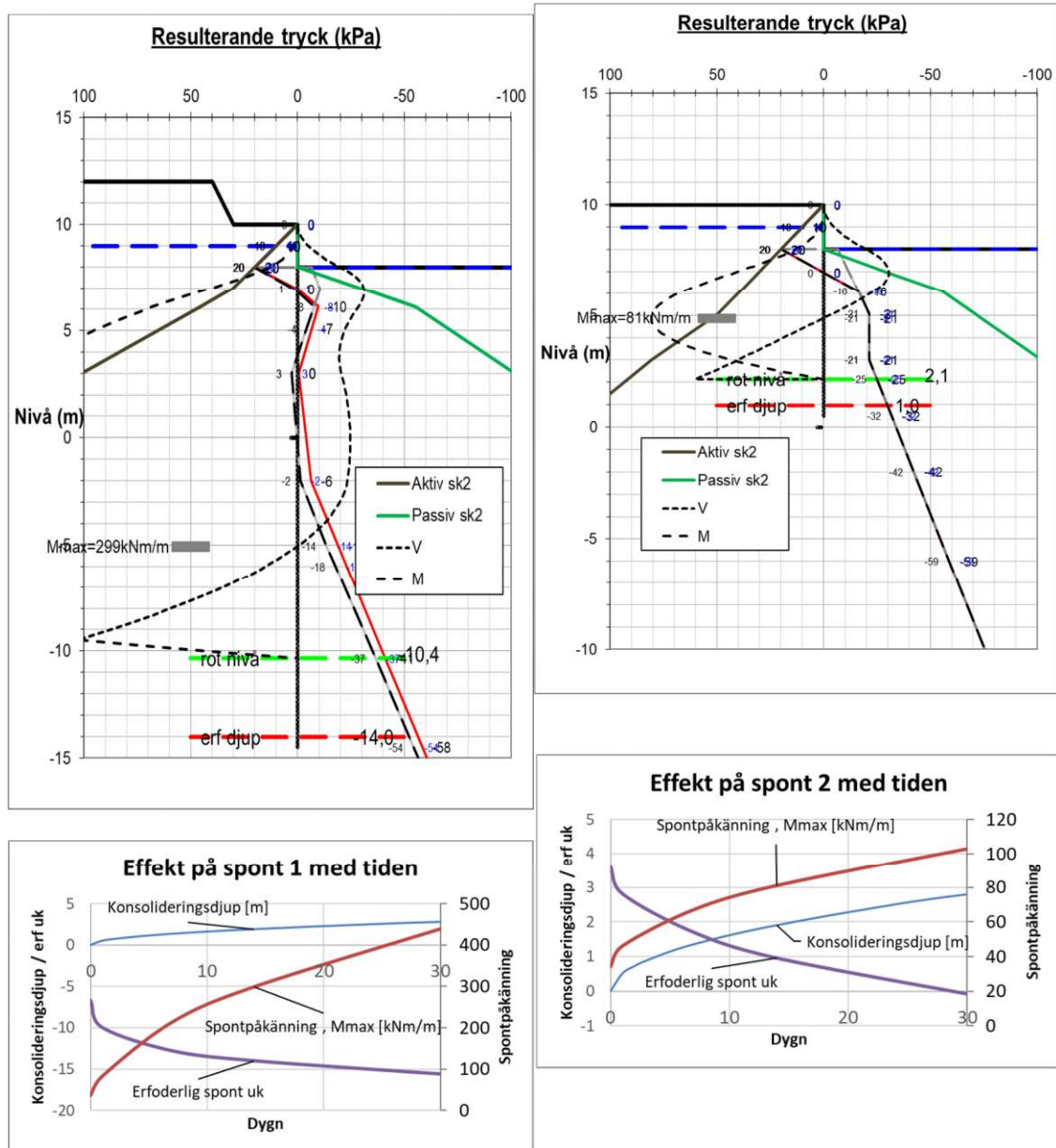
Vid analytiska jämviktsbetraktelser finns en metod beskriven i [Bilaga A 1.4] där konsolideringseffekten på schaktbotten beaktas. I samband med schakt i lera utbildas ett porsug vilket håller ihop lerstrukturen. När detta sug försvinner sväller leran och hållfastheten minskar vilket leder till ökade deformationer och försämrad säkerhet avseende rotationsstabilitet. Särskilt konsolsponter i lera blir extra känsliga då stabiliteten till stor del är beroende av passivtrycket vid schaktbotten.

För att belysa effekten på spont 1 respektive 2 kompletteras Figur 5 med aktivt och passivt jordtryck, se Figur 21. Genom beaktande av tidsaspekter i enlighet med [Bilaga A 1.4] erhålls en successiv reduktion av tillgängligt passivtryck, se Figur 21 (nedre), baserat på  $k=5 \cdot 10^{-10}$  m/s och  $M=5000$  kPa.



Figur 21: Jordtryck och lasteffekter enligt A/B i punkt 2  
 t.v. Spont 1 t.v. Spont h nedre. Inverkan av  
 tidsaspekter

Detta kommer ha en avsevärd påverkan erforderlig underslagning för att upprätthålla önskad säkerhetsnivå. Som exempel visas effekten av 2 veckors öppen schakt i Figur 22.

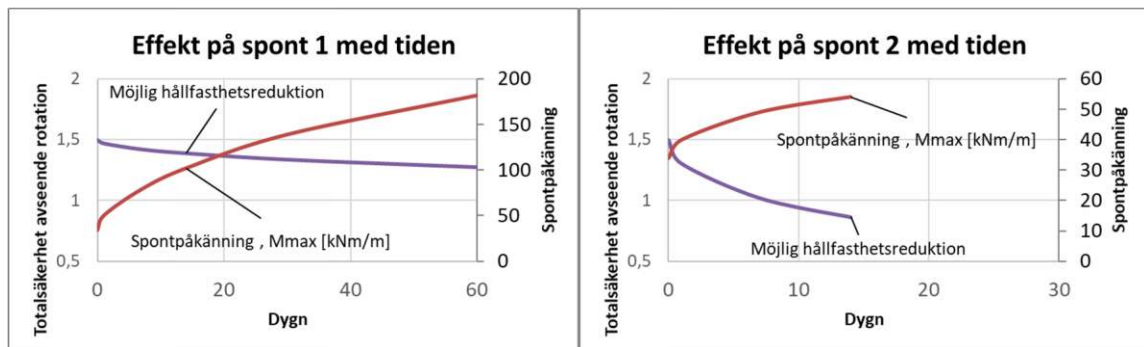


Figur 22: Jordtryck och lasteffekter enligt AFB i punkt 2 efter 2 veckor samt effekt på de bägge spontväggarna över tid enligt [Bilaga A 1.4]  
 övre t.v. Spont 1 efter 14 dygn      övre t.v. Spont 2 efter 14 dygn  
 nedre t.v. Spont 1, effekt över tid      nedre t.v. Spont 2, effekt över tid

Figur 22 visar även vilka konstruktioner som krävs för att säkerställa rotationsstabiliteten i punkt 2 vid olika tidpunkter samt hur påkänningarna ökar. Denna metod beskriver väl till vilket djup som det dränerade brottet blir kritiskt. Även under denna nivå sker reduktion av den odränerade hållfastheten på grund av ökad överkonsolideringsgrad, vilket dock inte exemplifieras här.



Ett annat sätt att se på det hela är att baserat på den erhållna konstruktionen från den odränerad situationen ( $t=0$ ) studera hur säkerhetsnivån förändras med tiden. Det konstateras att spont 1 är mycket robustare än spont 2, se Figur 23.



Figur 23: Effekt på sponterna utifrån att en konstruktion baserat på 100% odränerade förhållanden nyttjats.

t.v. Effekten på spont 1

t.h. Effekten på spont 2

Anledningen till att spont 1 är så pass mycket robustare är att underslagningen relativt konsolideringsdjupet är avsevärt större för spont 1 än för spont 2.

En slutsats av ovanstående är att alltid ta höjd för konsolidering av schaktbotten. En enkel tumregel för en schakt som står öppen, eller där geokonstruktören inte har full kontroll över utförande skedet, är att ansätta dränerade egenskaper ner till den nivå där ekvation [Ekv A 1-10], med hydrostatiskt vattentryck från schaktbotten, ansätts lika med [Ekv A 1-11] alternativt lika med det passiva bidraget i [Ekv A 2-4] eller [Ekv 4-17].

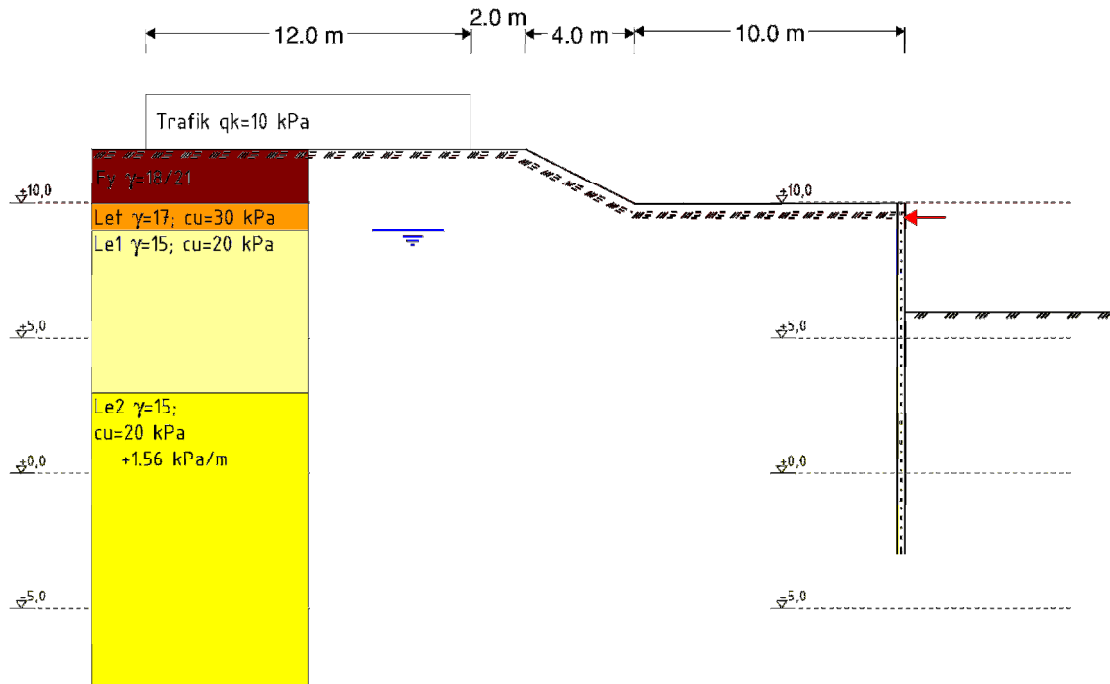
Kombineras [Ekv A 1-10] och [Ekv A 1-11] enligt ovan erhålls

$$L_{kritisk} = \frac{2 \cdot \sqrt{1 + r_p} \cdot c_u}{(K_p - 1) \cdot \gamma'}$$

vilket i det aktuella fallet blir 4 m med antagandet att  $\phi' = 30^\circ$  i leran. Detta motsvaras av två månader enligt [Ekv A 1-14] i med  $r_p = 0$ ,  $k = 5 \cdot 10^{-10}$  m/s och  $M = 5000$  kPa.

Huruvida effekten av dränerat brott skall kombineras med variabla kortvariga laster är ej klart. Dock skall effekten av ökad överkonsolideringsgrad beaktas i detta fall.

## 4 SCHAKT TILL 4M DJUP MED EN STÄMPNIVÅ



### Dimensioneringsgång

| Steg | Aktivitet   |                    |
|------|---|--------------------|
| 1    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till grundvattenströmning och risk för omgivningspåverkan.   | HYD                |
| 2    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till totalstabilitet.  | GEO                |
| 3    | Bestäm nedslagningsdjup för att uppnå rotationsstabilitet för jordtrycket mot sponten.  | GEO<br>STR Punkt 2 |
| 4    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till bottenuppträckning för spont med flera hammarbandsnivåer.   | GEO                |
| 5    | För spont med lutande stag: kontrollera nedslagningsdjup för att uppnå vertikalstabilitet.  | GEO                |
| 6    | Välj det största nedslagningsdjupet enligt steg 1 – 5 för den fortsatta dimensioneringen.   |                    |
| 7    | Beräkna snittkrafterna i bruksstadiet (SLS) för det valda nedslagningsdjupet. Välj konstruktionskraft, förspänningskraft etc. så att deformationskraven vid bruksgränstillståndet (SLS) uppfylls. | STR Punkt 1        |
| 8    | Bestäm modellfaktorn med hänsyn till säkerhetsklass, undersökningens kvalitet och typ av konstruktion   |                    |
| 9    | Beräkna dimensionerande snittkrafter i brottgräns (STR) genom att multiplicera beräknade snittkrafter med modellfaktorn   |                    |
| 10   | Dimensionera konstruktionsdetaljerna i brottgränstillståndet (STR) och för olyckslastfall (ankarbortfall vid förankrade sponter och stötlast på stämp vid strävade konstruktioner)                |                    |
| 11   | Kontrollera att den valda konstruktionen klarar de snittkrafter som uppkommer i brottgränstillståndet (GEO): Rotationsstabilitet,   |                    |

|    |  |  |
|----|--|--|
|    | total-stabilitet och vid bottenuppträckning för spont med flera hammarband.  |  |
| 12 | Vid behov justeras konstruktionen för att klara snittkrafterna som uppkommer i brottgränstillståndet (GEO).        |  |
| 13 | Är deformationerna vid SLS styrande beräkna deformationerna med den justerade konstruktionen i Bruksstadiet (SLS). |  |

## 4.1 Analytiska jämviktsberäkningar

### Steg 1 – Erforderlig spontlängd map vatten och omgivningspåverkan

Inga problem är identifierade map grundvatten. Viss omgivningspåverkan förväntas.

Exempel på empiriska samband ges i Avsnitt 5. Som överslag antagas att spont erfordras till nivå spont till nivå-2 vilket motsvarar en medelhållfasthet under schaktbotten på ca 22 kPa som nyttjas för att bedöma aktuellt stabilitetstal.

$$\gamma_d \cdot \frac{1,1 \cdot (17 + 3 \cdot 15)}{22/1,5} = 4,2 \leq N_b \leq \gamma_d \cdot \frac{1,4 \cdot 10 + 1,1 \cdot (2 \cdot 18 + 17 + 3 \cdot 15)}{22/1,5} = 7,5$$

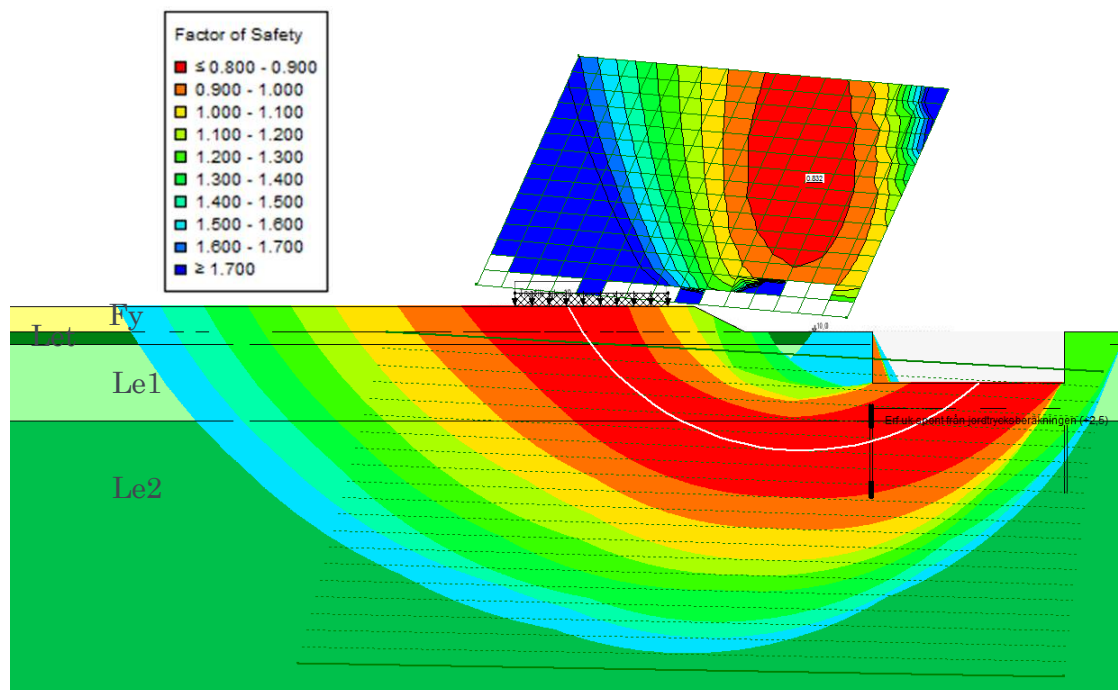
Att schakten mot spont 2 har en bärighetsfaktor,  $N_{cb} > 4,2$  kan nog säkerställas, men frågan är om det räcker mot spont 1 där en bärighetsfaktorn någonstans mellan 4,2 och 7,5 erfordras.

Baserat på ovanstående resonemang förväntas en marksättning på 8 cm bakom spont 1 och 4 cm bakom spont 2.

### Steg 2 – Totalstabilitet

Totalstabilitet mot platå, spont 1

Totalstabiliteten är kontrollerad i enlighet med [Avsnitt 4.2.1]. Resultatet redovisas i Figur 24. Sponten är inte aktiverad i denna analys. Detta för att kunna hitta erforderligt nedslagningsdjup då kravet  $F_{c\ EN} > 1,0$  i sk 2 och att syftet är att undersöka hur djupt sponten måste att styra ned glidyterna, vilket ställer krav på spontens förmåga att omfördelar jordtryck. Erhållet resultat är  $F_{c\ EN\ kritisk} = 0,83$ . Glidyten passerar sponten på nivå ca +1,5. Kraven avseende totalstabilitet innebär att spont erfordras ned till nivå -5,0. Baserat på att  $N_b$  för spont 2 är lägre än förväntad bärighetsfaktor enligt Avsnitt 4.3 (eller enligt direktmetoden) studeras inte denna brottmekanism utförligare.



Figur 24: Erhållna säkerheter för olika glidytor.  $F_{c\ EN}$  kritisk = 0,83

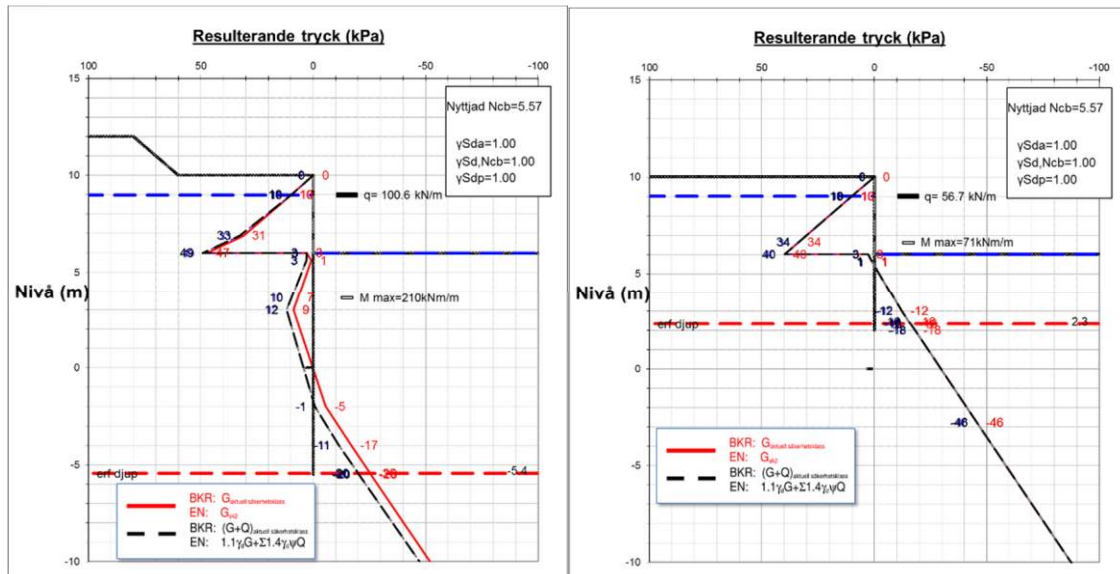
### Steg 3 – Rotationsstabilitet

Kontroll enligt [Avsnitt 4.4]. Dimensionering i enlighet med DA3 i punkt 2 enligt princip visad i [Figur 3-14].

Avsnitt [4.4.1]. Den variabla lasten är en geoteknisk last. Modelffaktorerna som beskrivs under Avsnitt [4.4.1.1.5-6] sätts här för enkelhetens skull till 1,0. Kraft och momentjämvikt erhålls i enlighet med Avsnitt [4.4.1.2.1].

Överlast behandlas på samma sätt som för konsolskedet, se Figur 4 med tillhörande text.

Lasteffekten mot sponten är beräknad utifrån [Bilaga A, ekv A 2-1] med sprickvatten från nivå +10. Sprickvattnet dominerar på aktivsidan ned till nivå +7 respektive +5 med respektive utan överlast, se Figur 25.



Figur 25: Erhållet jordtryck i punkt 2 med tillhörande maximala moment och erforderliga underslagning.  
 till vänster: Jordtrycken mot spont 1 med den variabla lasten  
 till höger: Jordtrycken mot spont 2 utan inverkan av överlast (motstående sida).

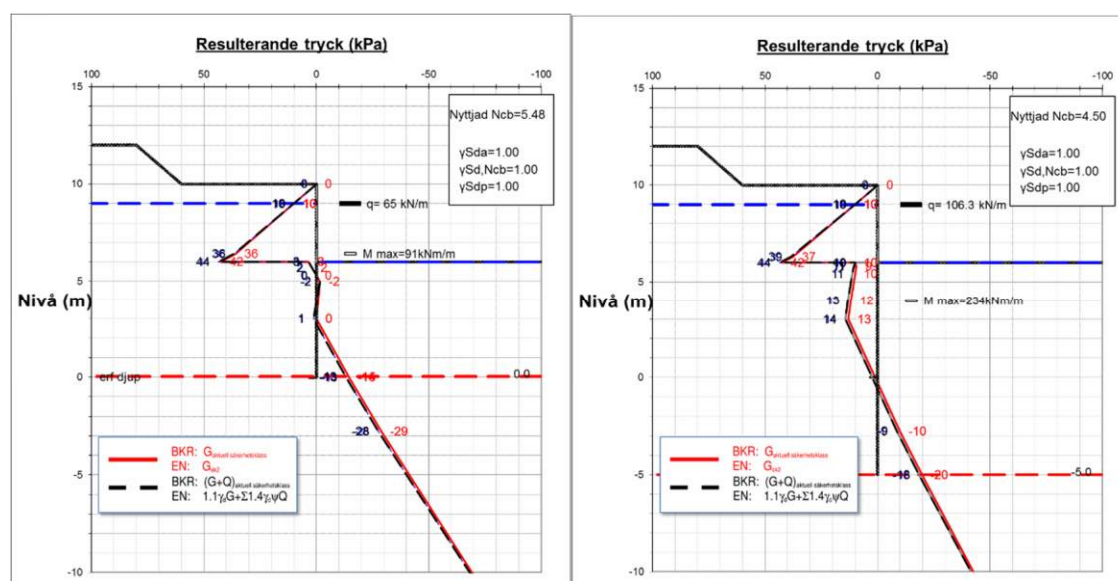
Vald bärrighetsfaktor baseras på Avsnitt [4.4.1.3] och [Figur 4-7] med  $H=4\text{m}$ ,  $Z_T=0\text{m}$  och  $B_{cr}=15\text{m}$ . Schakten klassas som långsträckt med  $B_{cr}/L=0$ . Detta ger  $N_{cb}=5,6$ . Ovan schaktbotten har ingen råhet nyttjats vilket resulterar i en skärning med potentiellt sprickvatten på nivå ca  $+6,9$  ( $u_{sprick}=31\text{ kPa}$ ,  $\sigma_a=17+2,1\cdot 15-2\cdot 20/1,5+9=31\text{ kPa}$ ). Under schaktbotten motsvaras  $N_{cb}=5,6$  av råhet ca 1, se [bilaga A ekv A 2-3].

Detta ger för spont 1 motsvarande nivå för sprickvattnet på nivå ca  $+5,6$  ( $u_{sprick}=44\text{ kPa}$ ,  $\sigma_a=17+3,4\cdot 15-2\cdot (1+1)^{0,5}\cdot 20/1,5+13=43\text{ kPa}$ ). Denna skärning är under schaktbotten varför valt  $N_{cb}$  är för högt ovan denna nivå då inte vidhäftningen kan garanteras. Vid schaktbotten är med vidhäftning 1 skillnaden mellan  $u_{sprick}$  och  $\sigma_a$   $40-(17+3\cdot 15-2\cdot (1+1)^{0,5}+12)=4\text{ kPa}$  vilket beaktas genom att nettojordtrycket reduceras med detta värde vid schaktbotten och att reduktionen görs ned till skärningsnivå, i det här fallet nivå  $+5,6$ . Effekten kan tyckas försumbar men blir högst påtaglig för spont 2 då ingen överlast påverkar  $\sigma_a$ . Studeras spont 2 konstateras att motsvarande  $\sigma_a$  vid schaktbotten (råhet 0) är  $22\text{ kPa}$  vilket är mindre än  $u_{sprick}$ , vilket ger vattentryck hela vägen ner till sb. Under schaktbotten med råhet 1 är  $u_{sprick}=40+10\cdot d$  och  $\sigma_a=62+15\cdot d-2\cdot (1+1)^{0,5}\cdot c_k/1,5$ . Med  $d=3\text{m}$  erhålls  $u_{sprick}=70$  och  $\sigma_a=69$  vilket ger att sprickvattnet styr trycken ned till denna nivå. På schaktbottennivån ( $d=0$ ) är  $u_{sprick}=40$  och  $\sigma_a=24$  vilket innebär en reduktion av  $\sigma_p$ , netto erhållit från [Ekv A 2-1] eller [Ekv 4-17] med  $16\text{ kPa}$ . Detta är anledningen till att inte ett konstant mothåll redovisats mellan nivå  $+3$  och  $+6$  till höger i Figur 25.

Totalstabiliteten kräver i stort sett samma underslagning i det här fallet. Hade det varit så att totalstabiliteten krävt längre underslagning gäller rekommendationen i [Avsnitt 4.2.1]. Nettojordtrycket reduceras så att erforderlig underslagning från totalstabilitetsanalysen matchas.

Kommentar med avseende på överlast och kopplingen mot totalstabilitet

Kravet att inte nyttja elasticitetsteoretiska metoder för lastspridningen är här högst relevant. Nedan visas effekten av att betrakta platån med vertikal Boussinesq och den variabla med horisontell Boussinesq. Lastbidraget blir så pass litet att vattenspalten dominerar hela vägen ned till nivå +3,4 och sponten endast erfordras till nivå +2,2. Men med denna korta underslagning erhålls inte tillräcklig säkerhet för totalstabiliteten utan sponten måste likväl installeras ned till nivå -5,0. För att komma runt problemet anses inte denna typ av lastspridning ok för analyser i punkt 2. Skulle det trots allt vara så att sponten måste förlängas för totalstabilitetens skull är rekommendationen i [Avsnitt 4.2.1] att nettojordtrycket ändras. I den jämförande beräkningen har lastspridningen från elasticitetsteorin bibehållits och  $N_{cb}$  reducerats så att erforderlig underslagning motsvaras av nivå -5,0.



Figur 26: Jämförelse mellan erhållna snittkrafter i punkt 2.  
 tv: Jordtrycken mot spont 1 med lastspridning enligt elasticitetsteorin  
 th: Jordtrycken mot spont 1 med lastspridning enligt elasticitetsteorin och reducerat nettojordtryck för att matcha kraven från totalstabilitetskontrollen.

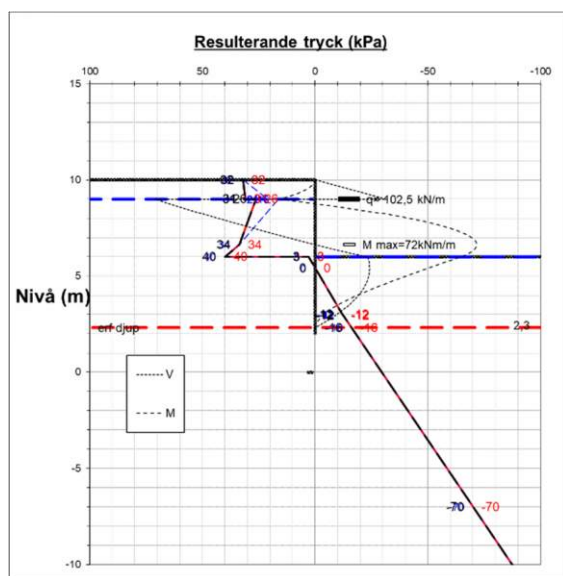
För att sponten skall vara tillräckligt styv för att tvinga ned glidytor till -5,0 måste den klara påkänningarna som redovisats till höger i Figur 29.

Alt 1: Lastspridning med SBN80 ger  $M_{max} = 210 \text{ kNm/m}$  och  $q_{hor} = 101 \text{ kN/m}$

Alt 2: Lastspridning med elasticitetsteorin ger  $M_{max} = 65 \text{ kNm/m}$  och  $q_{hor} = 91 \text{ kN/m}$ , som efter matchning avseende erforderlig spontlängd avseende totalstabilitet stiger till  $M_{max} = 234 \text{ kNm/m}$  och  $q_{hor} = 106 \text{ kN/m}$

### Kommentar med avseende på jämvikten mellan spont 1 och 2

Som framgår av Figur 25 erhålls olika hammarbandslaster vilket inte är rimligt. Så analysen för spont 2 måste modifieras på ett eller annat sätt. Genom att anta att spont 2 trycks mot jorden för att bygga upp ett mothåll kan ett möjligt jordtryck liknande det som skisserats nedan erhållas, Figur 27. Det skisserade jordtrycket är matchat ( $102,5 \geq 100,6$ , Figur 25) och kontrollerat mot att tillgängligt passivtryck ej överskrids. I den aktuella matchningen nyttjas 80% av hållfastheten för att bygga upp passivt jordtryck på nivå +10. Från nivå +6,0 och nedåt antas ordinarie spänningsbild.



Figur 27: Skisserat jordtryck, med antagandet av sponten pressas mot jorden och att aktivtryck-passivtryck först uppkommer från schaktbotten och nedåt.

Utifrån detta konstateras att marginalen för att bygga upp större laster än ca 100 kN/m är knapp. Skulle lasterna stiga krävs att mer "passivtryck" hämtas under vilket leder till ökad risk för att sponten roterar. Detta är inget som berörs direkt i Sponthandboken 2018, istället rekommenderas samverkansberäkningar för detta. Men det bör betonas att hammarbandet för spont 2 måste kunna fördela ut lasten motsvarande 100,6 kN/m, Figur 25, och att sponten och bakomliggande jord också måste kunna ta emot denna högre last.

### Kommentar avseende eventuell temperaturvariation hos stämp

Enligt [Avsnitt 7.3.5.1] skall temperaturvariationer inkluderas vid dimensioneringen av stämpan. Detta gäller naturligtvis även förmågan att ta emot eventuell lastökning i hammarband, spont och jord. Detta kommenteras ytterligare under avsnitt 4.2.1.



#### Steg 4 – Bottenuppträckning

Kontroll avseende bottenuppträckning utförs i enlighet med [Avsnitt 4.3.1]. Denna mekanism gäller för styva sponter som stämpats på flera nivåer. Primärt görs kontrollen för brottmekanismen under spontfot men även glidytor som involverar sponten, se [Avsnitt 4.2, Figur 4-6]. I det här fallet med en stäpnivå kommer inte bottenuppträckning vara dimensionerande eftersom kontrollen inkluderats i rotationsstabiliteten.

#### Steg 5 – Vertikalstabilitet

Vertikalstabiliteten skall kontrolleras enligt [Avsnitt 4.6]. I steg 3 nyttjas vidhäftning under schaktbotten,  $r > 0$  på så väl aktiv som passivsidan, vilket innebär att påhängslasterna från aktivsidan bärs av de uppåtriktade krafterna på passivsidan.

Utifrån genomförda analyser i Steg 3 konstateras att den nedåtriktade kraften endast utgörs av spontväggens egenvikt som skall bäras av vidhäftningen under konstaterat erforderligt djup i Steg 3.

Den extra underslagning som krävs beror på vilken vidhäftning som kan tillgodoräknas mot sponten.

Med antagandet att sponten väger  $110 \text{ kg/m}^2$  och  $r \approx 0,67$  erhålls. Hammarband och stämp väger  $117 \text{ kg/m}$  respektive  $90,2 \cdot 15/2/6 = 113 \text{ kg/m}$

Spont 1

$$\uparrow: \Delta z \cdot 0,67 \cdot 33/1,5 \cdot 2 - ((15,4 + \Delta z) \cdot 110 + 117 + 113) \cdot 9,82/1000 \geq 0 \quad \rightarrow \Delta z \geq 0,7 \text{ m}$$

Spont 2

$$\uparrow: \Delta z \cdot 0,67 \cdot 22/1,5 \cdot 2 - ((7,7 + \Delta z) \cdot 110 + 117 + 113) \cdot 9,82/1000 \geq 0 \quad \rightarrow \Delta z \geq 0,6 \text{ m}$$

#### Steg 6

Erforderlig nedslagning map GEO i punkt 2 och konstaterade påkänningar, STR, i punkt 2 från de analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas i Tabell 5.

*Tabell 5: Erforderlig nedslagning map GEO i punkt 2 och konstaterade påkänningar, STR, i punkt 2 från AJB*

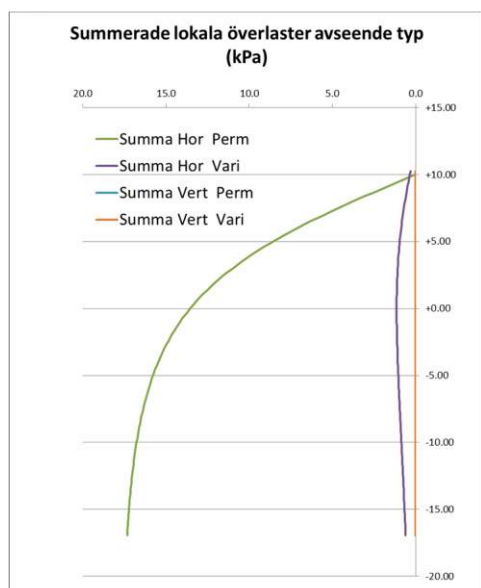
|                                  | Spont 1 | Spont 2                        |
|----------------------------------|---------|--------------------------------|
| Totalstabilitet                  |         |                                |
| Erf underslagning                | -5,0    | Säkerheten uppfylld utan spont |
| Analytisk Jämviktsbetraktelse    |         |                                |
| Erf underslagning                | -6,1    | +1,7                           |
| $M_{\max \text{ pkt 2}}$ (kNm/m) | 210     | 71                             |
| q (kN/m)                         | 101     | 51                             |

#### Steg 7 – Bestämning av snittkrafter i punkt 1 (brottgräns normala deformationer)

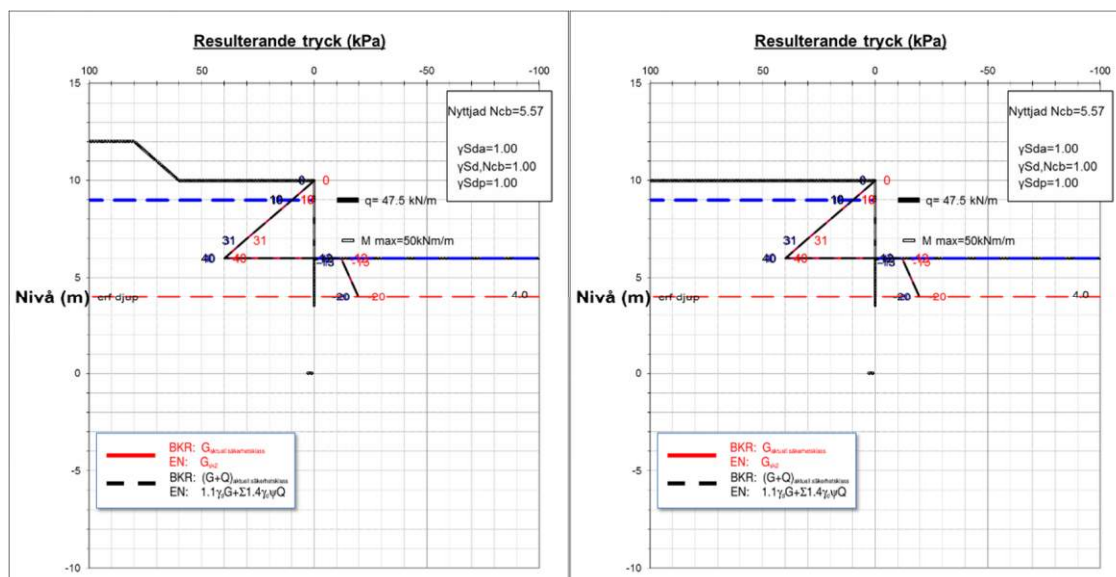
Erforderliga påkänningar i punkt 1. Metodiken bygger på en empirisk modell framtagen av Stille (1976) och som redovisas i [Avsnitt 6].



Från mätningar av variabla överlaster där kraven avseende Geo varit uppfyllda har det visat sig vara tillämpligt att nyttja elasticitetsteori för lastspridning av lokala permanenta och variabla laster. De horisontella lasteffekterna framgår av Figur 28. Jordtrycksfördelningen och tillhörande lasteffekter framgår av Figur 29. Observera att  $u_{sprick}$  i det här fallet är större än  $\sigma_a$  även under schaktbotten, till skillnad mot vad som indikerats i [Figur 6-3], och därför måste beaktas även som reduktion av  $\sigma_{p,N}$ . Det är denna effekt som medfört att det variabla tillskottet ej slår igenom i analysen av Spont 1. I [Avsnitt 6.1.1.1, Figur 6-3] kan man förledas att tro att den variabla lasten skall adderas till effekter kopplade till  $u_{sprick}$ , vilket inte är rimligt.



Figur 28: Karakteristisk lasteffekt från överlasterna i punkt 1



Figur 29: Erhållet jordtryck i punkt 1 med tillhörande maximala moment och erforderliga underslagning.

tv: Jordtrycken mot spont 1 med den variabla lasten

th: Jordtrycken mot spont 2 utan inverkan av överlast (motstående sida).

### Steg 8 och 9 – Krav på säkerhetsnivå vid ULS, normala deformationer

Erforderlig säkerhet erhålls genom att framräknade snittkrafter skalas upp i enlighet med [Tabell 3-2].

Tabell 6: Sammanställning av resultat från analytiska jämviktsberäkningar i punkt 1.

| Analytisk Jämviktsbetraktelse, Punkt 1                                       | Spont 1 | Spont 2 |
|--|---------|---------|
| Erf underslagning  | (+4,0)  | (+4,0)  |
| $M_{\max \text{ pkt 1}}$ (kNm/m)   | 50      | 50      |
| $M_{\max \text{ pkt 1}} \cdot 1.27$ (kNm/m)                                  | 64      | 64      |
| $P_{A,n}$ (kN/m)   | 47,5    | 47,5    |
| $Q_{\text{tot}}$ {ekv 6-1 med $Q_{\text{tot,pr}}=0,8 \cdot P_{A,n}$ } (kN/m) | 53,2    | 53,2    |
| Modellfaktorn skiljer för hammarband och för stämp enligt [Tabell 3-2]       |         |         |
| HB: $Q_{\max \text{ pkt 1}} \cdot 1.27$ (kNm/m)                              | 68      | 68      |
| Stämp: $Q_{\max \text{ pkt 1}} \cdot 1.36$ (kNm/m)                           | 73      | 73      |

## 4.2 Resultatsammanställning analytiska jämviktsberäkningar

Resultaten från de olika analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas i Tabell 7. Det konstateras att genom att betrakta spont 2 traditionellt med aktivt mothåll som vill trycka in sponten erhålls en allt för låg stämpkraft. Stämpkraften måste vara samma som för spont 1. Detta medför att rörelsebilden (mobiliseringen av hållfastheten) blir helt annorlunda. Vid denna typ av analys rekommenderas starkt att samverkansberäkningar nyttjas.

Tabell 7: Sammanställning av erhållna dimensionerande lasteffekter och erforderlig underslagning.

|                        | Punkt 1 |         | Punkt 2 |         | Dimensionerande lasteffekt/underslagning |         |
|------------------------|---------|---------|---------|---------|--|---------|
|                        | Spont 1 | Spont 2 | Spont 1 | Spont 2 | Spont 1                                  | Spont 2 |
| Erf underkant          | +4,0    | +4,0    | -6,1    | +1,7    | -6,1                                     | +1,7    |
| Spontmoment (kNm/m)    | 64      | 32      | 210     | 71      | 210                                      | 71      |
| Hammarbandslast (kN/m) | 68      | 68      | 101     | 51      | 101                                      | 68      |
| Stämplast (kN/m)       | 73      | 73      | 101     | 51      | 101                                      | 51      |

Ett översiktligt betraktelsesätt för denna typ av problem är att ansätta att passivt mothåll råder bakom sponten ned till en nivå som motsvaras av stämpkraften. Sitter stämpelet högre är tyngdpunkten för detta passiva jordtryck krävs ett betraktelsesätt som innebär att sponten roterar runt någon nivå. Detta medför en relativt komplex jordtryckssituation där samverkansberäkningar starkt rekommenderas. Ett skisserat jordtryck har redovisats som kommentar i Avsnitt 4.1, Steg 3.

Utan beaktande av att hammarbandsreaktionerna måste stämma överens i det här fallet konstateras att punkt 2 är dimensionerande då det föreligger låg säkerhet avseende GEO,

medan punkt 1 är dimensionerande då det finns betryggande säkerhet ur ett GEO perspektiv.

#### 4.2.1 Erforderliga konstruktionselement, Steg 10 och 11

##### Spont

Antag spont PU12 stål S240 och låsglidning med  $\beta_B=0,85$ , tvärsnittsklass 2

$$M_{Rd}=1200e-9 \cdot 240e6 \cdot 0,85=245 \text{ kNm} > 210 \text{ OK}$$

##### Hammarband

Antag HEB300 stål S355 hammarband med stämp cc 6m,  $f_{yk}=345 \text{ MPa}$  då godstjockleken  $>16 \text{ mm}$

$$M_{Rd}=1680e-9 \cdot 345e6=580 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd}=ql^2/8 = 101 \cdot 6^2/8=455 \text{ kNm}$$

##### Stämp

$$N_{Sd \text{ stämp}}=101 \cdot 6=606 \text{ kN}$$

Antag VKR300x300(10,0) stål S355. Dessa har efter beaktande av egenvikt och 20 kN i fältmitt en kapacitet på ca 700 kN med knäcklängden 15m.

##### *Kommentar avseende temperaturvariation för stämp och hammarband*

Med en antagen temperaturvariation på 20° är det inte osannolikt att värmeutvidgningen genererar tillskottslaster motsvarande 200 kN, beroende på eftergivligheten i systemet. Med dessa valda stämp riskerar kapaciteten överskridas, varför någon form av skyddsåtgärd rekommenderas i enlighet med [Avsnitt 7.3.5.1]. Alternativt väljs grövre stämp eller tätare c/c.

Med tillskottslasten 200 kN i stämpan på grund av temperatur ökar också lasten hammarbanden till  $101+200/6=134 \text{ kN/m}$  och därmed ökar  $M_{Sd}$  till 603 kNm vilket kräver grövre hammarband.

Från tidigare kommentar under Avsnitt 4.1, Steg 3 så finns det stor risk för att spont 2 ej kan bygga upp de jordtryck som krävs för att ta emot lastökningen till följd av temperaturökningen. Detta gör att spontlängden måste öka.

## 4.3 Samverkansberäkningar

### 4.3.1 Inledande analyser med avseende på Geo

Inför kontroll med FE krävs att konstruktionselementens egenskaper väljs innan analysen påbörjas. För att inte vara färgade av den tidigare genomförda analytiska jämviktsbetraktelsen ansätts sponterna som elastiska med hög styvhet inledningsvis. Samma gäller för stämpan (fjädern som håller isär spontväggarna). Valet av spontunderkant för spont 1 baseras på tidigare redovisade beräkningar, -5,0. För spont 2 har dock nedslagningen ökat från nivå +2,0 till nivå -2,0. Detta för att säkerställa att tillräckligt mothåll finns i jorden.

När dessa snittkrafter erhållits görs en ansatts att optimera spanten.

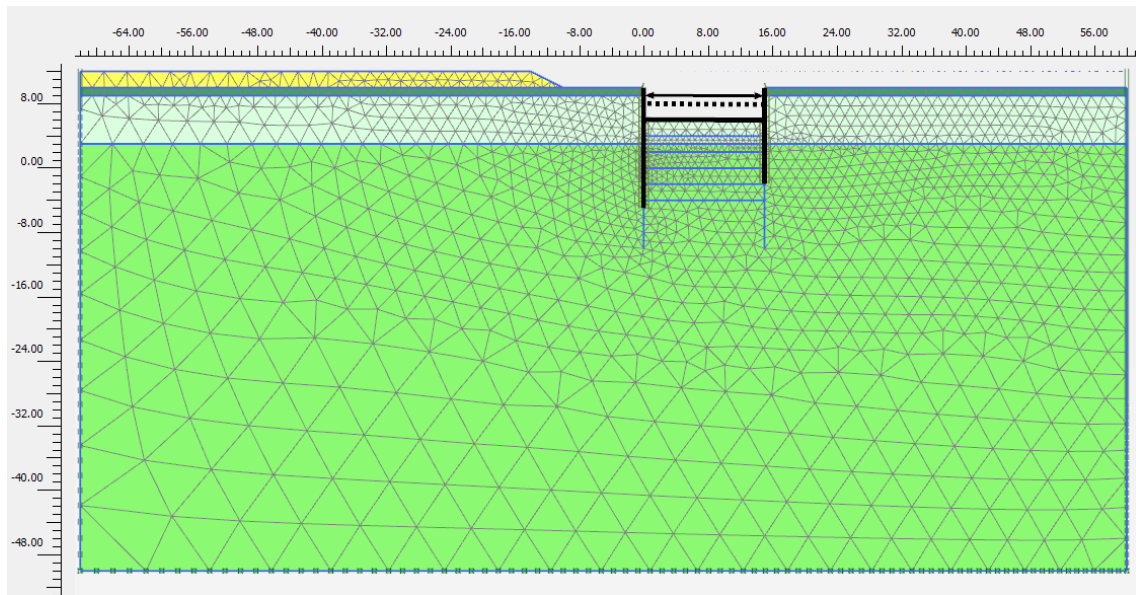
Det finns en rad andra indata som krävs för att få en representativ beräkning. Några av dessa är  $K_0$  vilket satts till 0,6 i leran och 0,8 i torrskorpan. Vid appliceringen av fyllningen har leran ansatts till dränerad med ett tvärkontaktionsstal,  $\nu$ , på 0,35. Vid efterföljande schakt har  $\nu$  bedömts vara 0,2 och skjuvmodulen har satts till  $100 \cdot c_u$ . Beroende på modellens huvudsyfte (deformationer, snittkrafter vid normala deformationer eller totalsäkerhet med hållfasthetsreduktion) kan många anpassningar av egenskaperna behöva göras. Detta inkluderar även vilken jordmodell som är lämplig.

Fokus i denna redovisning ligger på stödkonstruktionen och säkerheten mot brott.

Analysflödet följer [Tabell D 1-1]

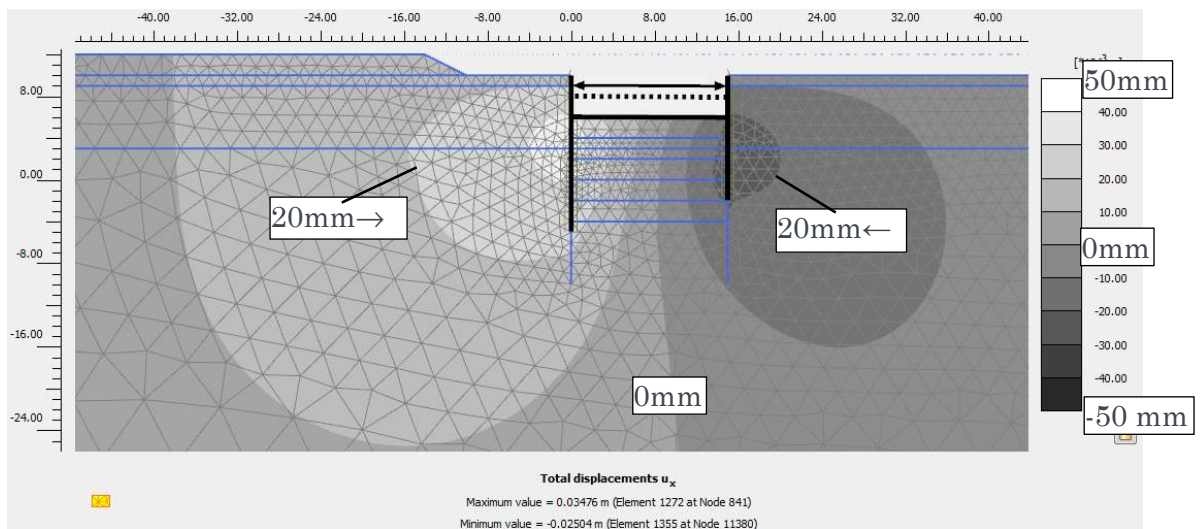
[Bilaga D Avsnitt 3] visar på rimliga krav vad gäller resultat redovisning av en samverkansanalys.

Eftersom aktuell FEA är baserad på en så pass enkel materialmodell som en ideal elastoplastisk modell, med brottvillkor enligt Tresca, redovisas inte spänningvägar specifikt. Aktuell geometri framgår av Figur 30 och initial spänningarna framgår i Figur 10. Relativ mobiliseringsgrad utan beaktande av att platån med stor sannolikhet medfört viss hållfasthetstillväxt redovisas i Figur 11.



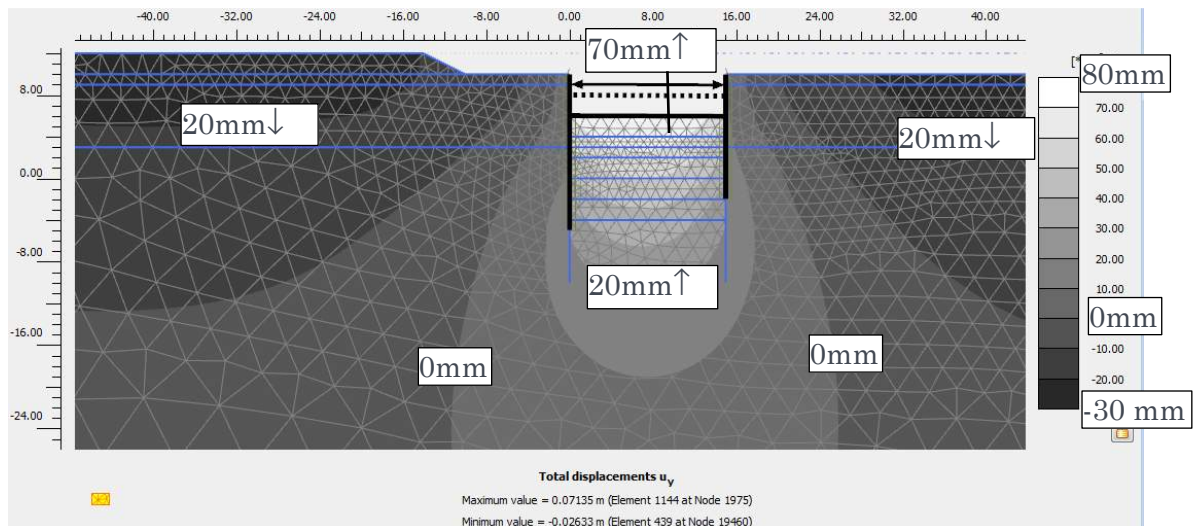
Figur 30: Aktuell geometri

Förväntad deformationsbild framgår av Figur 31 och Figur 32 en det bör påtalas att vald jordmodell är alltför enkel för att skapa en realistisk bild av deformationerna. Valda egenskaper har dock erfarenhetsmässigt visat sig stämma väl för horisontella deformationer i sponten.



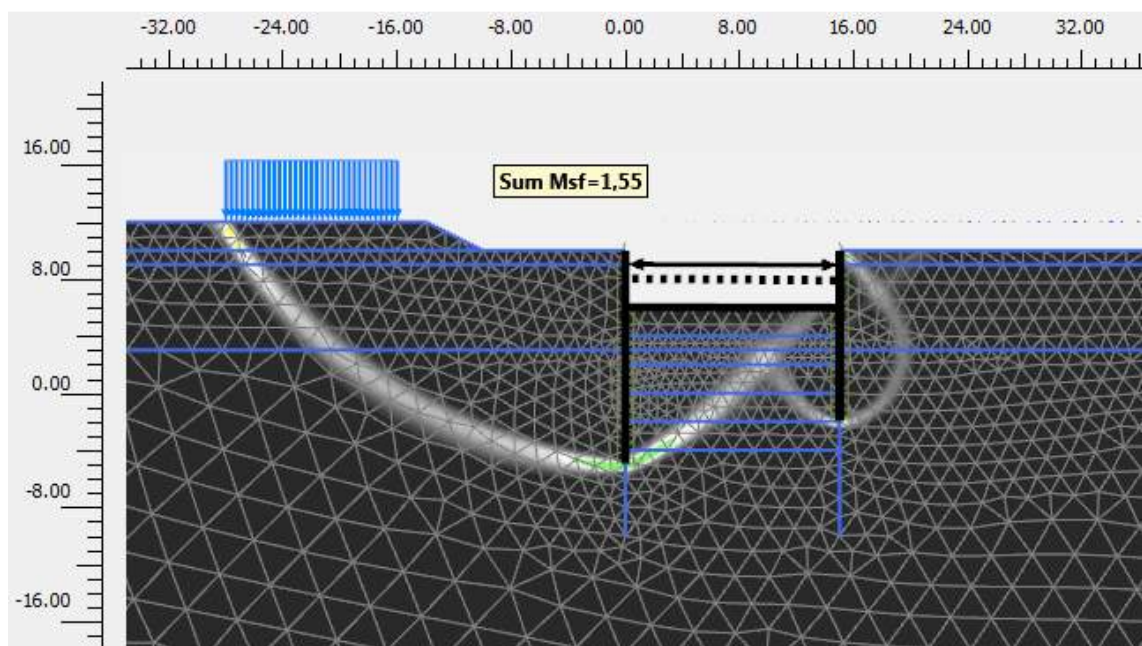
Figur 31: Beräknad horisontal deformation i jordvolymen runt schakten





Figur 32: Beräknad vertikal deformation i jordvolymen runt schakten

Den mekanism som utbildas vid maximal hållfasthetsreduktion framgår av Figur 33. Det konstateras att säkerheten är över kravet men att bägge spontvägarna nyttjas maximalt. Spontlinje 2 utsätts för passivt brott då stämplasten är stor.

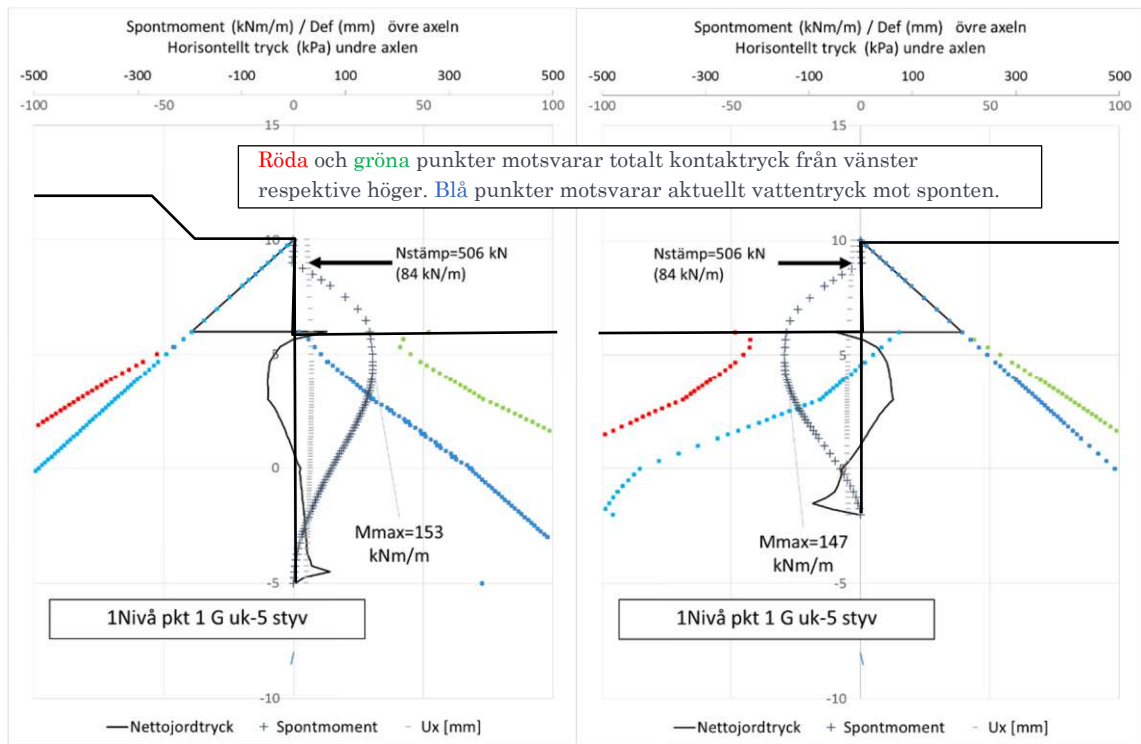


Figur 33: Geoteknisk brottmekanism med styva konstruktionselement

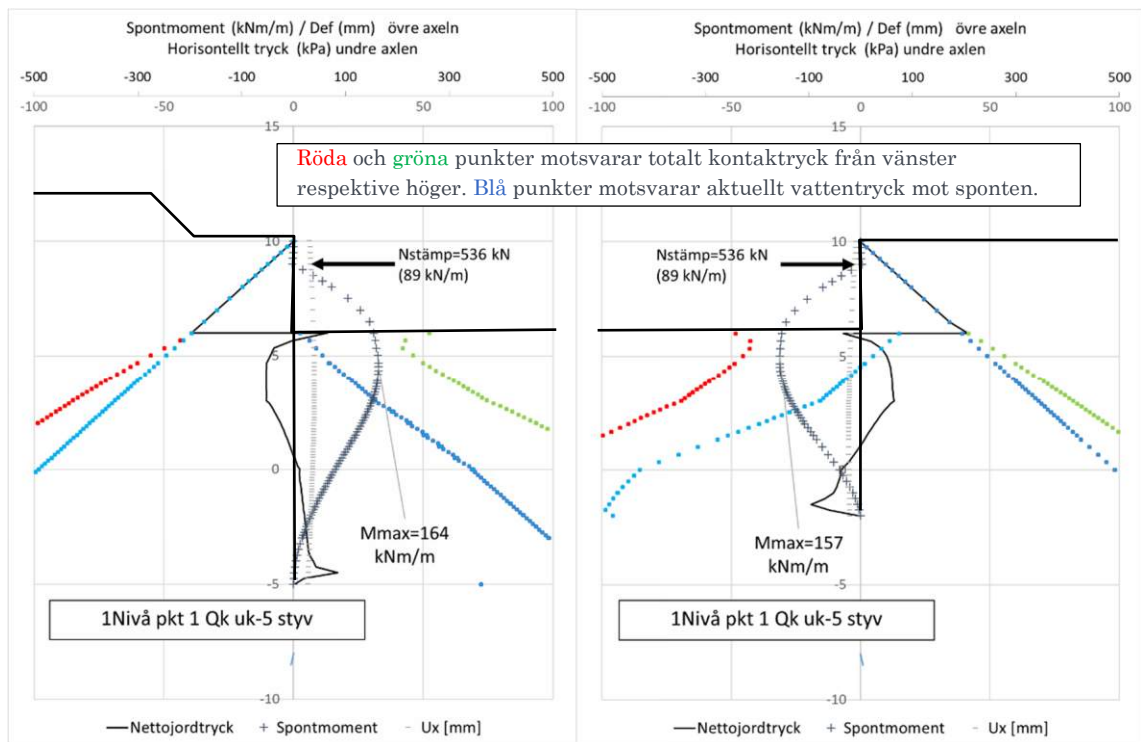
Endast slutskedet för denna analys redovisas och inte konsolskedet. I denna beräkningssekvens, som följer beräkningsgången i [Tabell D 1-1], kommer dock konsolskedet ha betydelse och den djupare underslagningen kommer innebära något annorlunda resultat än vad som redovisats i Avsnittet "Konsolschakt till 2m djup".

Erhållna snittkrafter och kontaktryck mot sponterna redovisas i Figur 34 - Figur 38

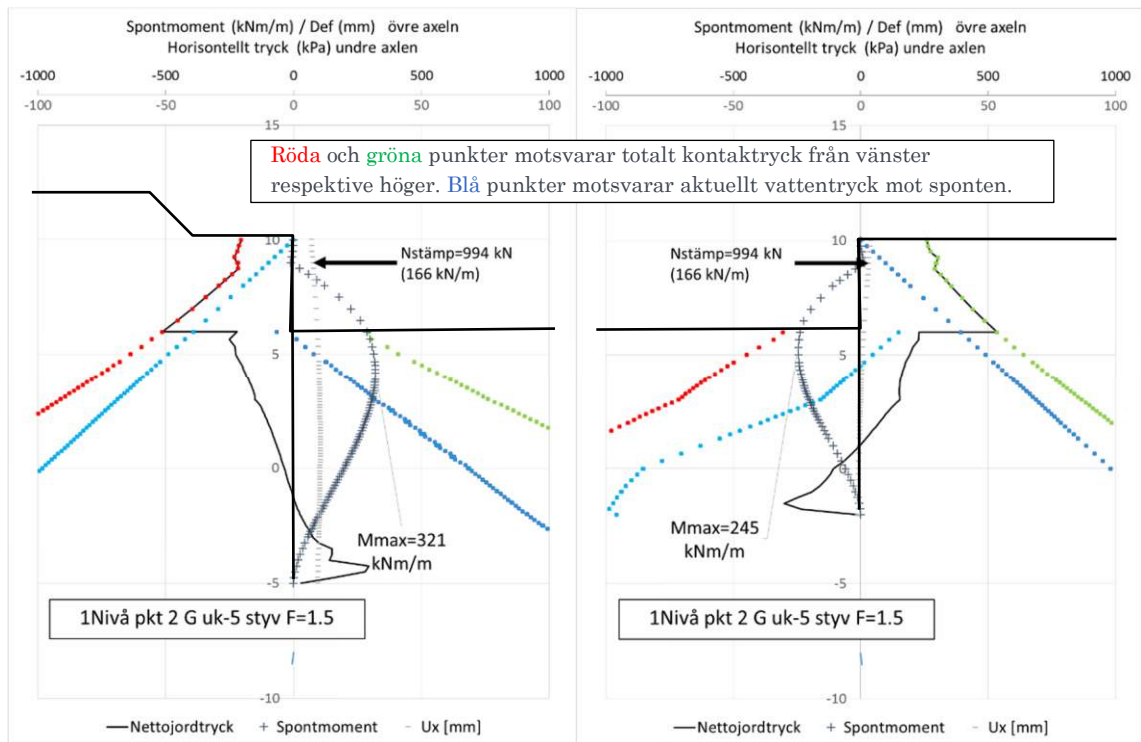




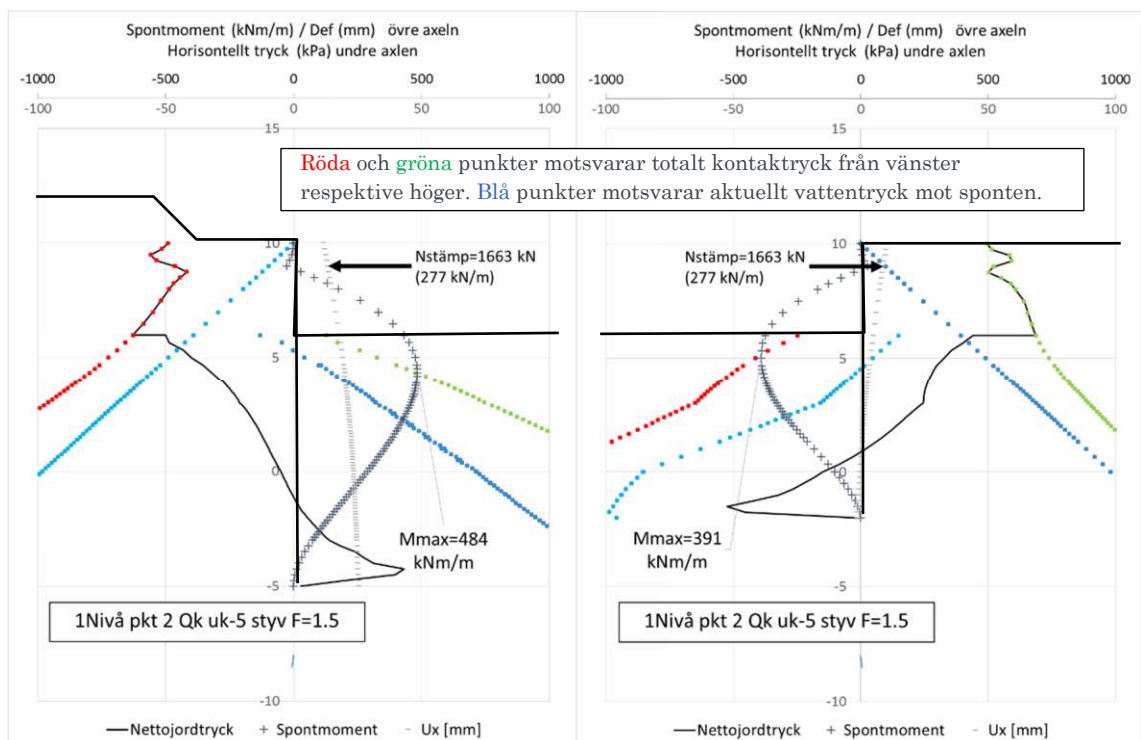
Figur 34: Punkt 1 permanent last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1  
 th. Spont 2



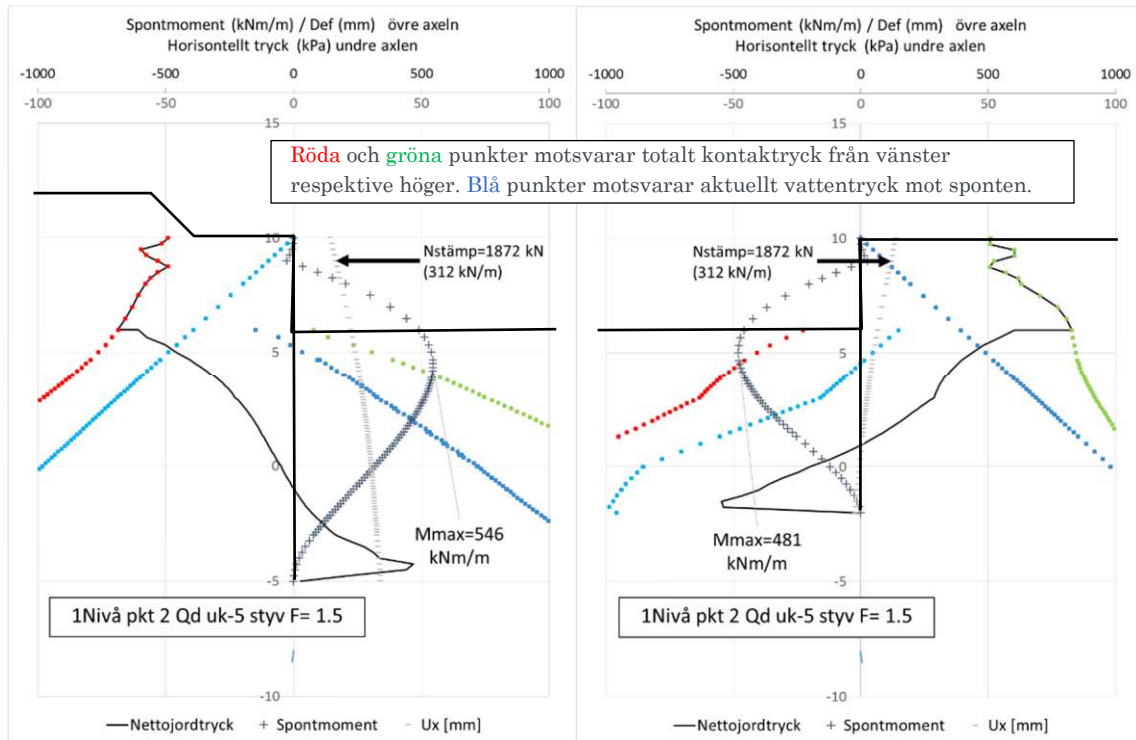
Figur 35: Punkt 1 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1  
 th. Spont 2



Figur 36: Punkt 2 permanent last - lasteffekt och kontaktryck  
tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur 37: Punkt 2 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur 38: Punkt 2 permanent + variabel dimensionerande last - lasteffekt och kontaktryck tv. Spont 1 th. Spont 2

En sammanfattning av erhållna spontpåkänningar redovisas i Tabell 8. Dimensionerande lasteffekt beräknas enligt [Ekv 3-13] för punkt 2. För punkt 1 erhålls dimensionerande lasteffekt enligt [Tabell 3-2], i det här fallet är  $\gamma_{s;d}=1,4$

Tabell 8: Lasteffekt i spontväggarna

| Spont   | Mmax |     | Q   |                                      | Mdim |     | Qhb | Qstämp |
|---|------|-----|-----|--------------------------------------|------|-----|-----|--------|
|   | 1    | 2   |     |                                      | 1    | 2   |     |        |
| Punkt 1 (perm)  | 153  | 147 | 84  | [Tabell 3-2] ger                     |      |     |     |        |
| Punkt 1 (perm+variabel)   | 164  | 159 | 89  |                                      | 208  | 199 | 114 | 122    |
| Punkt 2 (perm)  | 321  | 245 | 166 | [Ekv 3-13 och 3-14] ger              | 529  | 431 | 308 | 308    |
| Punkt 2 (perm+kar variabel)   | 484  | 391 | 277 |                                      |      |     |     |        |
| Punkt 2 (perm+dim variabel)*  | 546  | 481 | 312 | Alternativ (med dim last på en gång) | 546  | 481 | 312 | 312    |
| Msd spont 1=529 kNm/m<br>Msd spont 2=431 kNm/m<br>Qhb=308 kN/m<br>Qstämp=308 kN/m |      |     |     |                                      |      |     |     |        |

\*I det här fallet är det konservativt att ansätta dimensionerande last, vilket härrör från att säkerheten mot GEO endast är uppfyllt med knapp marginal.

### 4.3.2 Översiktlig dimensionering

De valda styva konstruktionselementen suger åt sig mer last än vad ett vekare gör, särskilt duktila element som spont och hammarband. Den styvhet som ansätts fjädrarna mellan spontväggarna bör återspegla samverkan mellan hammarband och stämp, men oftast försummas utböjningen av hammarbandet vid bestämningen av förankringens styvhet i en 2D beräkning. En vekare spontkonstruktion kommer få minskade påkänningar, men samtidigt finns risk att konstruktionen ej längre uppfyller kravet avseende GEO. Här finns en rad olika val. En längre spont kan kanske tillåtas vara vekare. Från Figur 33 går det också att konstatera att längre spont i linje 2 troligen ger en ökad förmåga att ta upp stämpkrafter. Alla dessa varianter redovisas ej här men kontroll av erforderlig spontvägg måste göras.

#### Spont

Erforderlig spontprofil skall ha en böjstyvhet på minst

$$W_{\text{erf}} > M_{\text{sd}} / f_{yk} / \beta_B$$

Med antagandet att U-spont nyttjas gäller att låsglidningsfaktorerna  $\beta_B$  och  $\beta_D$  bedömts till 0,85 resp 0,7 i enlighet med [Tabell 7-5]. I vissa fall kan krävas att en känslighetsanalys med  $\beta_D=1,0$  genomförs då detta ofta innebär att konstruktionselementen suger åt sig lasten på ett annorlunda sätt. Aktuell stålqualität är S355GP,  $f_{yk}=355$  MPa (förutsatt godstjocklek  $\leq 16$ mm)

Spont 1:  $W_{\text{erf}} \geq 529 \cdot 3 / 355 \cdot 6 / 0,85 = 1753 \text{ cm}^3/\text{m} \rightarrow$  AU18 tvärsnittsklass 2

Spont 2:  $W_{\text{erf}} \geq 431 \cdot 3 / 355 \cdot 6 / 0,85 = 1428 \text{ cm}^3/\text{m} \rightarrow$  AU16 tvärsnittsklass 3

*AU18:*

$$M_{\text{pl}} = 1780 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 6 = 632 \text{ kNm/m}$$

$$EA = 210 \cdot 10^9 \cdot 150 \cdot 10^{-4} = 3\,150\,000 \text{ kN}$$

$$EI = 0,7 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 39300 \cdot 10^{-8} = 57771 \text{ kNm}^2$$

*AU16:*

$$M_{\text{pl}} = 1891 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 6 = 671 \text{ kNm/m}$$

$$EA = 210 \cdot 10^9 \cdot 147 \cdot 10^{-4} = 3\,087\,000 \text{ kN}$$

$$EI = 0,7 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 32850 \cdot 10^{-8} = 48290 \text{ kNm}^2$$

#### Stämp

Rörstämp CHS 406,4 (12,5),  $l_c=15$ m,  $N_{\text{max}}$  {med beaktande av punktlast 20kN och egenvikt} ca 2200 kN ger max cc 7m, men väljer cc 6m.

#### Hammarband

HEB500 stål S355:  $M_{\text{Rd}} = 4810 \cdot 10^{-6} \cdot 345 \cdot 6 = 1659 \text{ kNm}$  (godstjocklek 27 mm ger  $f_{yk}=345$  MPa)

$$M_{\text{sd}} = 308 \cdot 6 \cdot 6 / 8 = 1387 \text{ kNm}$$

#### Stämp

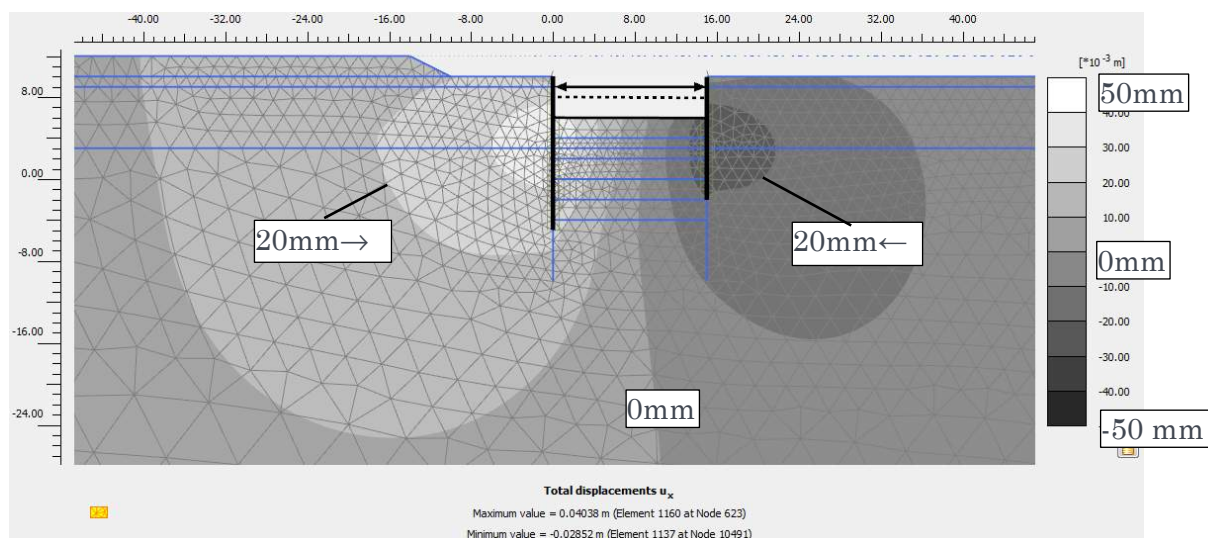
Rör 406,4 (12,5)  $EA = 210 \cdot 10^9 \cdot 196 \cdot 10^{-4} = 4\,116\,000 \text{ kN}$  cc 6m

### 4.3.3 FEA med optimerade av konstruktionselement

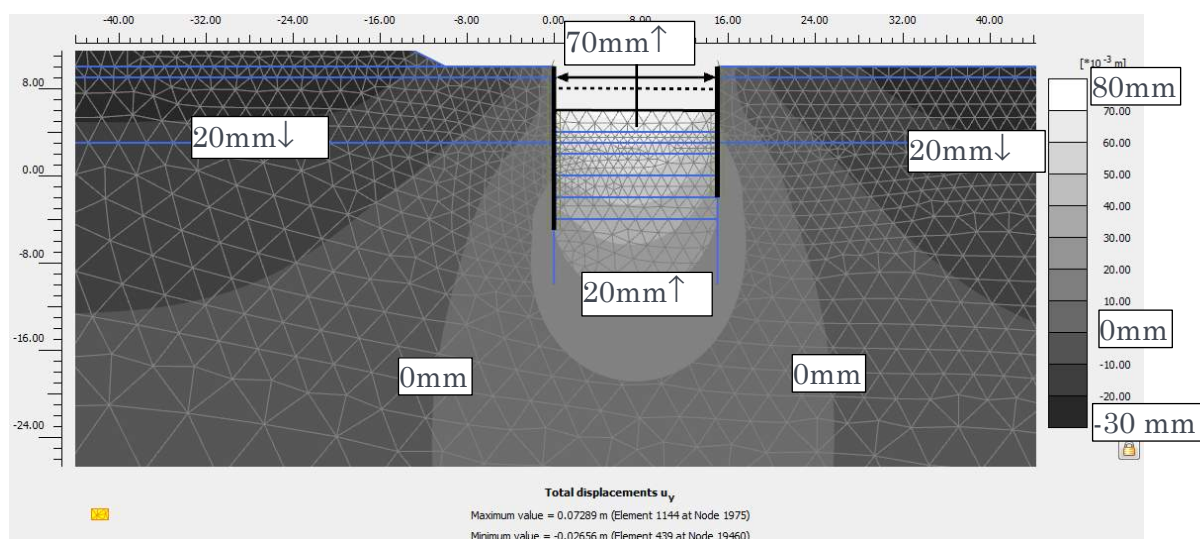
#### Justerad beräkning med valda konstruktionsdelar

Beräkningen kontrolleras på nytt med valda konstruktionsdelar, spont 1 AU18, Spont 2 AU16 och stämp rör 406,4 (12,5) cc 6m.

Förväntad deformationsbild framgår av Figur 39 och Figur 40 men det bör påtalas att vald jordmodell är allt för enkel för att skapa en realistisk bild av deformationerna. Valda egenskaper har dock erfarenhetsmässigt visat sig stämma väl för horisontella deformationer i sponten.



Figur 39: Beräknad horisontell deformation i jordvolymen runt schakten

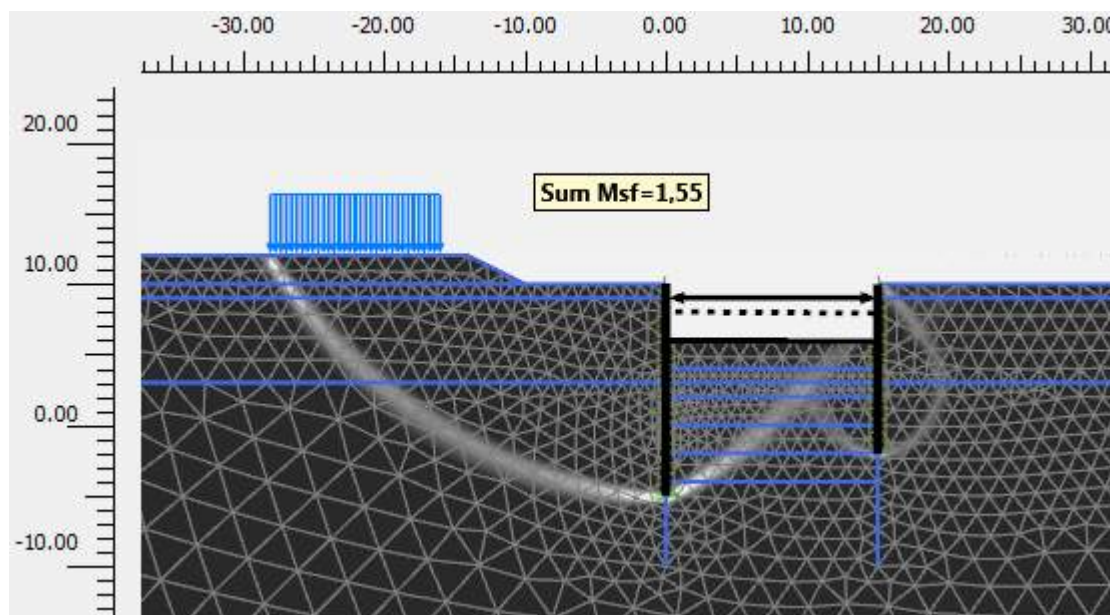


Figur 40: Beräknad vertikal deformation i jordvolymen runt schakten

Den mekanism som utbildas då maximal hållfasthetsreduktion gjorts framgår av Figur 41. Det konstateras att säkerheten är över kravet men att bägge spontväggarna nyttjas



maximalt. Spontlinje 2 utsätts för passivt brott då stämplasten är stor. Den totala hållfasthetsreduktionen är oförändrad, jmf Figur 33, vilket tyder på att valda konstruktionselement ej plasticeras.

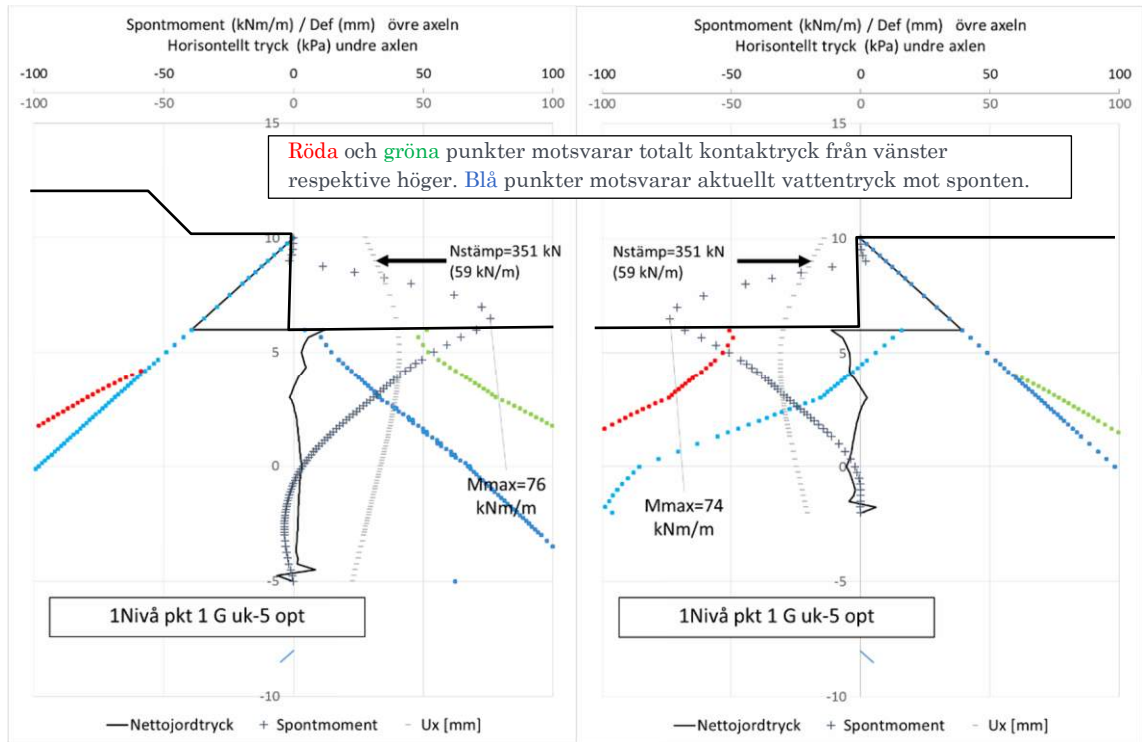


*Figur 41: Geoteknisk brottmekanism med valda konstruktionselement*

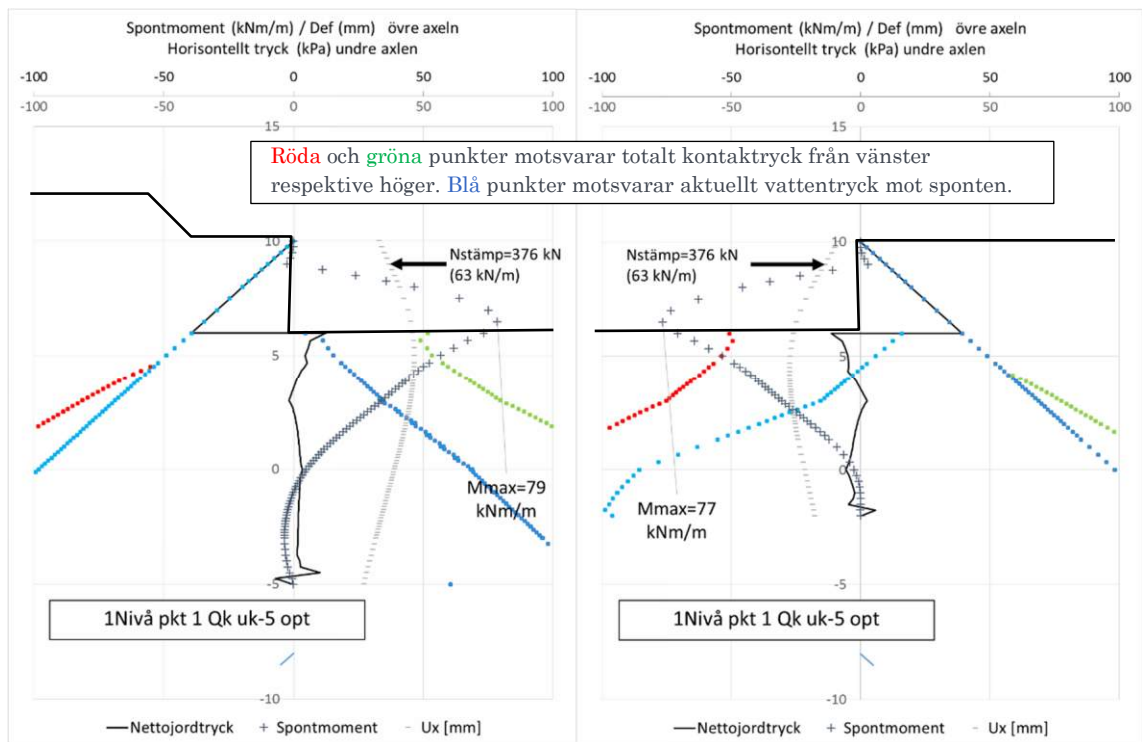
Endast slutskedet för denna analys redovisas och inte konsolskedet. I denna beräkningssekvens som följer beräkningsgången i [Tabell D 1-1] kommer dock konsolskedet ha betydelse och den djupare underslagningen kommer innebära något annorlunda resultat än vad som redovisats i Avsnittet "Konsolschakt till 2m djup".

Erhållna snittkrafter och kontakttryck mot sponterna redovisas för de olika stegen i Figur 42 till Figur 46

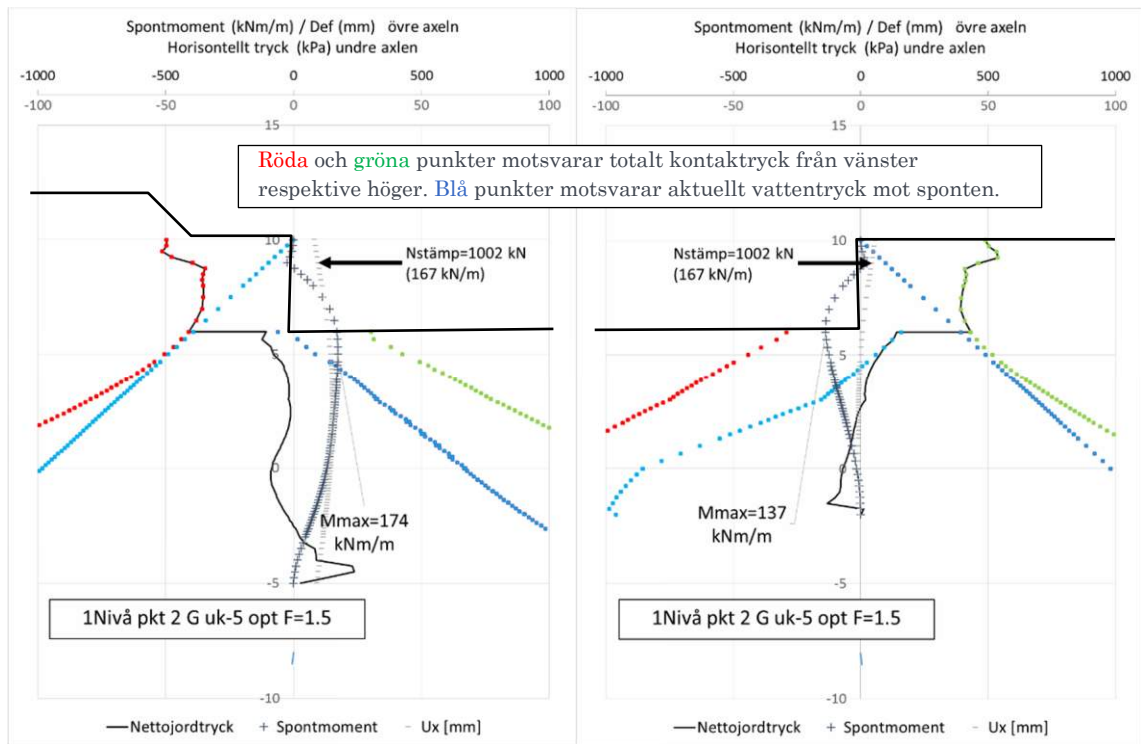




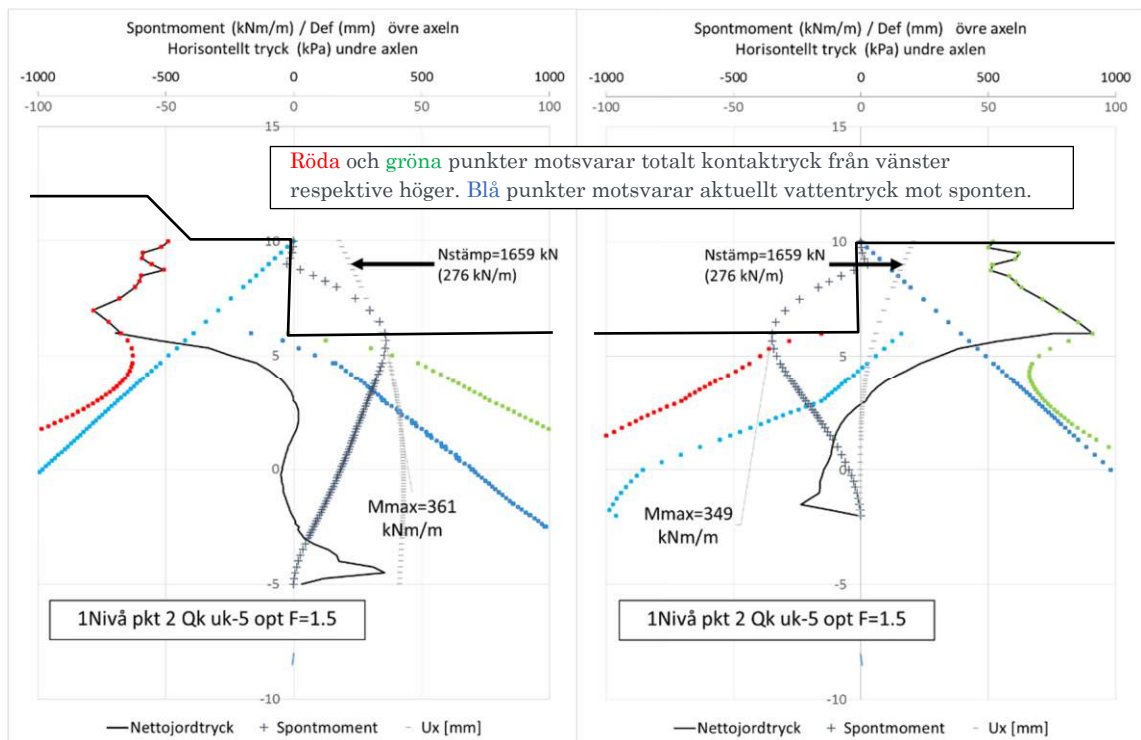
Figur 42: Punkt 1 permanent last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1  
 th. Spont 2



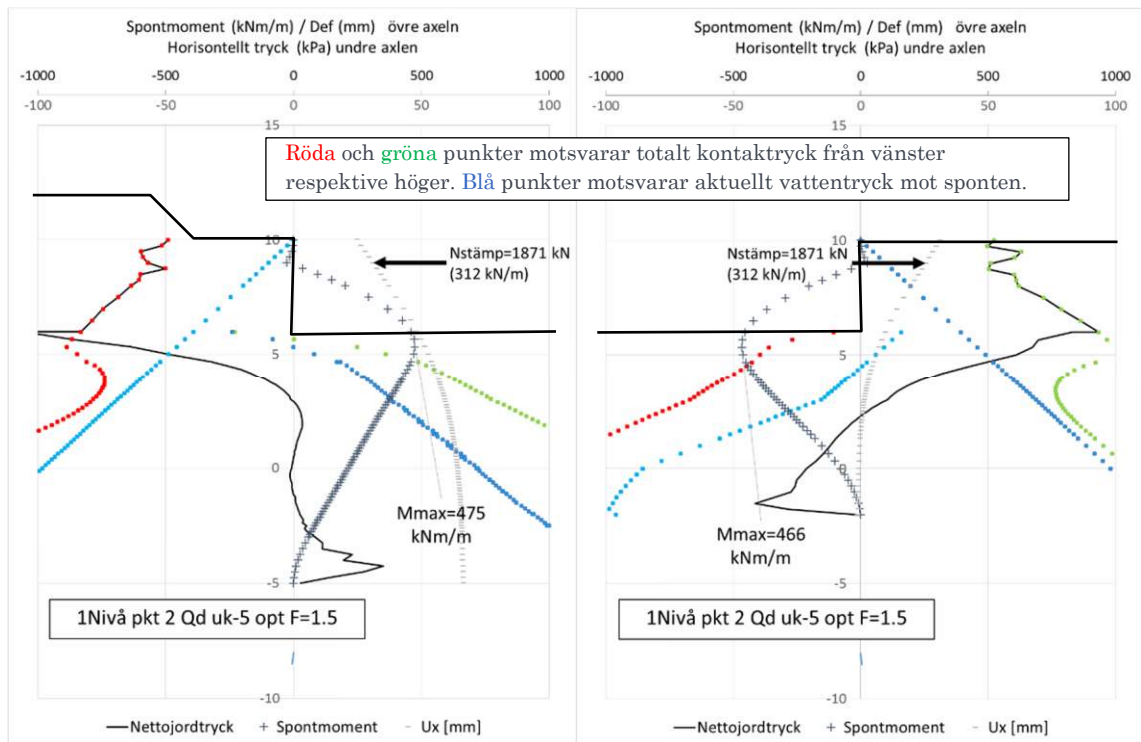
Figur 43: Punkt 1 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1  
 th. Spont 2



Figur 44: Punkt 2 permanent last - lasteffekt och kontaktryck  
tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur 45: Punkt 2 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck  
tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur 46: Punkt 2 permanent + variabel dimensionerande last - lasteffekt och kontaktryck  
 tv. Spont 1 th. Spont 2

En sammanfattning av erhållna spontpåkänningar ges i Tabell 9. Dimensionerande lasteffekt beräknas enligt [Ekv 3-13] för punkt 2. För punkt 1 erhålls dimensionerande lasteffekt enligt [Tabell 3-2], i det här fallet är  $\gamma_s; d=1,4$

Tabell 9: Lasteffekt i spontväggarna

| Spont   | Mmax |     | Q   |   | Mdim |     | Qhb | Qstämp |
|---|------|-----|-----|---|------|-----|-----|--------|
|   | 1    | 2   |     |   | 1    | 2   |     |        |
| Punkt 1 (perm)  | 76   | 74  | 59  | Tabell 3-2<br>ger                             |      |     |     |        |
| Punkt 1<br>(perm+variabel)  | 79   | 77  | 63  |   | 100  | 97  | 80  | 86     |
| Punkt 2 (perm)  | 174  | 137 | 167 | Ekv 3-13<br>och 3-14<br>ger                   | 412  | 406 | 306 | 306    |
| Punkt 2<br>(perm+kar<br>variabel)   | 361  | 349 | 277 |   |      |     |     |        |
| Punkt 2<br>(perm+dim<br>variabel)   | 475  | 466 | 312 | Alternativ<br>(med dim<br>last på en<br>gång) | 475  | 466 | 312 | 312    |
| Msd spont 1=412 kNm/m<br>Msd spont 2=406 kNm/m<br>Qhb=306 kN/m<br>Qstämp=306 kN/m |      |     |     |   |      |     |     |        |

Lasteffekterna i Tabell 9 baseras på att låsglidning faktiskt uppkommer, men det är inte garanterat. Därför bör analysen också utföras med  $\beta_D=1,0$ . Detta redovisas inte i detalj men resultatet framgår av Tabell 10

Tabell 10: Lasteffekt i spontväggarna med  $\beta_D=1,0$

|   | Mmax |     | Q   |   | Mdim |     | Qhb | Qstämp |
|---|------|-----|-----|---|------|-----|-----|--------|
|   | 1    | 2   |     |   | 1    | 2   |     |        |
| Spont   |      |     |     |   |      |     |     |        |
| Punkt 1 (perm)  | 86   | 83  | 63  | Tabell 3-2<br>ger                             |      |     |     |        |
| Punkt 1<br>(perm+variabel)  | 89   | 87  | 67  |   | 114  | 111 | 85  | 91     |
| Punkt 2 (perm)  | 206  | 159 | 167 | Ekv 3-13<br>och 3-14<br>ger                   | 412  | 406 | 306 | 306    |
| Punkt 2<br>(perm+kar<br>variabel)   | 373  | 351 | 277 |   |      |     |     |        |
| Punkt 2<br>(perm+dim<br>variabel)   | 477  | 467 | 312 | Alternativ<br>(med dim<br>last på en<br>gång) | 477  | 467 | 312 | 312    |
| Msd spont 1=419 kNm/m<br>Msd spont 2=403 kNm/m<br>Qhb=306 kN/m<br>Qstämp=306 kN/m |      |     |     |   |      |     |     |        |

#### 4.3.4 Sammanfattning av samverkansanalysen

Den inledande analysen, Avsnitt 4.3.1, visar på att säkerheten map på Geo är uppfylld,  $\Sigma M_{sf} \geq 1,5$ . Därefter reduceras styvheterna och kapaciteterna i de ingående konstruktionselementen, Avsnitt 4.3.3, baserat på erhållna påkänningar.

Tabell 11: Lasteffekt i konstruktionselementen vid optimeringen

|                     | Inledande<br>beräkning,<br>styva element | Spont AU18 resp AU16.<br>Stämp Rör 406,4 (12,5) c/c 6,0m |                  |
|---------------------|--|--|------------------|
|                     |  | Med låsglidning  | Utan låsglidning |
| $\Sigma M_{sf}$     | >1,5                                     | >1,5   | >1,5             |
| Msd spont 1 [kNm/m] | 529                                      | 412  | 419              |
| Msd spont 2 [kNm/m] | 431                                      | 406  | 403              |
| Qhb [kN/m]          | 308                                      | 306  | 306              |
| Qstämp [kNm/m]      | 308                                      | 306  | 306              |

Genom att reducera styvheten i sponten sjunker påkänningarna i sådan omfattning att det skulle varit möjligt att välja AU14 för såväl spont 1 som spont 2. Detta skulle dock påverka samverkan med jorden vilket skulle kunna medföra andra påkänningar, och att beräkningarna måste genomföras på nytt. Vid kontrollen för punkt 2 finns det risk för plasticering i en allt för klen plank (AU14 424 kNm/m). Detta ger upphov till en flytled som riskerar reducera säkerheten avseende GEO. För spröda konstruktionselement som stämp tillåts ej att den plastiska kapaciteten uppnås.

## 4.4 Jämförelse mellan analytisk jämviktsbetraktelse och samverkansanalys

Erhållet dimensionerade moment från den analytiska jämviktsbetraktelsen (AJB) och från FEA redovisas i Tabell 12.

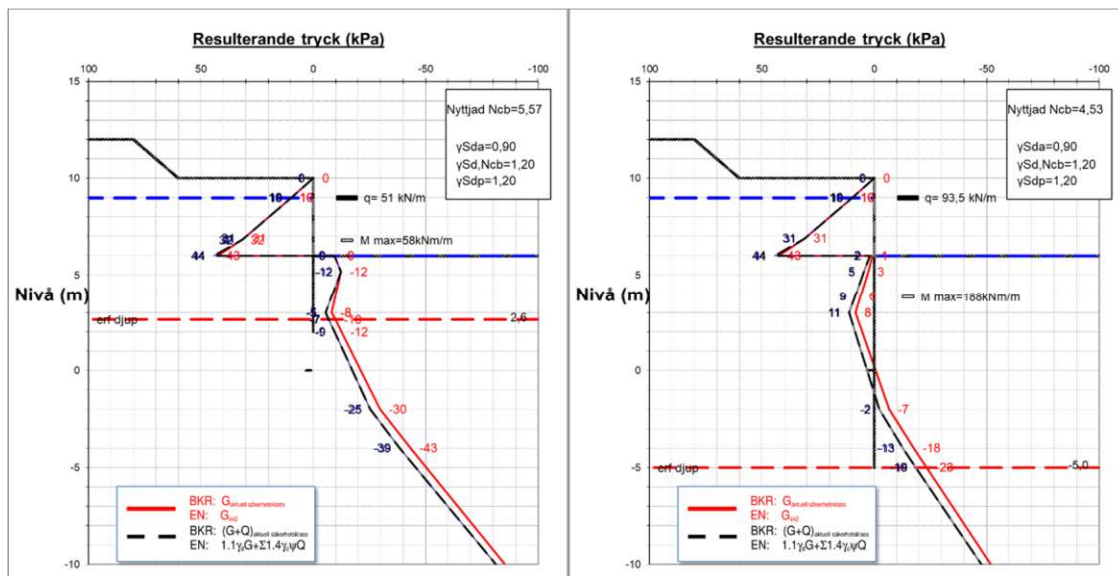
Tabell 12: Sammanställning av erhållna dimensionerande lasteffekter.

|     | Punkt 1 |         |    |       | Punkt 2 |         |     |       |
|-----|---------|---------|----|-------|---------|---------|-----|-------|
|     | Spont 1 | Spont 2 | Hb | Stämp | Spont 1 | Spont 2 | Hb  | Stämp |
| AJB | 64      | 32      | 68 | 73    | 210     | 71      | 101 | 101   |
| FEA | 114     | 111     | 85 | 91    | 419     | 406*    | 434 | 434   |

\* Här erhöles dimensionerande värde från  $\beta_D=0,7$ .

Resultaten är tydliga på det sätt att de analytiska jämviktsbetraktelserna ger avsevärt lägre påkänningar än de mer detaljerade samverkansberäkningarna. I det här exemplet är det påtagligt att dimensionering med endast analytiska jämviktsbetraktelser kan medföra att erforderlig säkerhet ej erhålls.

För punkt 2 ges i [Avsnitt 4.4.1.1.5 och 4.4.1.1.6] att modellfaktorer justeras om övervakning sätts in. Detta reducerar lasteffekterna erhållna från AJB, se [Tabell 4-2 och Tabell 4-3], med ca 10%. Att inte effekten blir större beror på kravet i Avsnitt 4.2.1, att reducera nyttjad hållfasthet så samma erforderliga underslagning krävs, se Figur 47. För samverkansberäkningarna medger en noggrann övervakning att den erforderliga reduktionen kan minskas något.

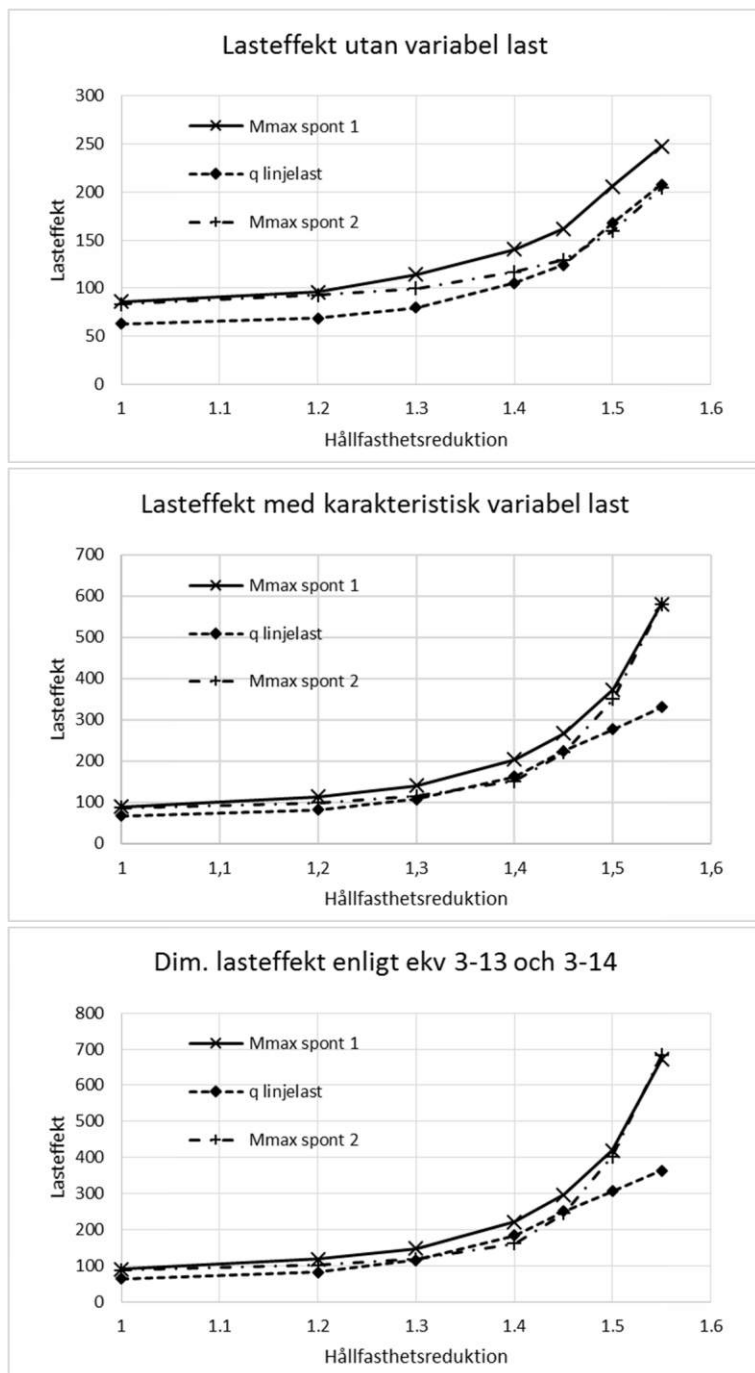


Figur 47: Jämförelse mellan erhållna snittkrafter i punkt 2.

tv: Jordtrycken mot spont 1 med nyttjande av övervakning enligt i [Avsnitt 4.4.1.1.5 och 4.4.1.1.6] utan beaktande av [Avsnitt 4.2.1]

th: Jordtrycken mot spont 1 med nyttjande av övervakning enligt i [Avsnitt 4.4.1.1.5 och 4.4.1.1.6] med beaktande av [Avsnitt 4.2.1]

Utvecklad lasteffekt är olinjär mot den aktuella säkerheten avseende jordbrott, Figur 48. Med vald geometri uppstår en mekanism vid hållfasthetsreduktion 1,55. Med annan geometri med högre säkerhet avseende totalstabilitet, förskjuts den olinjära åt höger. Detta skulle eventuellt resultera i en mer ekonomiskt fördelaktig lösning, med bibehållen säkerhetsnivå.



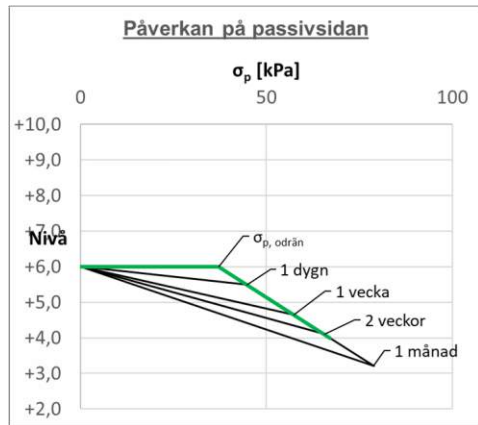
Figur 48: Lasteffekt till följd av hållfasthetsreduktion i leran.  
Obs! olika skalor i diagrammen



## 4.5 Tidsaspekter

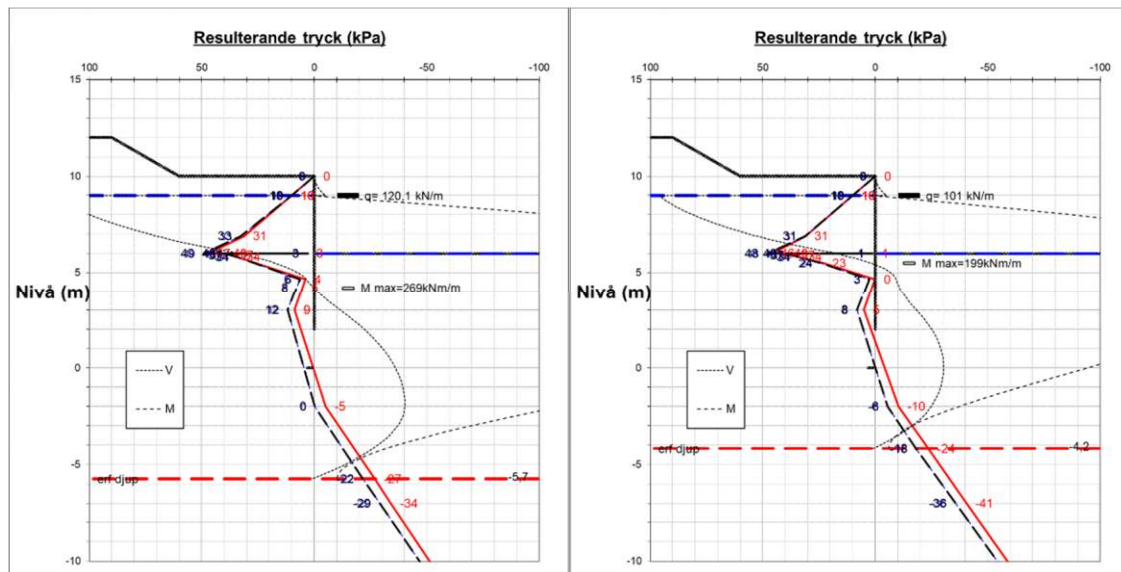
För att beakta tidsaspekter i FEA krävs en kopplad analys och en materialmodell som är anpassad för detta. Men som beskrivits i Avsnitt 3.5 finns en approximativ

Metod beskriven i [Bilaga A 1.4] ger följande reduktion av passivtrycket, se Figur 49.



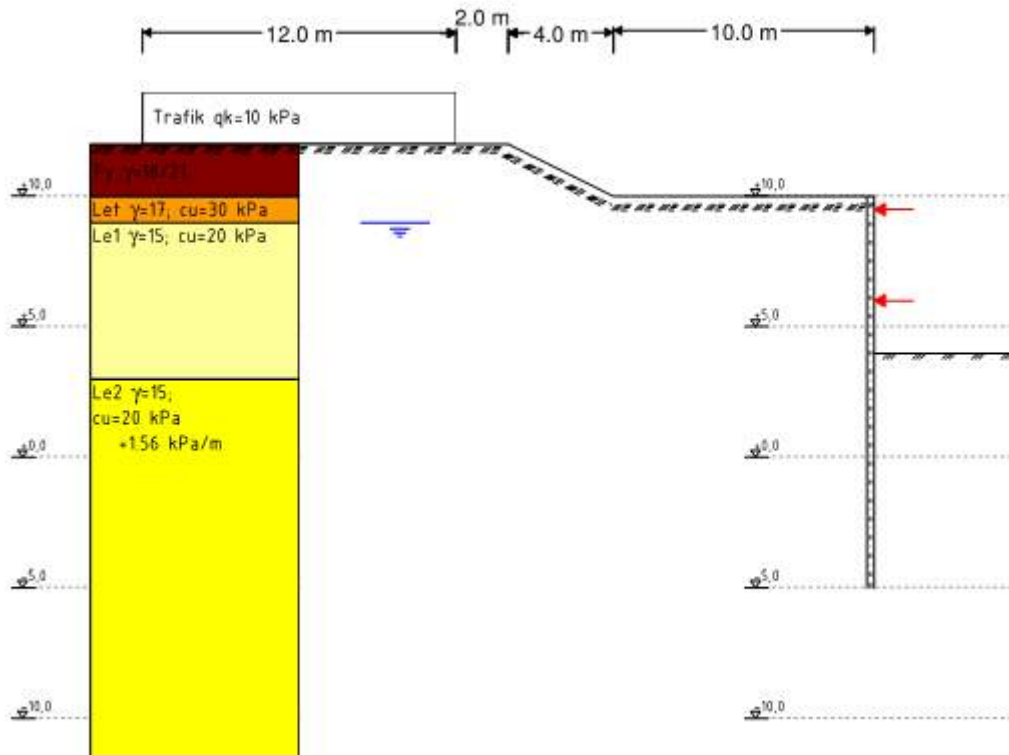
Figur 49: Reduktion av passivtrycket enligt [Bilaga A 1.4] med  $k=5 \cdot 10^{-10}$  m/s och  $M=5000$  kPa. Det odränerade passivtrycket är beräknat enligt [Bilaga A, Ekv A 1-13]

Påverkan på spont 1 efter 1 vecka framgår till vänster i Figur 50. Framförallt ökar lasten i hammarbandet. Alternativ (om hammarbandslasten är den kritiska) konstateras att möjlig säkerhet på jorden nu är begränsat till 1,43.



Figur 50: Konsekvens av 1 v konsolidering.  
till vänster: Jordtrycken mot spont 1 med 1,5 i säkerhet på  $c_u$   
till höger: Jordtrycken mot spont 1 med 1,43 i säkerhet på  $c_u$

## 5 SCHAKT TILL 6M DJUP MED TVÅ STÄMPNIVÅER



### Dimensioneringsgång

| Steg | Aktivitet   |                         |
|------|---|-------------------------|
| 1    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till grundvattenströmning och risk för omgivningspåverkan.   | HYD                     |
| 2    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till totalstabilitet.  | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 3    | Bestäm nedslagningsdjup för att uppnå rotationsstabilitet för jordtrycket mot sponten.  | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 4    | Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till bottenuppträckning för spont med flera hammarbandsnivåer.   | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 5    | För spont med lutande stag: kontrollera nedslagningsdjup för att uppnå vertikalstabilitet.  | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 6    | Välj det största nedslagningsdjupet enligt steg 1 – 5 för den fortsatta dimensioneringen.   | GEO, Pkt 2, ULS         |
| 7    | Beräkna snittkrafterna i bruksstadiet (SLS) för det valda nedslagningsdjupet. Välj konstruktion, förspänningskraft etc. så att deformationskraven vid bruksgränstillståndet (SLS) uppfylls. | STR, Pkt 1, SLS         |
| 8    | Bestäm modellfaktorn med hänsyn till säkerhetsklass, undersökningens kvalitet och typ av konstruktion   | STR, Pkt 1, ULS         |
| 9    | Beräkna dimensionerande snittkrafter i brottgräns (STR) genom att multiplicera beräknade snittkrafter med modellfaktorn   | STR, Pkt 1, ULS         |
| 10   | Dimensionera konstruktionsdetaljerna i brottgränstillståndet (STR) och för olyckslastfall (ankarbortfall vid förankrade sponter och stötlast på stämp vid strävade konstruktioner)          | STR, Pkt 1, ULS och ALS |
| 11   | Kontrollera att den valda konstruktionen klarar de snittkrafter som uppkommer i brottgränstillståndet (GEO): Rotationsstabilitet,   | STR, Pkt 2, ULS         |

|    |   |                     |
|----|---|---------------------|
|    | totalstabilitet och vid bottenuppträckning för spont med flera hammarband.  |                     |
| 12 | Vid behov justeras konstruktionen för att klara snittkrafterna som uppkommer i brottgränstillståndet (GEO).   | STR+GEO, Pkt 2, ULS |
| 13 | Är deformationerna vid SLS styrande beräkna deformationerna med den justerade konstruktionen i Bruksstadiet (SLS). Justeras förspänningen krävs översyn av steg 7-10. | Pkt 1, SLS          |

## 5.1 Analytiska jämviktsberäkningar

### Steg 1 – Erforderlig spontlängd map vatten och omgivningspåverkan

Inga problem är identifierade map grundvatten. Viss omgivningspåverkan förväntas.

Exempel på empiriska samband ges i Avsnitt 5. Den mest kända (Peck, 1969) säger dock inget om erforderlig underslagning, men en längre och styvare spont förväntas dock minska deformationerna. Med antagandet att spont erfordras till nivå spont till nivå-10 ger en medelhållfasthet under schaktbotten på ca 29 kPa. Utifrån säkerhetsklass 3 och en antagen omräkningsfaktor,  $\eta$ , på 1,1 erhålls.

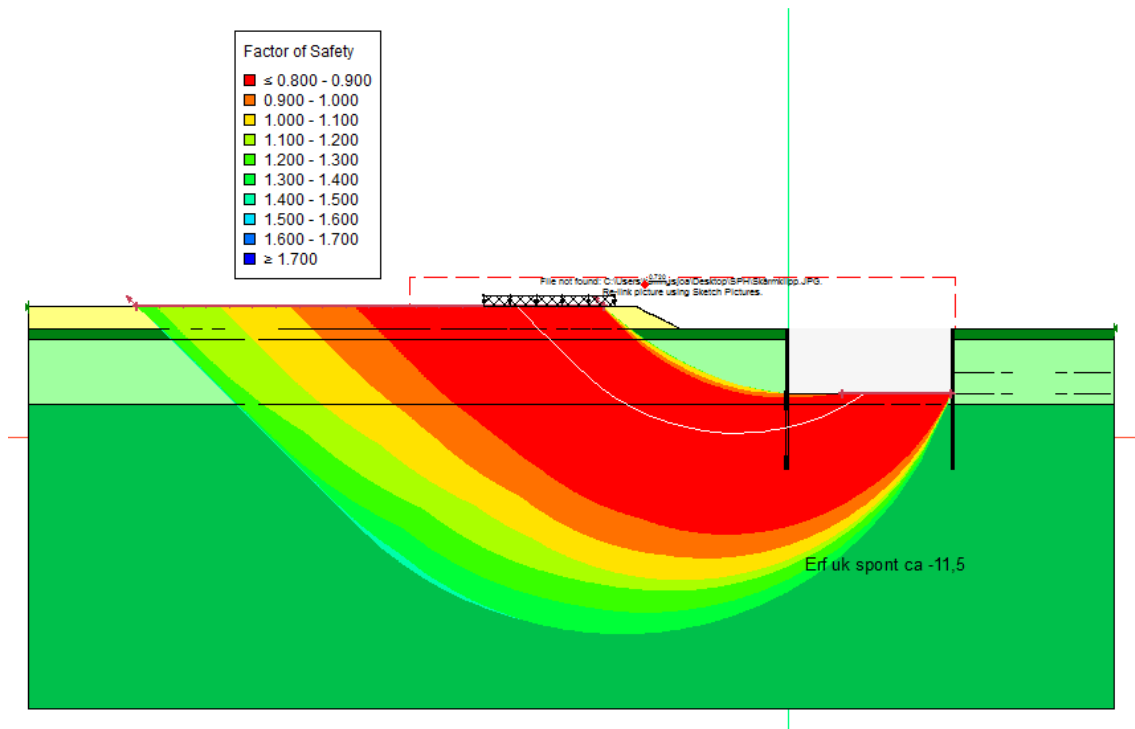
$$\gamma_d \cdot \frac{1,1 \cdot (17 + 5 \cdot 15)}{29/1,5 \cdot 1,1} = 4,8 \leq N_b \leq \gamma_d \cdot \frac{1,4 \cdot 10 + 1,1 \cdot (2 \cdot 18 + 17 + 5 \cdot 15)}{29/1,5 \cdot 1,1} = 7,3$$

Bärighetsfaktor,  $N_{cb}$  högre än 4,8 bör vara möjligt åstadkomma för spont 2, men det är mer tveksamt huruvida det går att åstadkomma  $N_{cb}$  uppåt 7,3 för spont 1. Baserat på detta resonemang förväntas en marksättning på ca 12 cm bakom spont 1 och ca 6 cm bakom spont 2.

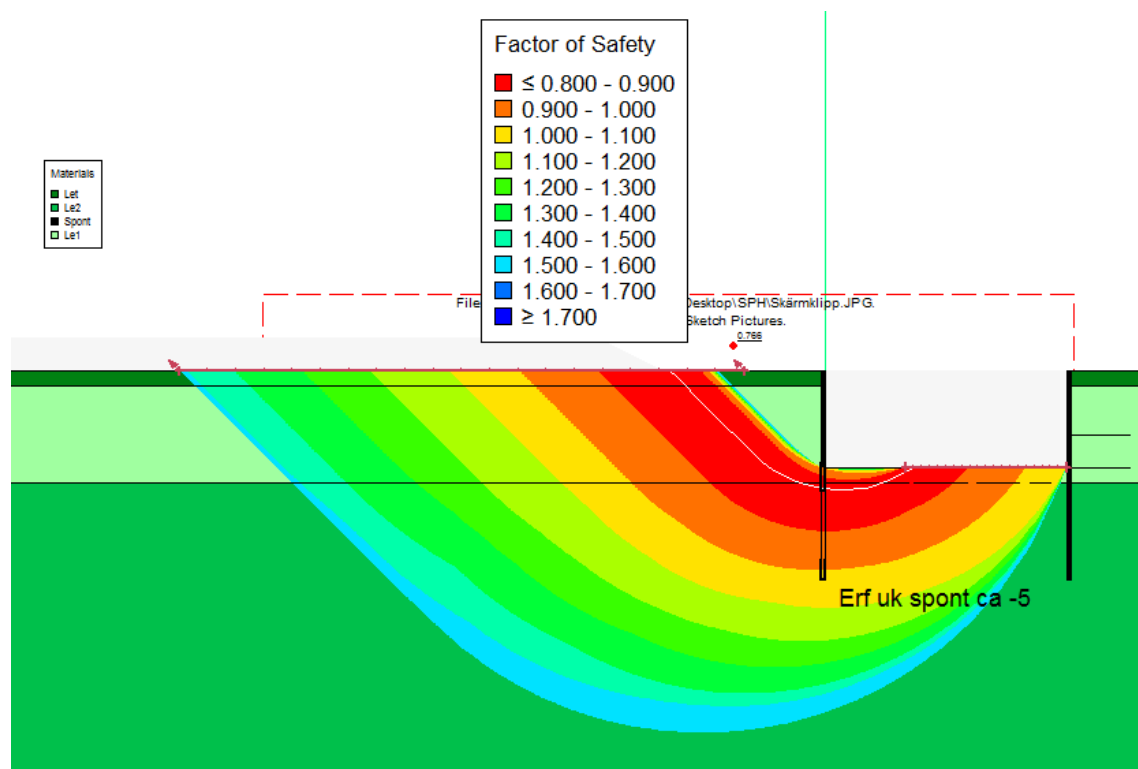
### Steg 2 – Totalstabilitet

Totalstabilitet för spont 1.

Totalstabiliteten är kontrollerad i enlighet med [Avsnitt 4.2.1]. Resultatet redovisas i Figur 51. Hållfastheten har justerats med beaktande av  $\eta=1,1$ . Säkerhetsklass 3 ger att  $F_{EN}>1,1$  erfordras. Totalstabiliteten kräver en underslagning till nivå ca -11,5.



Figur 51: Spont 1, erhållen säkerhet för olika glidytor. Kravet är  $F_{EN} \geq 1,10$   
 Motsvarande för spont 2 redovisas i Figur 52.

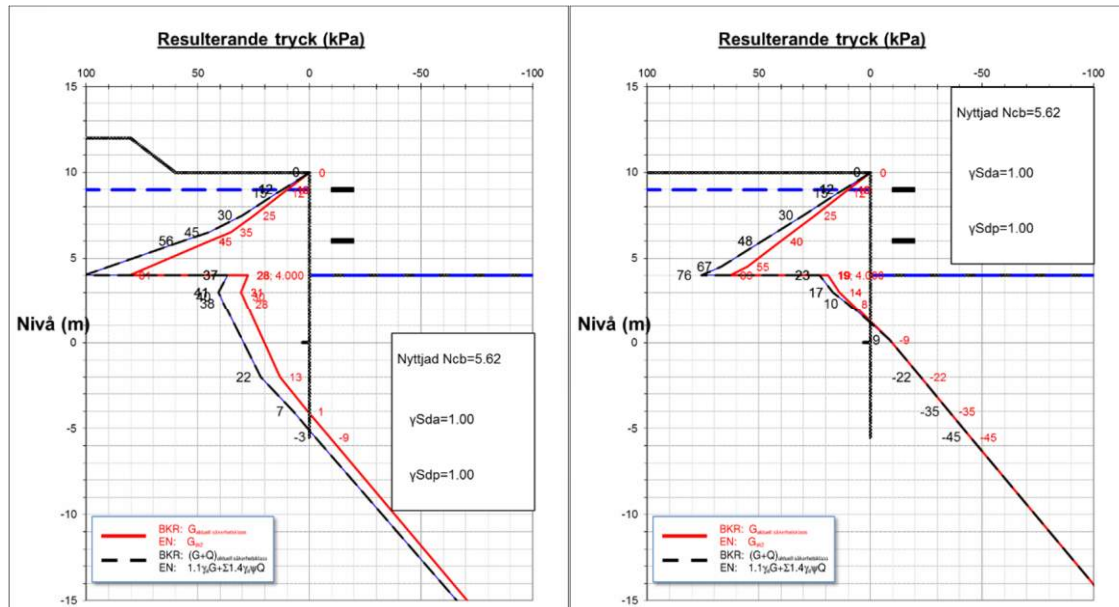


Figur 52: Spont 2, erhållen säkerhet för olika glidytor. Kravet är  $F_{EN} \geq 1,10$

### Steg 3 – Rotationsstabilitet

Beräkningen utgår från en horisontell markyta på nivå +10,0. Fyllningen klassas som en permanent överlast och trafiken som en variabel. Beräkningen görs för punkt 2 varför ingen lastspridning tillåts från den kritiska brottmekanismen till omgivande jord. Den metod som bäst beskriver detta visas i [Figur A 3-4]. Indata och karakteristiska lasteffekter ges för dessa laster i Figur 4.

Som förutsättning för denna schakt i säkerhetsklass 3 värderas modellfaktorerna  $\gamma_{S,d,a}$  och  $\gamma_{R,d,p}$  enligt [Tabell 4-2 respektive Tabell 4-3] till 1,0.



Figur 53: Erhållet jordtryck i punkt 2 med tillhörande maximala moment och erforderlig underslagning. Utan beaktande av övervakning med hjälp av modellfaktorer.  
tv: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)  
th: Jordtrycken mot spont 2.

För spont 1 konstateras att sprickvattnet styr ned till nivå +6,5. Motsvarande nivåer är för spont 2 +4,5 och +0,2 då olika vidhäftning tillgodoräknas på aktivsidan. Råheten är noll över schaktbotten och 1 under schaktbotten, Nyttjat  $N_{cb}$  baseras på [Figur 4-7]. Röda linjer i Figur 53 motsvarar permanenta tryck i säkerhetsklass 2. Streckad svart linje beaktar dels inverkan av säkerhetsklassen på det permanenta pådrivande nettojordtrycket och effekten av dimensionerande variabel överlast.

Att välja spontlängd vid en flerbandsspont är inte självklart då den konceptuella modellen ger att sponten är statistiskt obestämmd. Men några tumregler:

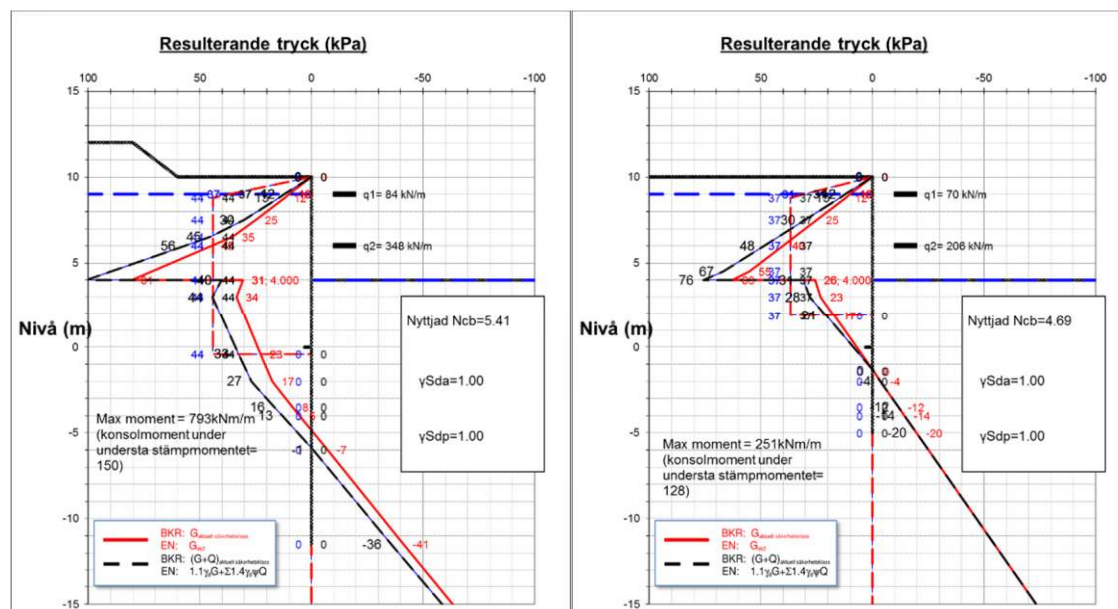
- sponten skall installeras till minst det djup som erhållits i *steg 2*. Detta ger -11,5 för spont 1 respektive -5 för spont 2.
- Sponten skall installeras till minst den nivå där nettojordtrycket blir passivt, ca -5 för spont 1 i Figur 53

*Detta kommer resultera i ett stort konsolmoment runt den undre stämpnivån i det här fallet runt 1000 kNm/m. Ökas underslagningen något erhålls ett tillräckligt*

upplag under nedersta stämpnivån, detta upplag skulle kraftigt reducera detta konsolmoment. Den omfördelningsprincip som beskrivs i [Avsnitt 4.5.1.4.1] och [Figur 4-16] ger att det är lönsamt att driva sponten till ett djup som motsvaras av det idealiserade fallet i [Figur 4-16 d]. I detta fall motsvaras det för spont 1 av nivån ca -10 med en D-punkt på ca nivå ±0.

För spont 1 väljs en underslagning till -11,5 baserat på totalstabilitetsanalysen. Motsvarande nivå för spont 2 väljs till -5,0.

Baserat på principen beskriven i [Avsnitt 4.2.1] nyttjas ett Ncb-värde justerat så att rotationsjämvikt erhålls runt nedre stämpnivån. Stämpnivå 1 har förutsatts ej kunna ta drag. Detta i kombination med antagandet att aktivt jordtryck råder ovan nivå +6 ger möjligt inspänningsmoment på ca 150 kNm/m för spont 1 respektive 128 kNm/m för spont 2<sup>2</sup>. I Figur 54 redovisas detta jordtryck i kombination med en omfördelning enligt principen för omfördelning [Avsnitt 4.5.1.3.3].



Figur 54: Erhållet kontakttryck i punkt 2 med tillhörande påkänningar efter justering så momentjämvikt erhålls runt nedre stämpnivån. OBS! Stämpnivå 2 är belägen ovanför tyngdpunkten på det omfördelade jordtrycket, varför all last antas hamna i nivå 2.

tv: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)

th: Jordtrycken mot spont 2.

### Hammarbandsreaktioner

Hammarbandsreaktionerna bestäms enligt [Avsnitt 4.5.1.4.3]. Omfördelningen sker enligt [Figur 4-17] vilket för spont 1 ned till nivå -0,4 respektive -0,1 för att erhålla horisontell jämvikt under omfördelningspunkten, se Figur 54. Omfördelningsprincipen ger hammarbandsreaktionerna enligt

<sup>2</sup> Spont 1: Moment runt nivå +6,0 ca  $56 \cdot 4 \cdot 4/6 = 150$  kNm/m.

Spont 2: Moment runt nivå +6,0 ca  $48 \cdot 4 \cdot 4/6 = 128$  kNm/m



Tabell 13. För att lastfördelningen mellan hammarbandsnivåerna skall vara relevant krävs att tyngdpunkten på det omfördelade jordtrycket ligger mellan hammarbandsnivåerna. Detta är inte fallet för varken spont 1 eller 2 vilket ger att all last kan förväntas hamna i nivå 2.

Tabell 13: Hammarbandsreaktionerna bestäms enligt [Avsnitt 4.5.1.4.3]

| q <sub>HB</sub> | Spont 1      |                       | Spont 2      |                       |
|-----------------|--------------|-----------------------|--------------|-----------------------|
|                 | [Figur 4-17] | Justerad omfördelning | [Figur 4-17] | Justerad omfördelning |
| +9              | 84           | 0                     | 70           | 0                     |
| +6              | 348          | 432                   | 206          | 276                   |

#### Moment i spontvägg

Momenten beräknas enligt [Avsnitt 4.5.1.4.4]. I det här fallet erhålls dimensionerande moment enligt [Ekv 4-29]. Spont 1 skulle kunna kortas ca 4 meter innan konsolmomentet enligt [Ekv 4-31] blir samma som momentet enligt [Ekv 4-30], men detta skulle ske på bekostnad av ökad stämpreaktion på den nedre nivån och att kravet avseende totalstabilitet ej var uppfyllt utan vidare analyser med beaktande av hammarbandslaster.

#### Kommentar med avseende på jämvikten mellan spont 1 och 2

Som tidigare kommenterats för enbandssponten måste även här spont 2 vara kapabel att ta emot lasten från spont 1. Ett enkelt sätt är att ansätta  $\sigma_{i,spont 2} = \frac{P_{A,d\ spont 1}}{0,9 \cdot H_{spont 2} + d_{spont 2}}$  samt att säkerställa att det passiva tillgängliga jordtrycket ej överskrids. Även i detta fall är det viktigt att säkerställa att det omfördelade jordtrycket har en tyngdpunkt mellan stämpnivåerna.

#### Steg 4 – Bottenuptryckning

Kontroll avseende bottenuptryckning utförs i enlighet med [Avsnitt 4.3.1]. Denna mekanism gäller för sponter styva sponter som stämpats på flera nivåer. Primärt görs kontrollen för brottmekanismen under spontfot men även glidytor som involverar sponten, se [Avsnitt 4.3 Figur 4-6], skall kontrolleras.

Kontroll under spontfot baserad på en antagen underslagning till nivå -10.

Kontroll görs för olika antagna bredder för att hitta den kritiska mekanismen. Den pådrivande lasten väljs som ett medelvärde inom den kritiska bredden.

Antagen glidyta A, se Figur 55.

Bärighetsfaktorn,  $N_{cb}$ , väljs från [Figur 4-7]. Vid denna kontroll jämförs aktuellt stabilitetstal,  $N_b$ , med aktuellt  $N_{cb}$ . Säkerhetsklassen kommer in genom faktorn 1,1 på  $N_b$  och modellfaktorn  $\gamma_{R,d,p}$  skulle med övervakning kunna nyttjas för att höja  $N_{cb}$ . Detta har dock inte nyttjats nedan.

$$N_{cb2d}=\{(H+D)/B=2,35; B/L=0\}=ca\ 6,9$$

$$\Delta\sigma_v=17+5 \cdot 15=92$$

$$\sigma_{u\ medel}\ (\text{konservativt valt till nivå } -12,0)=31,8$$

$$N_b=1,1 \cdot 92/31,8=3,2 \ll N_{cb}\ \text{OK!}$$

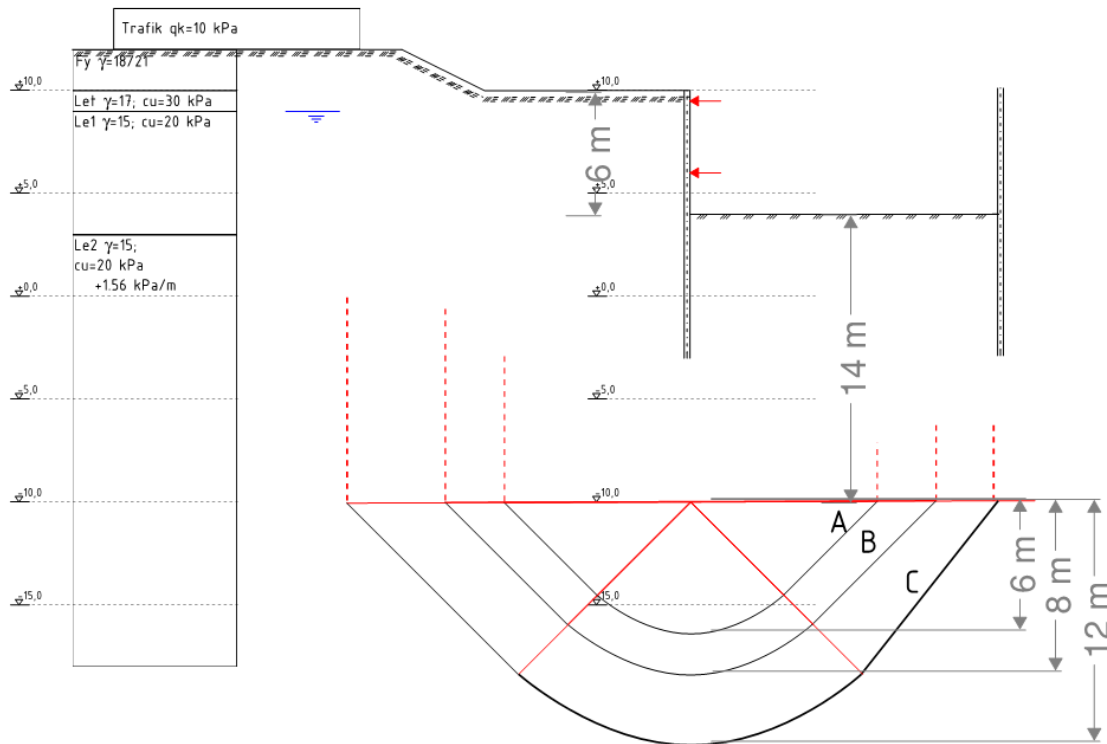
Antagen glidyta C, se Figur 55

$$N_{cb2d}=\{(H+D)/B=1,33; B/L=0\}=ca\ 6,6$$

$$\Delta\sigma_v=17+5 \cdot 15+2 \cdot 18+20 \times 0,91 \times 1,4=153\ (\text{konservativt betraktande av trafik samt fyllning})$$

$$\sigma_{u\ medel}\ (\text{konservativt valt till nivå } -15,0)=35,3$$

$$N_b=1,1 \cdot 153/35,3=4,8 < N_{cb}$$



Figur 55: Möjliga glidytor under sponten

Kontroll av möjliga brott genom sponten, se Figur 56, utförs med ledning av [Avsnitt 4.3.1 och Ekv 4-5].

Antagen glidyta A se Figur 56

Beaktas delvis genom jordtrycksberäkningen. Effekten av fyllningen och trafiken är relativt liten i jordtrycksberäkningen pga vald lastspridning.

Bottenuppretryckningsmekanismen får endast marginell påverkan av fyllningen och trafiken

Antagen glidyta B se Figur 56

Samma som för glidyta A.

Antagen glidyta C se Figur 56

$N_{cb,2d} = \{(H+D)/B=0.4; B/L=0\} = \text{ca } 5.8$  skall enligt [Ekv 4-5] reduceras med faktorn 0,94 och justeras med  $\gamma_{R,d,p}$ . Utan att tillgodoräkna modellfaktorns nyttoeffekt på grund av övervakning erhålls

$$N_{cb, \text{justerad}} = 5,8 \cdot 0,94 = 5,45$$

$$\Delta\sigma_v = 92 + (18 \cdot 9,4 + 0,6 \cdot 1,4 \cdot 0,91 \cdot 10) / 17 = 102,4 \text{ kPa i medel}$$

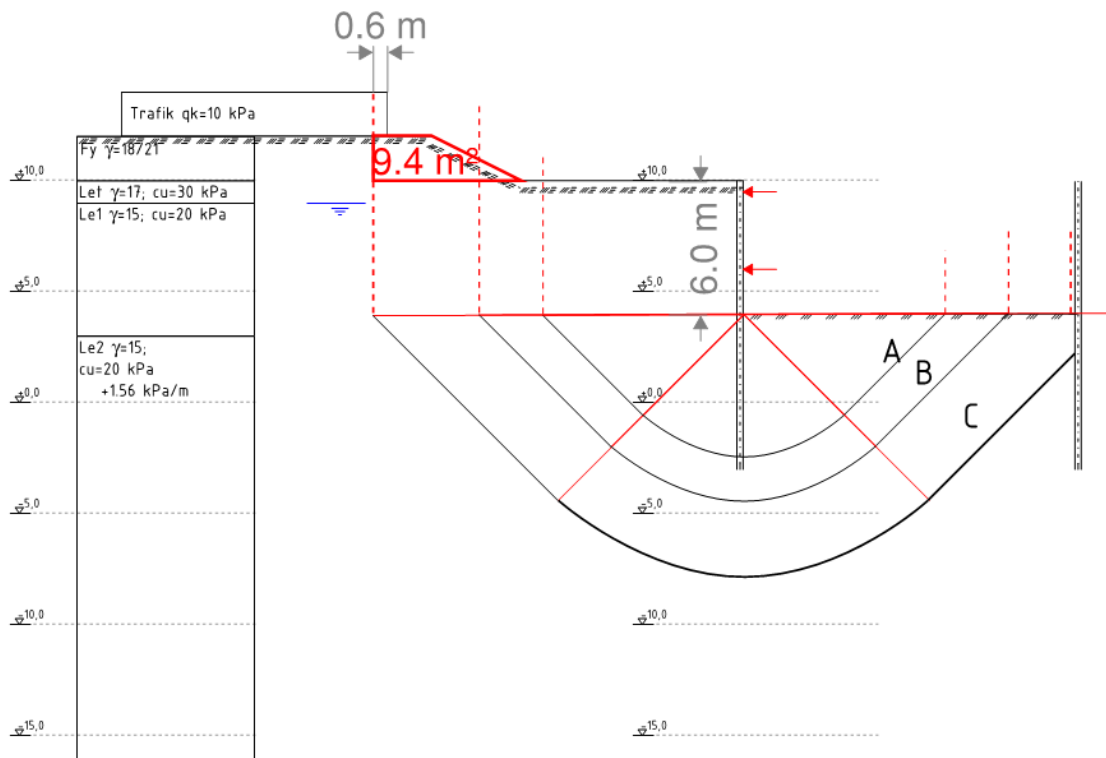
$$c_{udb} \text{ medel (bågens tyngdpunkt ca } -2,0) = 20,4$$

$$N_b = 1,1 \cdot 102 / 20,4 = 5,5 > N_{cb, \text{justerad}}$$

Sponten skulle kunna nyttjas för att höja  $N_{cb}$ . Utifrån [Ekv 4-5] erhålls

$$\Delta N_{cb} = \rho_{My} \cdot (z_T / z_{cr}) / c_{udb}$$

För att uppfylla kravet krävs  $\Delta N_{cb} = 0,05 \rightarrow \rho_{My} = 1,17 \rightarrow My = 694 \text{ kNm/m}$



Figur 56: Möjliga glidytor genom sponten

### Steg 5 – Vertikalstabilitet

Vertikalstabiliteten skall kontrolleras enligt [Avsnitt 4.6]. I steg 3 nyttjas vidhäftning under schaktbotten,  $r > 0$  på så väl aktiv som passivsidan, vilket innebär att påhängslasterna från aktivsidan bärs av de uppåtriktade krafterna på passivsidan.

Utifrån genomförda analyser i Steg 3 konstateras att den nedåtriktade kraften endast utgörs av spontväggens egenvikt som skall bäras av vidhäftningen under konstaterat erforderligt djup i Steg 3.

Den extra underslagning som krävs beror på vilken vidhäftning som kan tillgodoräknas mot spontan.

Med antagandet att spontan väger  $147 \text{ kg/m}^2$  och  $r \approx 0,67$  erhålls. Hammarband och stämp väger  $2 \times 117 \text{ kg/m}$  respektive  $112 \cdot 15/2/6 + 122 \cdot 15/2/3 = 345 \text{ kg/m}$

Spont 1

$$\uparrow: \Delta z \cdot 0,67 \cdot 43 / (1,5/1,1) \cdot 2 - 1,1 \cdot ((21,5 + \Delta z) \cdot 110 + 234 + 345) \cdot 9,82 / 1000 \geq 0 \rightarrow \Delta z \geq 1,0 \text{ m}$$

Spont 2

$$\uparrow: \Delta z \cdot 0,67 \cdot 33 / (1,5/1,1) \cdot 2 - 1,1 \cdot ((15 + \Delta z) \cdot 110 + 234 + 345) \cdot 9,82 / 1000 \geq 0 \rightarrow \Delta z \geq 1,0 \text{ m}$$

### Steg 6

Erforderlig nedslagning map GEO i punkt 2 och konstaterade påkänningar, STR, i punkt 2 från de analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas i Tabell 14.

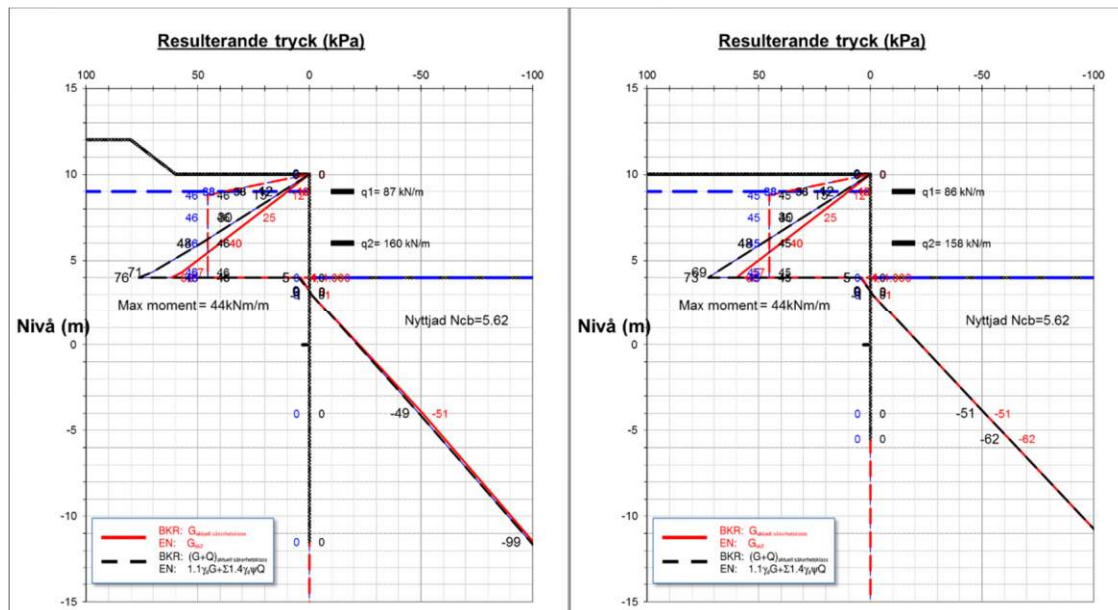
*Tabell 14: Erforderlig nedslagning map GEO i punkt 2 och konstaterade påkänningar, STR, i punkt 2 från AJB*

|                                  | Spont 1       | Spont 2       |
|----------------------------------|---------------|---------------|
| Totalstabilitet                  |               |               |
| Erf underslagning                | -12,5         | -6            |
| Analytisk Jämviktsbetraktelse    |               |               |
| Erf underslagning                | -11,5         | -5            |
| $M_{\max \text{ pkt 2}}$ (kNm/m) | 793           | 251           |
| $q_{+9}$ (kN/m)                  | 84            | 70            |
| $q_{+6}$ (kN/m)                  | 348 (+84=432) | 206 (+70=276) |

### Steg 7 – Bestämning av snittkrafter i punkt 1 (brottgräns normala deformationer)

Bedömda påkänningar i punkt 1.

De horisontella lasteffekterna mot spont 1 på grund av dessa överlaster framgår av Figur 6. Jordtrycksfördelningen och tillhörande lasteffekter framgår av Figur 57. Jordtrycken beräknas på samma sätt som tidigare med resultatet att effekten av vattenspalten dominerar på aktivsidan. Aktuell omfördelningspunkt och beräkning av påkänningar i spontan, väljs enligt [Avsnitt 6.1.4 och Avsnitt 6.1.5]. Att det är vattenspalten som avgör aktivtrycket för bägge sponterna ned till schaktbotten leder till att stämpkrafterna blir i balans mellan spont 1 och spont 2 i det här fallet.



Figur 57: Erhållet jordtryck i punkt 1 med tillhörande maximala moment.  
 tv: Jordtrycken mot spont 1      th: Jordtrycken mot spont 2.

### Steg 8 och 9 – Krav på säkerhetsnivå vid ULS, normala deformationer

Erforderlig säkerhet erhålls genom att snittkrafterna skalas upp i enlighet med [Tabell 3-2], varvid lasteffekterna i Tabell 15 fås.

Tabell 15: Sammanställning av resultat från analytiska jämviktsberäkningar i punkt 1.

| Analytisk Jämviktsbetraktelse, Punkt 1                               | Spont 1                       | Spont 2                      |
|--|-------------------------------|------------------------------|
| Erf underslagning  | (+2,0)                        | (+2,0)                       |
| $M_{\max \text{ pkt } 1}$ (kNm/m)                                    | 44                            | 44                           |
| $M_{\max \text{ pkt } 1} \cdot 1.27$ (kNm/m) (sk3 med $\eta=1,1$ )   | 56                            | 56                           |
| $Q_{\text{tot } +9}$ (kN/m)  | 87                            | 86                           |
| $Q_{\text{tot } +6}$ (kN/m)  | 160                           | 158                          |
| Modellfaktorn skiljer för hammarband och för stämp enligt tabell 3-2 |                               |                              |
| HB: $Q_{\max \text{ pkt } 1} \cdot 1.27$ (kNm/m)                     | Nivå +9: 111<br>Nivå +6: 203  | Nivå +9: 109<br>Nivå +6: 200 |
| Stämp: $Q_{\max \text{ pkt } 1} \cdot 1.36$ (kNm/m)                  | Nivå +9: 119;<br>Nivå +6: 218 | Nivå +9: 118<br>Nivå +6: 215 |



## 5.2 Resultatsammanställning analytiska jämviktsberäkningar

Resultaten från de olika analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas i Tabell 16. Det konstateras att genom att betrakta spont 2 traditionellt med aktivt mothåll som vill trycka in spontan erhålls en allt för låg stämpkraft. Stämpkraften måste vara samma som för spont 1. Detta medför att rörelsebilden (mobiliseringen av hållfastheten) blir helt annorlunda. Vid denna typ av analys rekommenderas starkt att samverkansberäkningar nyttjas.

*Tabell 16: Sammanställning av erhållna dimensionerande lasteffekter och erforderlig underslagning.*

|                        | Punkt 1 |         | Punkt 2 |         | Dimensionerande lasteffekt/underslagning |         |
|------------------------|---------|---------|---------|---------|--|---------|
|                        | Spont 1 | Spont 2 | Spont 1 | Spont 2 | Spont 1                                  | Spont 2 |
| Erf underkant          | +2,0    | +2,0    | -12,5   | -6,0    | -12,5                                    | -6,0    |
| Spontmoment (kNm/m)    | 56      | 56      | 793     | 251     | 793                                      | 251     |
| Nivå+9                 |         |         |         |         |  |         |
| Hammarbandslast (kN/m) | 111     | 109     | 84      | 70      | 111                                      | 109     |
| Stämplast (kN/m)       | 119     | 118     | 84      | 70      | 119                                      | 118     |
| Nivå+6                 |         |         |         |         |  |         |
| Hammarbandslast (kN/m) | 203     | 200     | 432     | 276     | 432                                      | 276     |
| Stämplast (kN/m)       | 218     | 215     | 432     | 276     | 432                                      | 432     |

### 5.2.1 Kontroll av erforderliga konstruktionselement, steg 10 och 11.

#### Spont

Antag spont AU25 stål S355 (tvärsnittklass 2) och låsglidning med  $\beta_B=0,85$

$$M_{Rd}=2866e-9 \cdot 355e6 \cdot 0,85=864 \text{ kNm} > 793 \text{ OK}$$

#### Supportnivå +9

##### Hammarband

Antag HEB300 stål S355 hammarband med stämp cc 6m

$$M_{Rd}=1680e-9 \cdot 345e6=580 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd}=q_l^2/8 = 111 \cdot 6^2/8=500 \text{ kNm}$$

##### Stämp

$$N_{Sdstämp}=119 \cdot 6=714 \text{ kN}$$

Antag VKR300x300(12,5) stål S355. Dessa har, efter beaktande av egenvikt och 20 kN i fältmitt, en kapacitet på ca 1000 kN med knäcklängden 15m.

### Supportnivå +6

#### Hammarband

Antag HEB300 stål S355 hammarband med stämp cc 3m

$$M_{Rd} = 1680 \cdot 9 \cdot 345 \cdot 10^6 = 580 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = ql^2/8 = 432 \cdot 3^2/8 = 486 \text{ kNm}$$

#### Stämp

$$N_{Sdstämp} = 432 \cdot 3 = 1296 \text{ kN}$$

Antag rör 406,4 (12,5) stål S355. Dessa har efter beaktande av egenvikt och 20 kN i fältmitt en kapacitet på ca 1300 kN med knäcklängden 15m.

#### Kommentar avseende temperaturvariation för stämp och hammarband

Som tidigare uppmärksammats så är det viktigt att beakta eventuell temperaturinverkan. Någon vidare studie av detta görs ej här.

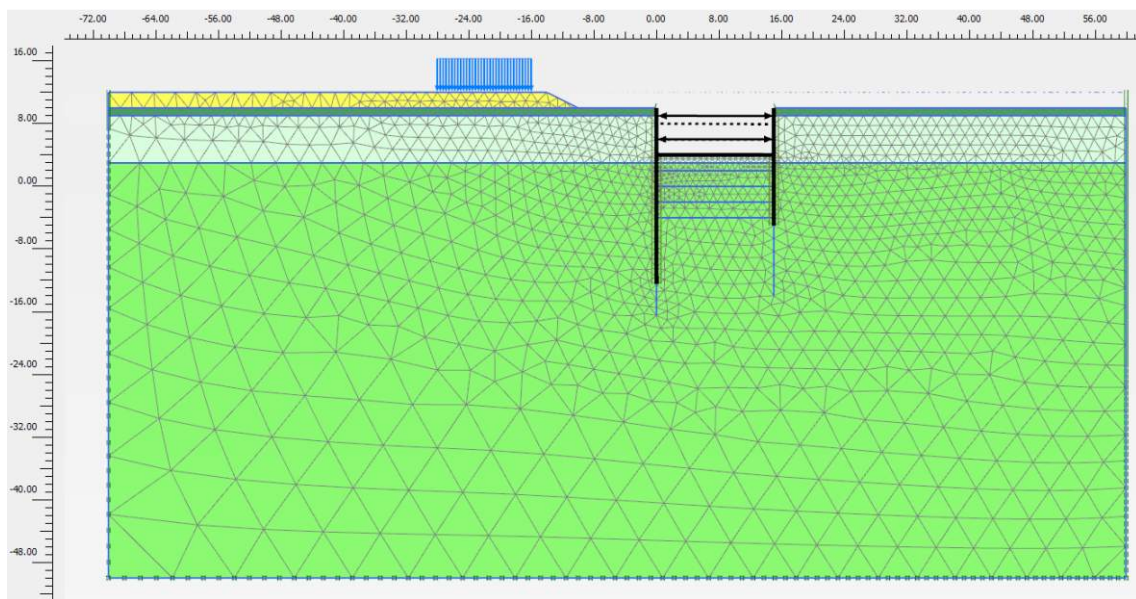
### 5.3 Samverkansberäkningar

Kontrollen och förutsättningarna är liknande de i Avsnitt Konsolschakt till 2m djup och Avsnitt Schakt till 4m djup med en stämpnivå.

Inför kontroll med FE krävs att konstruktionselementen egenskaper väljs innan analysen påbörjas. Här nyttjas de konstruktionselement som erhållits från de analytiska jämviktsbetraktelserna för den övre stämpnivån. För den nedre har rör 508(12,5) stål S355 nyttjats och sponterna har antagits till AU 16 stål S355. Antagen spontlängd har valts utan beaktande av erforderlig förlängning för att erhålla vertikalstabilitet enligt Steg 5 i de analytiska beräkningarna.

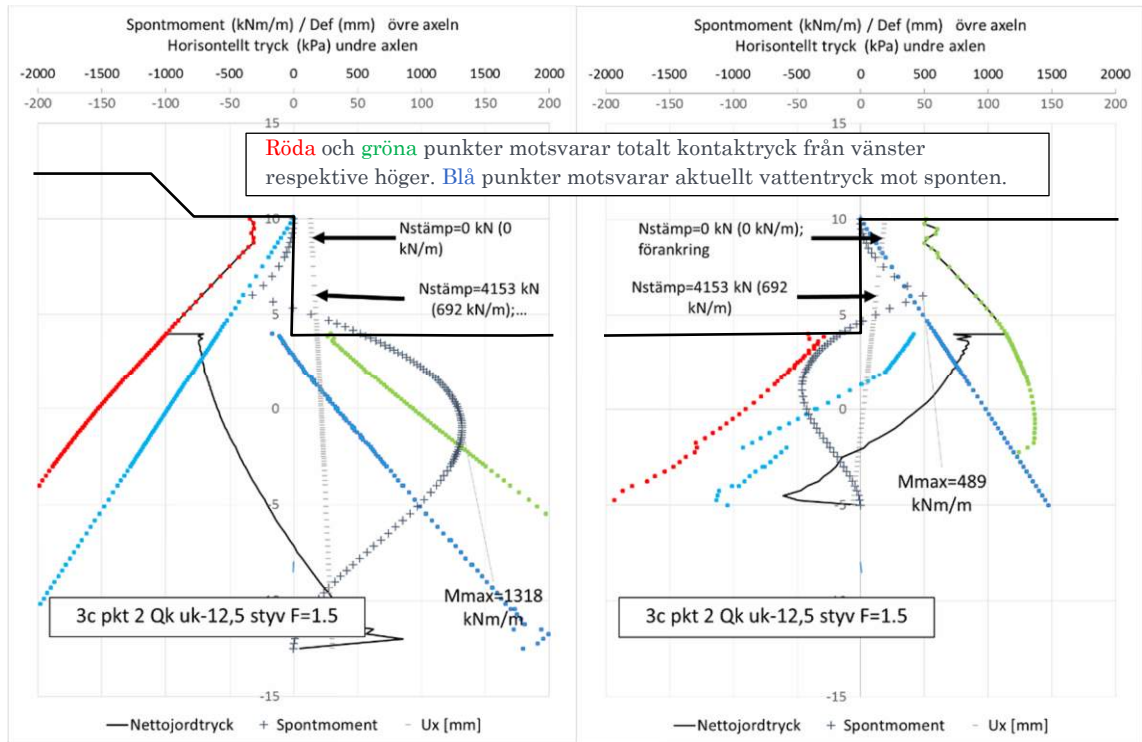
Fokus i denna redovisning ligger på stödkonstruktionen och säkerheten mot brott.

Eftersom aktuell FEA är baserad på en så pass enkel materialmodell som en ideal elastoplastisk modell, med brottvillkor enligt Tresca, redovisas inte spänningsvägar specifikt. Aktuell geometri framgår av Figur 58 och de initiala spänningarna framgår i Figur 10. Relativ mobiliseringsgrad utan beaktande av att plåtån med stor sannolikhet medfört viss hållfasthetstillväxt redovisas i Figur 11.

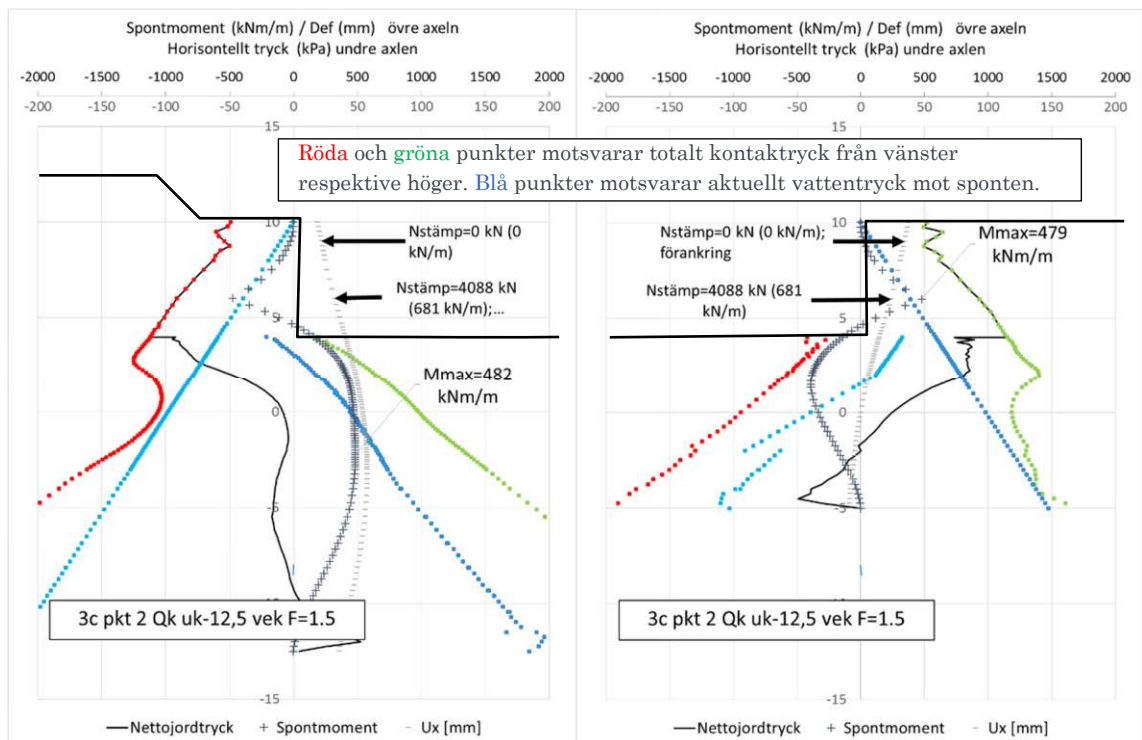


*Figur 58: Aktuell geometri*

Inledande kontroll med styv ( $I_{AU16 \times 100}$ ) respektive vek ( $I_{AU16}$ ) spont resulterade i att för att uppfylla kravet avseende Geo krävs underslagning till -12,5. Aktuella kontaktryck i dessa analyser redovisas i Figur 59 och Figur 60.

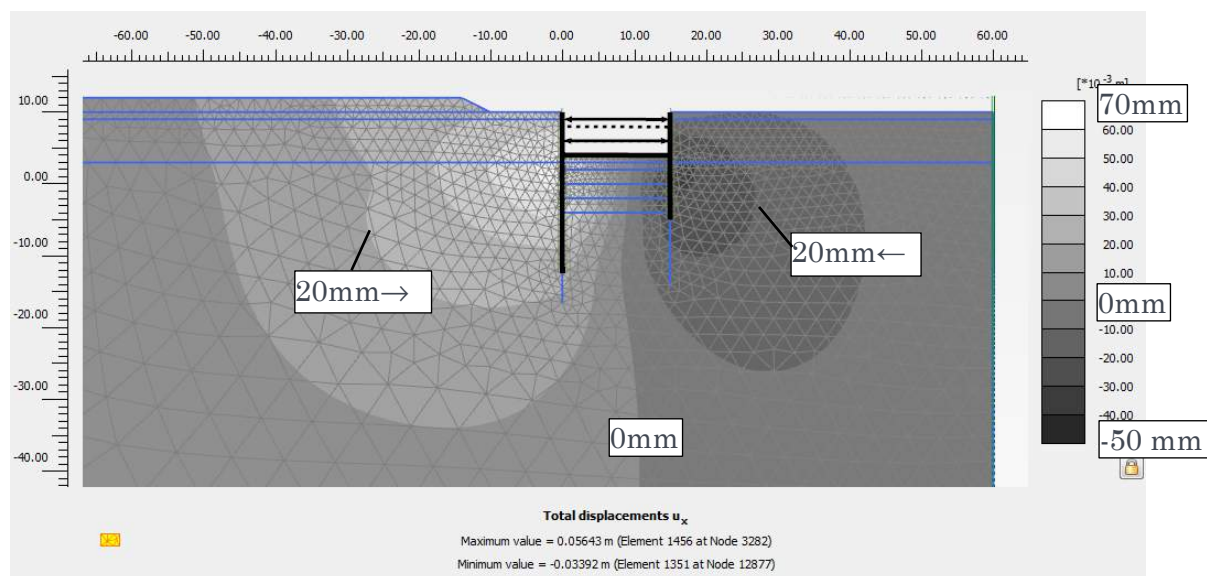


Figur 59: Punkt 2 permanenta last - lasteffekt och kontaktryck för styv konstruktion  
tv. Spont 1 th. Spont 2

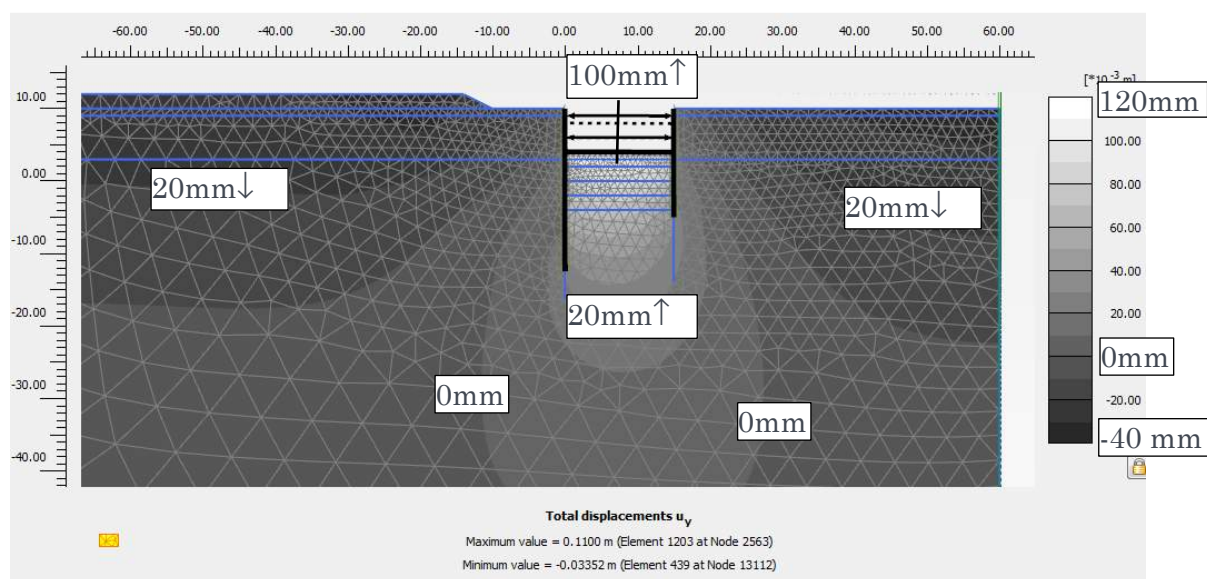


Figur 60: Punkt 2 permanenta last - lasteffekt och kontaktryck för "vek" konstruktion  
tv. Spont 1 th. Spont 2

Förväntad deformationsbild för den vecka konstruktionen framgår av Figur 61 och Figur 62 men det bör påtalas att vald jordmodell är alltför enkel för att skapa en realistisk bild av deformationerna. Valda egenskaper har dock erfarenhetsmässigt visat sig stämma väl för horisontella deformationer i sponten.



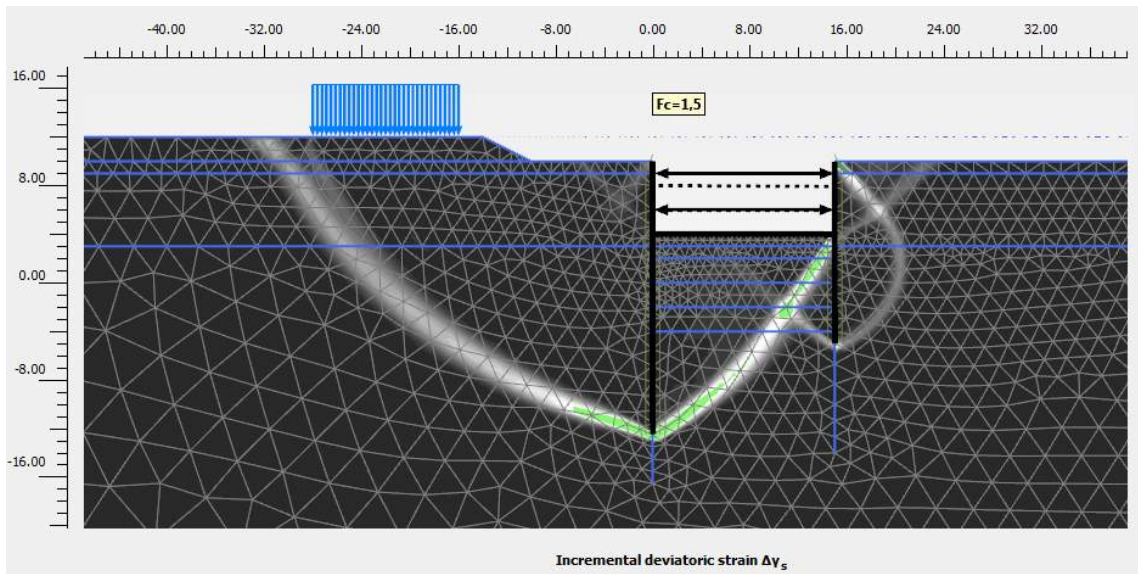
Figur 61: Beräknad horisontal deformation i jordvolymen runt schakten



Figur 62: Beräknad vertikal deformation i jordvolymen runt schakten

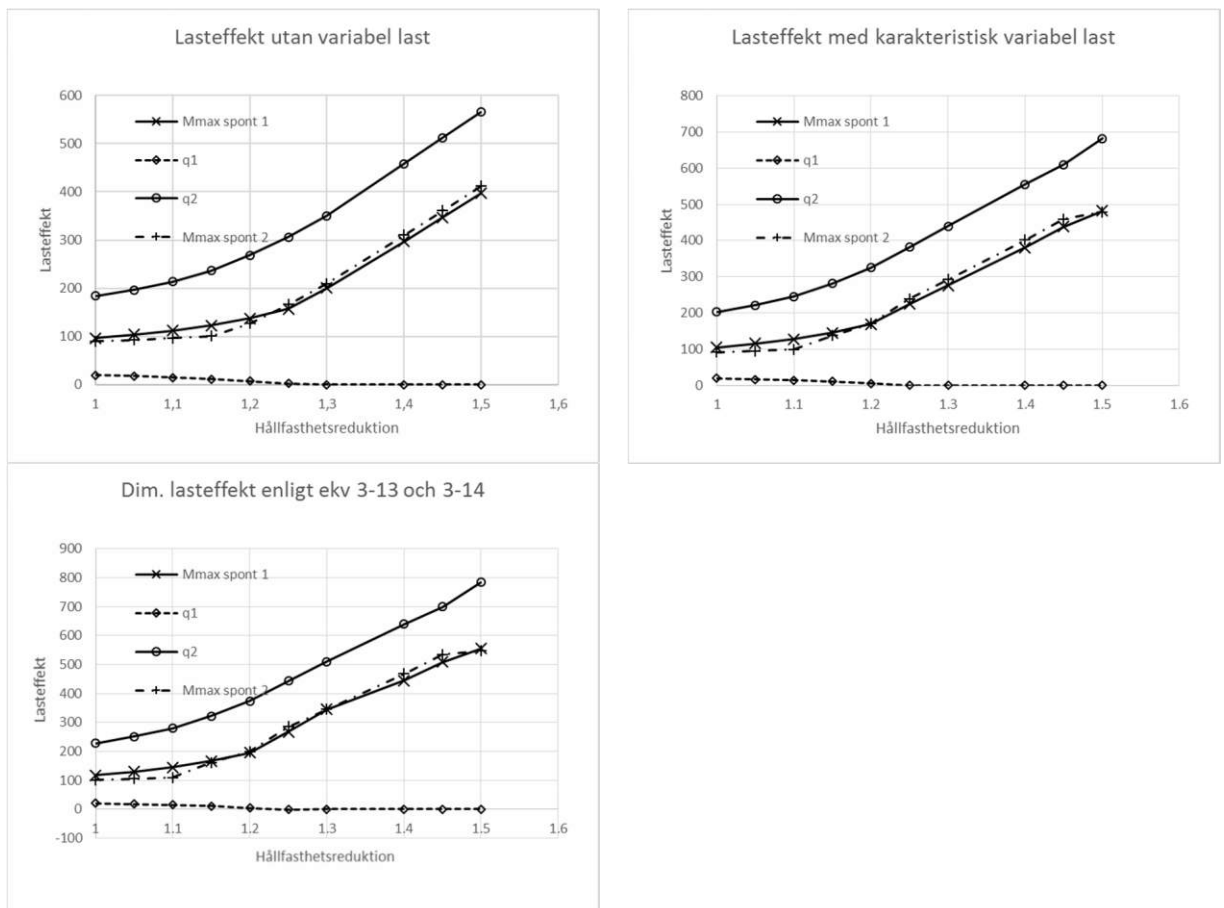
Den mekanism som utbildas då maximal hållfasthetsreduktion gjorts framgår av Figur 63. Det konstateras att säkerheten är över kravet men att bägge spontvägarna nyttjas maximalt. Spontlinje 2 utsätts för passivt brott då stämpplasten är stor.





Figur 63: Geoteknisk brottmekanism med veka konstruktionselement

Lasteffekten i de olika konstruktionselementen som funktion av hållfasthetsreduktionen framgår av Figur 64.



Figur 64: Lasteffekt till följd av hållfasthetsreduktion i leran.  
Obs! olika skalor i diagrammen



En sammanfattning av erhållna spontpåkänningar ges i Tabell 17. Dimensionerande lasteffekt beräknas enligt [Ekv 3-13 och Ekv 3-14] för punkt 2. För punkt 1 erhålls dimensionerande lasteffekt enligt [Tabell 3-2], i det här fallet är  $\gamma_{s;d}=1,4$

*Tabell 17: Lasteffekt i spontväggarna*

|   | Mmax |     | Q1 | Q2  |                                 | Mdim |     | Qhb |     | Qstämp |     |
|---|------|-----|----|-----|---------------------------------|------|-----|-----|-----|--------|-----|
|   | 1    | 2   |    |     |                                 | 1    | 2   | 1   | 2   | 1      | 2   |
| Spont   |      |     |    |     |                                 |      |     |     |     |        |     |
| Punkt 1 (perm)  | 97   | 90  | 20 | 184 | Tabell<br>3-2 ger               |      |     |     |     |        |     |
| Punkt 1<br>(perm+variabel)  | 105  | 92  | 19 | 202 |                                 | 134  | 117 | 24  | 258 | 26     | 276 |
| Punkt 2 (perm)  | 397  | 412 | 0  | 566 | Ekv 3-<br>13 och<br>3-14<br>ger | 556  | 547 | 0   | 784 | 0      | 784 |
| Punkt 2<br>(perm+kar<br>variabel)   | 482  | 479 | 0  | 681 |                                 |      |     |     |     |        |     |
| Msd spont 1=556 kNm/m<br>Msd spont 2=547 kNm/m<br>Qhb nivå 1=24 kN/m (tidigare skede dimensionerar)      Qhb nivå 2=784 kN/m<br>Qstämp nivå 1=26 kN/m(tidigare skede dimensionerar)      Qstämp nivå 2=784 kN/m |      |     |    |     |                                 |      |     |     |     |        |     |

### 5.3.1 Kontroll avseende stålpåkänningar

#### Spont

AU16 stål S355 (tvärsnittklass 2) och låsglidning med  $\beta_B=0,85$

$$M_{Rd}=1891e-9 \cdot 355e6 \cdot 0,85=571 \text{ kNm} > 556 \text{ OK}$$

Skulle [Ekv 3-13] innebära att flytspänningen överskrids måste Punkt 2 analysen genomföras med dimensionerande variabel last.

#### Supportnivå +9

##### Hammarband

HEB300 stål S355 hammarband med stämp cc 6m

$$M_{Rd}=1680e-9 \cdot 345e6=580 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd}=q l^2/8 = 24 \cdot 6^2/8=108 \text{ kNm}$$

##### Stämp

$$N_{Sdstämp}=26 \cdot 6=714 \text{ kN}$$

$N_{Rdstämp} \approx 1000 \text{ kN}$  efter beaktande av böjknäckning

#### Supportnivå +6

##### Hammarband

HEB300 stål S355 hammarband med stämp cc 3m

$$M_{Rd}=1680e-9 \cdot 345e6=580 \text{ kNm}$$

$M_{Sd}=q l^2/8 = 784 \cdot 3^2/8=882 \text{ kNm} < 580 \text{ kNm}$  Välj grövre hammarband, exempelvis HEB360 med  $M_{Rd}=924 \text{ kNm}$

##### Stämp

$$N_{Sdstämp}=784 \cdot 3=2352 \text{ kN}$$

Antag rör 508 (12,5) stål S355

$N_{Rdstämp} \approx 2500 \text{ kN}$  efter beaktande av böjknäckning

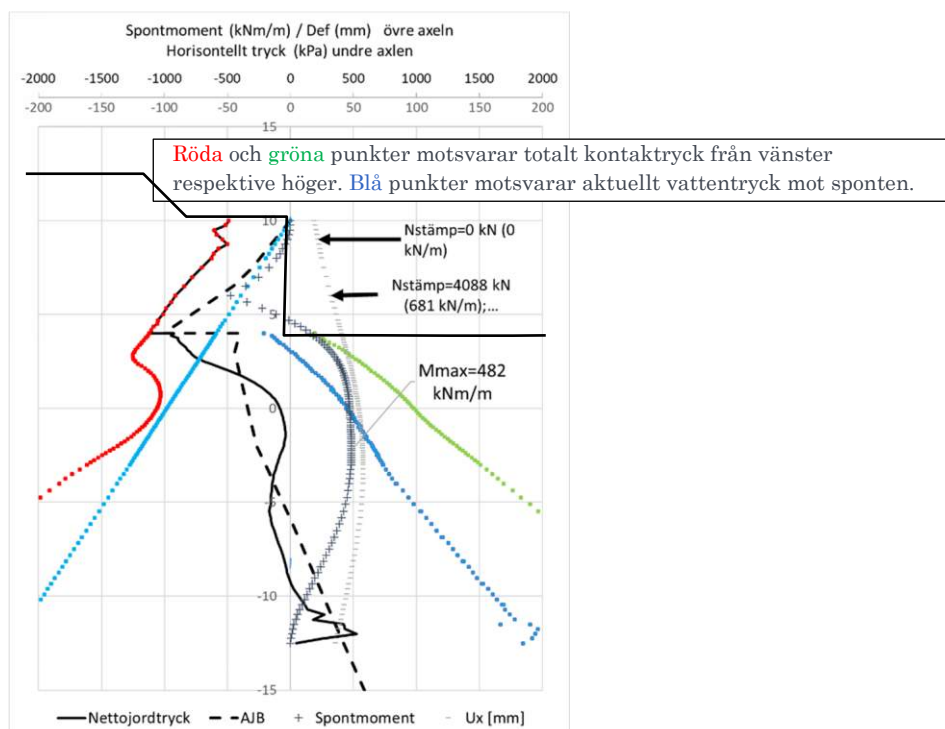
## 5.4 Jämförelse mellan analytisk jämviktsbetraktelse och samverkansanalys

Erhållet dimensionerade moment från den analytiska jämviktsbetraktelsen (AJB) och från FEA redovisas i Tabell 18

Tabell 18: Sammanställning av erhållna dimensionerande lasteffekter.

|     | Punkt 1 |         |                    |                    | Punkt 2 |         |                   |                   |
|-----|---------|---------|--------------------|--------------------|---------|---------|-------------------|-------------------|
|     | Spont 1 | Spont 2 | Hb                 | Stämp              | Spont 1 | Spont 2 | Hb                | Stämp             |
| AJB | 56      | 56      | +9: 111<br>+6: 203 | +9: 119<br>+6: 218 | 793     | 251     | +9: 84<br>+6: 432 | +9: 84<br>+6: 432 |
| FEA | 134     | 117     | +9: 24<br>+6: 258  | +9: 26<br>+6: 276  | 556     | 547     | +9: 0<br>+6: 784  | +9: 0<br>+6: 784  |

Resultaten skiljer en hel del åt i såväl punkt 1 som i punkt 2. De analytiska beräkningarna fångar påkänningarna i sponten efter att jordtrycken justerats enligt [Avsnitt 4.2.1]. Att det är rimligt att anta att stämpnivå 2 får bära all last i punkt 2. Rotationen runt hammarbandsnivå 2 (+6,0) ger att aktivt jordtryck inte mobiliseras mot sponten, vilket resulterar i avsevärt högre hammarbandsreaktion. Att momenten inte ökar beror på den valvbildning som samverkansberäkningen ger. Denna är dock möjlig först efter att sponten fått förlängas ned till -12,5. I Figur 65 redovisas de jordtryck som ligger bakom erhållna påkänningar vilket tydligt visar på skillnaden mellan analyserna.



Figur 65: Jämförelse mellan erhållna tryck från samverkansberäkningarna och resulterande jordtryck från AJB

## 6 BERÄKNINGSRESULTAT

En schakt till 6 m djup med två supportnivåer görs stegvis med en inledande schaktpall för montage av supportnivå 1 (konsolskedet). Därefter utförs schakt till önskat djup för montage av supportnivå 2 innan schakten slutförs till 6m djup. I detta redovisade exempel har varje schakt behandlats som en unik slutlig schakt vilket är förenligt med de analytiska dimensioneringsprinciper som beskrivs i Sponthandboken 2018. För att jämföra med samverkansberäkningarna har även dessa utförts som om varje studerar schaktdjup var det slutliga.

För konsolskedet konstaterades inga större skillnader i påkänningarna mellan AJB och FEA eller resultaten från punkt 1 eller punkt 2, Tabell 4 återges nedan i Tabell 19.

*Tabell 19: Dimensionerande lasteffekter, spontmoment [kNm/m] vid konsolschakt 2 m.*

|     | Punkt 1 |         | Punkt 2 |         |
|-----|---------|---------|---------|---------|
|     | Spont 1 | Spont 2 | Spont 1 | Spont 2 |
| AJB | 32      | 32      | 35      | 34      |
| FEA | 34      | 32      | 31      | 30      |

För schakt till 4 m djup, enbandsspont, konstateras stora skillnader mellan punkt 1 och punkt 2 såväl för AJB som för FEA. Lasteffekten är avsevärt högre i punkt 2 för bägge analysmetoderna och FEA ger avsevärt högre påkänningar än AJB i såväl punkt 1 som punkt 2 inga större skillnader i påkänningarna mellan AJB och FEA eller resultaten från punkt 1 eller punkt 2. Tabell 12 återges nedan i Tabell 20.

*Tabell 20: Dimensionerande lasteffekter, spontmoment [kNm/m] vid enbandsspont, schaktdjup 4 m.*

|     | Punkt 1 |         |    |       | Punkt 2 |         |     |       |
|-----|---------|---------|----|-------|---------|---------|-----|-------|
|     | Spont 1 | Spont 2 | Hb | Stämp | Spont 1 | Spont 2 | Hb  | Stämp |
| AJB | 64      | 32      | 68 | 73    | 210     | 71      | 101 | 101   |
| FEA | 114     | 111     | 85 | 91    | 419     | 406     | 434 | 434   |

För schakt till 6 m djup, tvåbandsspont, konstateras stora skillnader mellan punkt 1 och punkt 2 såväl för AJB som för FEA. Lasteffekten är avsevärt högre i punkt 2 för bägge analysmetoderna. Skillnaderna mellan analysmetoderna AJB och FEA är inte helt entydiga. FEA ger dock en mer nyanserad / rättvis fördelning av lasteffekterna generellt något högre undantaget påkänningen i spont 1 där nyttan av vertikalvalvbildning är uppenbar. Tabell 18 återges nedan i Tabell 21.

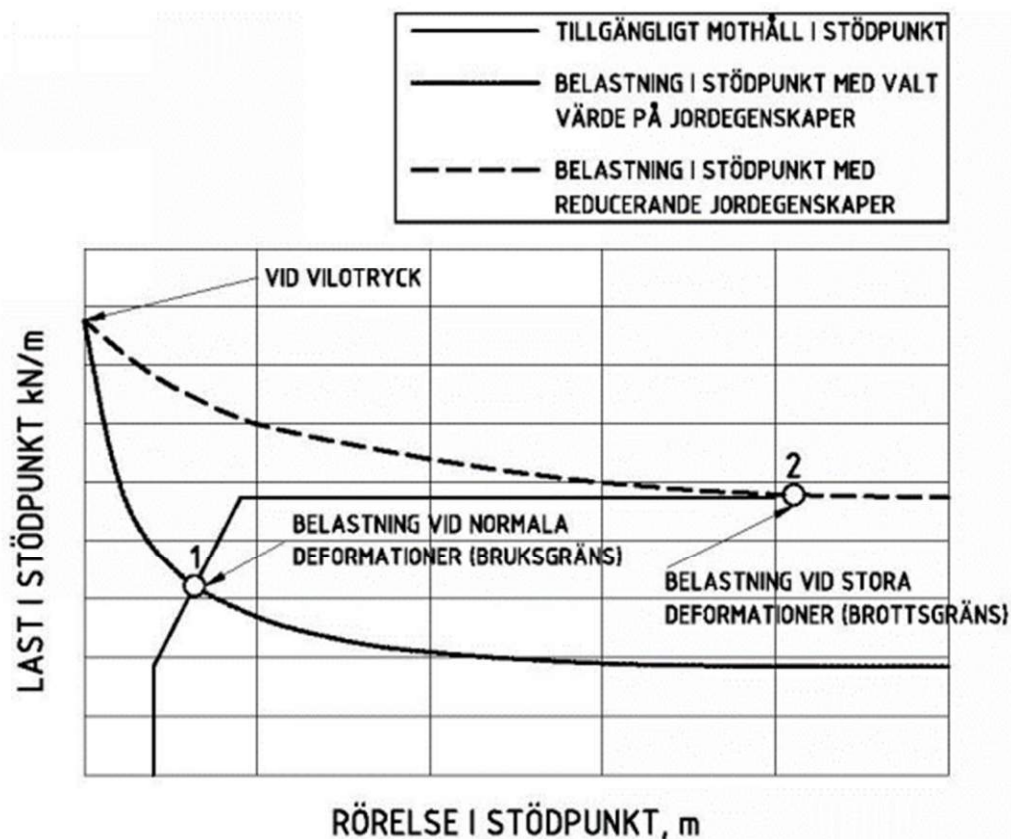
Tabell 21: Dimensionerande lasteffekter, spontmoment [kNm/m] vid tvåbandsspont, schaktdjup 6 m.

|     | Punkt 1 |         |                    |                    | Punkt 2 |         |                   |                   |
|-----|---------|---------|--------------------|--------------------|---------|---------|-------------------|-------------------|
|     | Spont 1 | Spont 2 | Hb                 | Stämp              | Spont 1 | Spont 2 | Hb                | Stämp             |
| AJB | 56      | 56      | +9: 111<br>+6: 203 | +9: 119<br>+6: 218 | 793     | 251     | +9: 84<br>+6: 432 | +9: 84<br>+6: 432 |
| FEA | 134     | 117     | +9: 24<br>+6: 258  | +9: 26<br>+6: 276  | 556     | 547     | +9: 0<br>+6: 784  | +9: 0<br>+6: 784  |

## 7 SLUTSATSER

I redovisade beräkningsexempel, schakt till 2m 4m respektive 6m djup, i en geologi bestående av lera med stor mäktighet påvisas några av de nödvändiga nyheterna i Sponthandboken 2018 jämfört med dess föregångare från 1996.

Exempelvis vikten av att studera lasteffekterna i punkt 1 och punkt 2 [Avsnitt 3.7], där kapaciteteten skall överstiga det största av lasteffekten i  $E_{pkt 1} \cdot \gamma_{S;d}$  eller lasteffekten  $E_{pkt 2}$ .



Figur 66: Utdrag från Sponthandboken 2018 [Figur 3-14]

Utifrån aktuellt exempel förefaller det som att punkt 2 är kritisk för de flesta konstruktionselement då säkerheten avseende Geo är låg.

En av de viktigaste punkterna att belysa är att för att kunna hävda att säkerheten avseende Geo (totalstabilitet, rotationsstabilitet mm) är uppfyllt är att samtliga konstruktionselement kan bära de krafter som kan tänkas uppkomma i denna brottsituation. Exempelvis krävs det någon form av konstruktion som säkerställer att samtliga kritiska glidytor skärs av ned till ett visst djup skall denna konstruktion också kunna ta emot de påkänningar som uppkommer för detta. Detta gäller oavsett om AJB eller FEA nyttjas.

Sponthandboken 2018 ger tydliga anvisningar att lastspridning av lokala laster ej får utföras med elasticitetsteoretiska modeller i punkt 2, då jorden befinner sig i en brottsituation. Detta i kombination med kravet att för AJB matcha erforderlig underslagning från totalstabilitetsberäkningar och rotationsstabilitetsberäkningar genom reduktion av jordtrycket säkerställs att konstruktionselementen verkligen kan hålla emot samtliga potentiella glidytor som inte uppfyller ställda krav.

Utöver detta har vikten av att faktiskt särskilja aktivt och passivt jordtryck som det beskrivs i [Bilaga A] belysts. Detta för att underlätta att verkligen fånga de fall då sprickvattentrycket riskerar att överstiga aktivtrycket [Avsnitt 4.4.1.1.1]. Detta är inte minst viktigt vid FEA och konsolsponter (eller där relativt stora deformationer in mot schakten förväntas). Missas detta finns det istället stor risk att negativa porövertrycken till följd av den horisontella deformationen suger kvar sponten, jämför Figur 19 och Figur 20.

Vidare har vikten av att beakta konsolidering av schaktbotten belysts utifrån den modell som inkluderats i Sponthandboken 2018 [Bilaga A, Avsnitt 1.4]. Särskilt stor risk föreligger för konsolsponter där schaktbotten utgörs av lera. Detta om fullt passivt jordtryck nyttjats, se Avsnitt 3.5. Men även enbandssponter och flerbandssponter. Från det aktuella exemplet är det konstruktionselementen som påverkas mest.

För stämpade konstruktioner har vikten av att, om det råder obalans mellan sidorna, den mothållande sidan kan ta emot stämpkrafterna uppmärksammas. Liksom att det finns förmåga att ta emot eventuella tillskottslaster till följd av temperaturlaster i stämp. Detta gäller såväl stämp som hammarband, spont och bakomliggande jord.

För flerbandssponten, schakt till 6m djup, har det konstaterats brister i den omfördelningsprincip som föreslås i såväl Sponthandboken 2018 som i tidigare Sponthandbok från 1996. Det är ej en lämplig metod i de fall då tyngdpunkten av det omfördelade jordtrycket ej är beläget mellan hammarbandsnivåerna. Skulle tyngdpunkten hamna nedanför eller i nära anslutning till den nedre stämpnivån finns stor risk att all last hamnar i den understa hammarbandsnivån, se Avsnitt 7.1, hammarbandsreaktioner.



## 7.1 Konstruktionskrav för schakt till 4m djup

### AJB

Spont PU12 stål S240  
planklängd 16,5m respektive 8,5m

Hammarband HEB300 stål S355

Stämp VKR300x300(12,5) stål S355

### FEA

Spont AU14 stål S355  
planklängd 15m respektive 12m

Hammarband HEB500 stål S355

Stämp rör 406(12,5) stål S355

## 7.2 Konstruktionskrav för schakt till 6m djup

### AJB

Spont 1 AU25 stål S355  
planklängd 22,5m

Spont 2 AU14 stål S355  
planklängd 16m

### Nivå +9,0

Hammarband HEB300 stål S355  
Stämp c/c 6,0m  
VKR300x300(12,5) stål S355

### Nivå +6,0

Hammarband HEB300 stål S355  
Stämp c/c 3,0m  
Rör  $\phi$ 406(12,5) stål S355

### AJB

Spont 1 AU16 stål S355  
planklängd 21,5m

Spont 2 AU16 stål S355  
planklängd 15m

### Nivå +9,0

Hammarband HEB300 stål S355  
Stämp c/c 6,0m  
VKR300x300(12,5) stål S355

### Nivå +6,0

Hammarband HEB360 stål S355  
Stämp c/c 3,0m  
Rör  $\phi$ 508(12,5) stål S355

## LITTERATURFÖRTECKNING

Fredriksson, A., Kullingsjö, A., Ryner, A., Stille, H. (2018). ”*Sponthandboken 2018*”, Pålskommissionen, Rapport 107.

Kullingsjö, A. (2007). “*Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings*”. PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.

Ryner, A., Fredriksson, A., Stille, H. (1996). ”*Sponthandboken – Handbok för konstruktion och utformning av sponter*”, Byggforskningsrådet, T18:1996, Stockholm.

Sahlström, P.O., Stille, H. (1979). ”*Förankrade sponter*”, Statens råd för byggnadsforskning, T30:1979, Stockholm.

Stille H (1976). “*Behaviour of anchored sheet pile walls*”, Stockholms Tekniska Högskola. Jord-och bergmekanik. Dissertation, Stockholm