

# NYTTAN AV ETAPPVIS SCHAKT INOM AVSTRÄVADE SPONTER

*Studie av konceptuella modeller och två referensprojekt*



Anders Kullingsjö & Johannes Tornborg

Skanska Sverige AB, Teknik

2020

**SBUF stödjer**  
forskning & utveckling

**som leder till**  
praktisk handling

## FÖRORD

Mellan år 2011-2013 utförde Skanska Sverige AB projektet ”Tennet 2” innefattande schakt för en ny kontorsbyggnad i centrala Göteborg. Året därpå påbörjades entreprenaden ”Knutpunkt Gamlestaden – spårskede 3”. Markarbetena i båda projekten innefattade schakt i lös lera varför etappvis schakt tillgreps för att kunna genomföra schakterna med tillfredsställande säkerhet samt för att minimera deformationerna i omgivande mark. I de två projekten nyttjades något olika metodik för uttag av de etappvisa schakterna. Båda projekten genomfördes med framgång och de tillhörande mätresultaten exemplifierar nyttan av etappvis schakt. I föreliggande slutrapport redovisas resultaten av fältmätningar, konceptuella modeller för beaktande av nyttan av etappvis schakt, utförda beräkningar och jämförelser med uppmätta deformationer. I bilagorna till rapporten ingår även redovisning av idealiserade beräkningsexempel i syfte att belysa sunda konceptuella modeller för att beakta nyttan av etappvis schakt.

Inom ramen för SBUF-projektet har ett examensarbete genomförts i samarbete med Chalmers tekniska högskola. Examensarbetet med titeln ”*Numerical modelling of a staged excavation in soft clay – A case study of the Tennet 2 project*” redovisades av Lars Fagergren & Baltzar Linde (2017).

Projektet har finansierats av SBUF och Skanska Sverige AB.

Ett stort tack riktas till samtliga finansiärer och geoteknikerna på Skanska Teknik, vilka genom värdefulla diskussioner och kommentarer under årens lopp bidragit till genomförandet av projektet.

Göteborg i maj 2020

Anders Kullingsjö & Johannes Tornborg

## SAMMANFATTNING

För att minimera behovet av strukturell support av en stödkonstruktion i lös lera och/eller för att minimera schaktinducerade jordrörelser (omgivningspåverkan) nyttjas inte sällan etappvis schakt. Oavsett syfte är etappvis schakt en metod som ofta tas till när det beräkningsmässigt inte går att påvisa tillräcklig säkerhet (eller tillåtna rörelser) utan beaktande av tredimensionella effekter. Hur den gynnsamma effekten av etappvis schakt beräkningsmässigt skall nyttjas måste dock värderas noggrant. I dagsläget saknas tillförlitliga och framförallt etablerade branschgemensamma designmetoder för beaktande av nyttan av etappvis schakt. Istället kombineras ofta en, förhoppningsvis, konservativ design med tidigare personliga erfarenheter under mer eller mindre kontrollerade former.

Målsättningen med denna rapport har varit att beskriva strategier och metodiker för nyttjande av etappvis schakt. Detta genom att beskriva sunda konceptuella modeller och beräkningsgångar samt redovisa två referensprojekt där etappvis schakt framgångsrikt utförts baserat på väl genomarbetade bygg- och beräkningshandlingar.

Följande huvudsakliga aspekter belyses i denna rapport:

- Differentiering av bärighetsfaktorer för beräkning av nettojordtryck mot spont ( $N_c$ ) respektive kontroll av bottenuppträckning ( $N_{cb}$ ). Skrivelser i Sponthandboken 2018 (SPH2018) har därmed förtydligats i avsnitt 2 av föreliggande rapport.
- Konkreta exempel på hur etappvis schakt kan och bör analyseras. Genom redovisning av konceptuella modeller för etappvis schakt och beräkningar från två referensprojekt samt även idealiserade exempel (bilaga 1 och 2).
- De konceptuella modellerna ger förslag till beräkningsgång samt nödvändiga beräkningskontroller med hänsyn till såväl ULS Geo som Str.
- Vikten av att värdera och beakta övergången från idealiserat odränerade fall till delvis dränerat, med hänsyn till att ett antagande om odränerad analys är på osäker sida för schakter mht konsolideringseffekter (utjämning av stabiliserande porundertryck).
- Beaktande av vattenspalt och därmed fritt vattentryck. Vilket enligt SPH2018 skall beaktas på aktivsidan för sponter i lera. Inte sällan blir detta vattentryck dimensionerande, särskilt i fall där jordens hållfasthet är hög (låga aktivtryck).
- Exempel på felaktiga antaganden och/eller försumlighet vid nyttjande av etappvis schakt (avsnitt 6).

Förhoppningen med denna rapport är att etappvisa schakter utformas så att kravställd säkerhet uppfylls i alla skeden genom dimensionering baserad på sunda konceptuella modeller. Då etappvis schakt nyttjas och tillgodoräknas på korrekt sätt leder det nämligen till såväl förbättrad (rätt) säkerhetsnivå samt optimering av materialmängder, dvs besparingar med hänsyn till såväl ekonomi som klimatpåverkan.

Rapporten grundar sig på analytiska beräkningar med Rankine-jordtryck. För komplicerade schakter och eller fall där omgivningspåverkan är kritiskt, rekommenderas finita element (FE) samverkansanalys med materialmodeller vilka kan beakta relevanta egenskaper hos jordlagren samt konsolideringseffekter efter schakt. Resultaten från FE-analys bör dock alltid jämföras med resultaten från sunda analytiska beräkningar.

# INNEHÅLL

<b>1</b>	<b>INLEDNING</b> .....	<b>4</b>
1.1	BAKGRUND .....	4
1.2	SYFTE.....	5
1.3	AVGRÄNSNINGAR.....	6
1.4	GENOMFÖRANDE/METODIK .....	6
<b>2</b>	<b>LITTERATURSTUDIE</b> .....	<b>7</b>
2.1	GEOMETRIEFFEKTER VID SCHAKT .....	7
2.2	TIDSEFFEKTER .....	15
<b>3</b>	<b>ÅTERKOPPLING TILL SBUF-PROJEKT 12340</b> .....	<b>19</b>
<b>4</b>	<b>REFERENSPROJEKT OCH KONCEPTUELLA MODELLER - KNUTPUNKT GAMLESTADEN</b> .....	<b>20</b>
4.1	BAKGRUND/ORIENTERING .....	20
4.2	SCHAKT- OCH GRUNDLÄGGNINGSARBETEN .....	21
4.3	GEOTEKNISKA EGENSKAPER OCH JORDLAGERFÖLJD .....	23
4.4	UTFÖRDA KONTROLLMÄTNINGAR.....	25
4.5	KONCEPTUELLA MODELLER FÖR DIMENSIONERING .....	26
4.6	RESULTAT FRÅN UTFÖRDA BERÄKNINGAR VID DIMENSIONERING I PROJEKTET .....	32
4.7	RESULTAT FRÅN 3D-FEM.....	32
<b>5</b>	<b>REFERENSPROJEKT OCH KONCEPTUELLA MODELLER – TENNET 2</b> .....	<b>36</b>
5.1	INLEDNING .....	36
5.2	BAKGRUND/ORIENTERING .....	36
5.3	SCHAKT- OCH GRUNDLÄGGNINGSARBETEN .....	37
5.4	GEOTEKNISKA EGENSKAPER OCH LABORATORIEUNDERSÖKNINGAR .....	39
5.5	UTFÖRDA KONTROLLMÄTNINGAR.....	40
5.6	KONCEPTUELL MODELL FÖR BEAKTANDE AV TRYCKBANK MOT SPONT .....	41
5.7	ANTAGANDEN, METODIK OCH RESULTAT FRÅN ”2.5D”-FE MODELL I EXAMENSARBETE .....	43
<b>6</b>	<b>DISKUSSION KRING SÄKERHET OCH ARBETSMILJÖ</b> .....	<b>46</b>
<b>7</b>	<b>REKOMMENDATIONER</b> .....	<b>47</b>
7.1	KRITISKA KONTROLLER ATT SÄKERSTÄLLA VID DIMENSIONERING AV ETAPPVIS SCHAKT.....	47
7.2	UPPDELNING AV $N_c$ I $N_a$ OCH $N_p$ SAMT INVERKAN AV VATTENTRYCK.....	48
7.3	FÖRSLAG TILL FRAMTIDA FOU .....	49
	<b>REFERENSER</b> .....	<b>50</b>
	<b>BILAGOR</b>	
	Bilaga 1 - Generaliserat exempel 1 -flödesgång dimensionering	
	Bilaga 2 - Generaliserat exempel 2 -flödesgång dimensionering	
	Bilaga 3 - Redovisning av odränerad skjuvhållfasthet för de två referensprojekten	
	Bilaga 4 - Redovisning av utvalda beräkningar från projektet "Knutpunkt Gamlestaden"	
	Bilaga 5 - Uppmätta spontrörelser i projektet "Knutpunkt Gamlestaden"	

# 1 INLEDNING

## 1.1 Bakgrund

I anläggningssammanhang är det av största vikt att schaktarbeten alltid utförs på ett sådant sätt att säkerheten är tillfredsställande. Utöver säkerhetsaspekten tillkommer ofta krav på att de schaktinducerande rörelserna måste begränsas med hänsyn till omgivande konstruktioner och anläggningar. Därför stöttas schaktväggarna normalt av en stödkonstruktion vid schaktarbeten i lös lera. I takt med att schaktdjupet ökar krävs någon åtgärd för att hålla tillbaka stödkonstruktionens väggar exempelvis genom bakåtförankrade stag och/eller stämp. Detta medför dock en påtagligt ökande kostnad och långsammare framdrift i produktionen. I tillägg till att bakåtförankring i form av berg- eller jordstag är kostsamt, särskilt vid stora mäktigheter av lera, kan de orsaka omfattande skador i sig själva pga installationseffekter (se t.ex. erfarenheter från norska branschprojektet BegrensSkade, exempelvis Karlsrud et al. 2015). Förankringar i form av mothållssponter är platskrävande och inte alltid genomförbart och nyttjas stämp är dessa oftast ”i vägen” för produktionen. Såväl mothållssponter som stämp innebär även ökade transportkostnader (SEK och CO<sub>2</sub>-ekv.). För att minimera behovet av strukturell support av stödkonstruktionen och/eller för att minimera de schaktinducerade jordrörelserna nyttjas därför inte sällan ett förfarande med etappvis schakt.

Det finns ett flertal gynnsamma effekter vid nyttjande av etappvis schakt. Exempelvis kan man genom nyttjande av etappvis schakt lokalt klara en geometrisk situation som ej varit möjligt om inte konstruktionen varit överstark i angränsade sektioner. Vidare medför ofta ett förfarande med etappvis schakt att den kritiska situationen starkt tidsbegränsas, vilket är gynnsamt ur hållfasthets- och deformationssynpunkt. Detta med hänsyn till att konsolidering av de stabiliserande porundertryck som uppstår vid schakt endast ges begränsad tid för konsolidering, samt även med hänsyn till lerjordars mer eller mindre viskösa beteende.

Etappvis schakt kan nyttjas för samtliga schaktdjup. Vid grunda schakter ger detta arbetssätt t.ex. att konsolsponter kan nyttjas i större utsträckning genom att etappvis schakta ur och motgjuta en betongplatta som stöttar spontväggen. Vid djupare schakter kan etappvis schakt kombineras med exempelvis stämp på en övre nivå, med etappvis urschaktning ned till nästa stämplanivå eller till fullt djup följt av omedelbar motgjutning.

Hur den gynnsamma effekten av etappvis schakt beräkningsmässigt skall nyttjas måste dock värderas noggrant. Den etappvisa schaktens lokala stabilitet säkras med hjälp av mobiliserbara sidokrafter men det måste samtidigt säkerställas att den etappvisa schakten ej stjälpur de intilliggande stöttande sektionerna. Hur mycket sidoeffekter som kan nyttjas är beroende på ett flertal faktorer, t.ex. stödkonstruktionens förmåga att överföra last i sidled, jordens förmåga att överföra last i sidled (jordens skjuvhållfasthet), styvhetsförhållandet dvs samverkan mellan jord och stödkonstruktion och inte minst vilket gränstillstånd (säkerheten mot brott eller deformationskrav) som är kritiskt.

Förenklade brottmekanismer som endast involverar jord (och därmed beror av jordens hållfasthet) är förhållandevis enkla att analysera och värdera men när det kommer till att beakta samverkan mellan stödkonstruktion och jord ökar komplexiteten. Att beräkningsmässigt korrekt beakta nyttan av etappvis schakt inom stödkonstruktioner är

därför inte trivialt. Vidare skiljer sig byggnadstekniska förutsättningarna, så som t.ex. schaktdjup, jordens geomekaniska egenskaper, trafiklaster samt närliggande konstruktioners utformning och känslighet, åt från en byggarbetsplats till en annan. Detta påverkar den konstruktiva utformningen av stödkonstruktion och hammarband samt den geometriska utformningen av den etappvisa schakten.

I dagsläget saknas tillförlitliga och framförallt etablerade branschgemensamma designmetoder för beaktande av nyttan av etappvis schakt. Istället kombineras ofta en, förhoppningsvis, konservativ design med tidigare personliga erfarenheter under mer eller mindre kontrollerade former. Sådana angreppssätt för att analysera nyttan av etappvis schakt (spridda designmetoder) kan till viss del förklaras av att man tidigare saknat möjligheter att analysera byggsekvenser som inkluderar tredimensionella effekter och samverkan mellan stödkonstruktion och jord. Dock finns avancerade analysverktyg i form av finita element metoden (FEM), vilka även kan beakta tredimensionella geometrier och lastförutsättningar, s.k. 3D-FEM. För att kunna nyttja FEM krävs dock en omfattande geomekanisk förståelse, tillgång till kostsam programvara samt förmåga att kritiskt värdera beräkningsresultaten. Dessutom är analyser i 3D-FEM förhållandevis tidskrävande samtidigt som det saknas väldokumenterade sammanställningar av svenska praktikfall mot vilka beräknad respons med 3D-FEM kan jämföras.

## 1.2 Syfte

Detta projekt avser att dokumentera de schaktinducerade rörelser som uppkommit i samband med etappvisa schaktarbeten i lös lera inom två byggprojekt. Mätdata och erfarenheter sammanställs från projekten där Skanska Teknik varit engagerade och schakterna bedrivits som etappvis schakt inom spont (försedd med hammarband) och stöttad med successiv motgjutning av grovbetong respektive en stämpnivå.

Rörelserna vid schaktarbetena i dessa projekt har inom ramen för detta projekt följts upp mer omfattande än vad som normalt är fallet. Detta för att skapa en förståelse samt samla erfarenheter för hur etappvis schakt påverkar deformationer i stödkonstruktionen och omgivningen.

Målsättningen har varit att utveckla en strategi och en metodik för att minska de schaktinducerande rörelserna genom att nyttja etappvis schakt, samt att se hur spontkonstruktionen kan optimeras samtidigt som gällande säkerhetskrav innehålls. Ett delsyfte är även att utesluta felaktiga analytiska konceptuella modeller som äventyrar säkerheten i schakter. Detta genom att beskriva sunda konceptuella modeller och beräkningsgångar.

Ovanstående förväntas sammantaget leda till att schaktarbeten med nyttjande av etappvis schakt i framtiden utformas utifrån gemensamma branschriktlinjer samt mer optimalt med avseende på aspekter så som säkerhet och materialmängder (ekonomiska och miljömässiga vinster).



### 1.3 Avgränsningar

Följande avgränsningar gäller:

- Projektet behandlar schakt inom stödkonstruktioner i lös lera.
- Studierna begränsas till att täcka fall med lera till stort djup. Dvs etappvis schakt inom stödkonstruktion med spontfot neddriven i fast friktionsjord alternativt förankrad i berg behandlas ej. Anledningen till detta är att deformationerna i jordlagren bakom spont, givet en korrekt utförd dimensionering, normalt är begränsade jämfört fallet med ”svävande” spont (dvs stödkonstruktioner där spontfoten ej neddrivits till fast botten eller förankrats i berg). Dock skall nämnas att säkerheten mot brott i konstruktionen äventyras i båda fallen utifall etappvis schakt och dimensionering utförs felaktigt.
- I rapporten nyttjas beräkning utifrån antaganden om odränerade belastningsfall vid utförande av etappvis schakt. Dock påpekas och beskrivs att effekter av konsolideringsprocesser måste värderas och beaktas då detta är ogynnsamt med hänsyn till såväl nedsatt hållfasthet som ökande deformationer med tid.
- Under projektets gång har det utifrån insikter i branschens hantering och dimensionering av etappvisa schakter visat sig vara mer angeläget att förlägga projektets huvudsakliga arbetsinsats till att beskriva och behandla sunda analytiska metoder och konceptuella modeller för beaktande av etappvis schakt. Ett antal idealiserade analytiska beräkningsexempel har därför upprättats.

### 1.4 Genomförande/metodik

Fältmätningarna utfördes vid schaktarbeten i anslutning till två byggprojekt som Skanska Sverige AB genomförde i Göteborgsregionen under åren 2011-2013 (Tennet 2) och 2013-2014 (Knutpunkt Gamlestaden, spårskede 3). Författarna var involverade i båda projekten.

Mätdata och observationer från schaktarbetena sammanställs och presenteras tillsammans med de dimensioneringsfilosofier (konceptuella modeller) för etappvis schakt som nyttjades i Skanska Teknisk design. Utförda beräkningar med användande av FEM jämförs med uppmätta deformationer.

Förenklade analyser utförs och redovisas i syfte att värdera enklare men teoretiskt sunda konceptuella beräkningsmodeller för överslagsmässig bedömning av nyttan av etappvis schakt.

## 2 LITTERATURSTUDIE

Vid etappvis schakt inom stöttade sponter nyttjas jordens förmåga till valvverkan, på liknande sätt så som vid schakt utan stödkonstruktion. Stabiliserande sidoeffekter (3D-effekter) nyttjas vanligen för förenklade brottmekanismer som endast involverar jord. För dessa brottmekanismer är 3D-effekter förhållandevis enkla att analysera och värdera och branschgemensamma riktlinjer återfinns i Skredkommissionens rapport 3:95.

I fall med stödkonstruktioner kan även konstruktionens strukturella förmåga att överföra krafter nyttjas. Exempel på detta är om t.ex. ett hammarbands förmåga att fördela last från ett kritiskt snitt till intilliggande sektioner (med överkapacitet) nyttjas. Jordens och stödkonstruktionens förmåga till valvverkan samverkar således. När det kommer till att beakta stabiliserande 3D-effekter i fall med samverkan mellan stödkonstruktion och jord ökar dock komplexiteten. Analys av samverkan mellan jord och stödkonstruktion kräver samverkansberäkning med finita element (FE) analys alternativt förenklade konceptuella antaganden.

Vid etappvis schakt i lera utnyttjas framförallt två aspekter vilka är gynnsamma ur deformations- och hållfasthetssynpunkt;

- Geometrieffekter (begränsning av utbredningen av kritisk schakt)
- Tidseffekter (begränsning av tiden kritiskt schaktskede står öppet)

Litteraturstudien fokuserar därför på dessa två aspekter. Övriga viktiga/grundläggande aspekter avser t.ex. jordtrycksberäkningar m.m. men för dessa aspekter hänvisas till följande litteratur för vidare läsning:

- Sponthandboken 2018 (SPH2018)
- T.ex. Simpson & Powrie (2001) och Kullingsjö (2007) för bakgrund och aspekter kring jordtrycksberäkningar

### 2.1 Geometrieffekter vid schakt

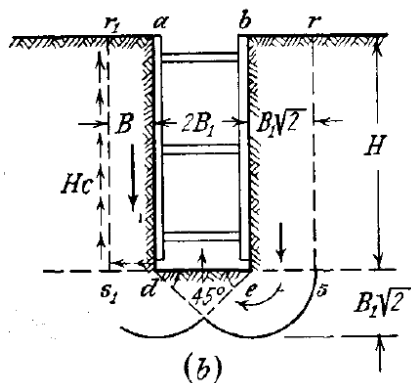
Analytisk dimensionering av sponter i lera utförs i Sverige vanligen baserat på metoden med nettojordtryck beräknat utifrån bärighetsfaktorn,  $N_c$ , vilken är beroende av schaktens geometri, stödkonstruktionens utformning och råhet mellan spont-lera. Fortsättningsvis i denna rapport avser, för tydlighets skull,  $N_{cb}$  bärighetsfaktor för kontroll av bottenuppträckning och  $N_c$  bärighetsfaktor för beräkning av nettojordtryck (spontens rotationsstabilitet och stödkonstruktionens strukturella kapacitet). I följande avsnitt ges en bakgrund till bärighetsfaktorer samt hur dessa bör nyttjas, med referens till SPH2018. Vid dimensionering av etappvisa schakter är geometrieffekter centrala, varför litteraturstudien i det följande ger en relativt omfattande bakgrund till bärighetsfaktorer, inverkan av råhet, etc.

#### 2.1.1 Bakgrund

I Terzaghi (1943) beskrivs en modell och uttryck för beräkning av säkerheten mot bottenuppträckning, se Figur 1. Terzaghis modell baserades på att brottet för bottenuppträckning var analogt med det för bärighetsbrott för ytliga långsträckta fundament. Baserat på analytiska generella uttryck för bärighetsfaktorerna ( $N_c$ ,  $N_q$  och  $N_\gamma$ ) av Prandtl, även de beskrivna i Terzaghi (1943), och antaganden om en analog med ytliga fundament med

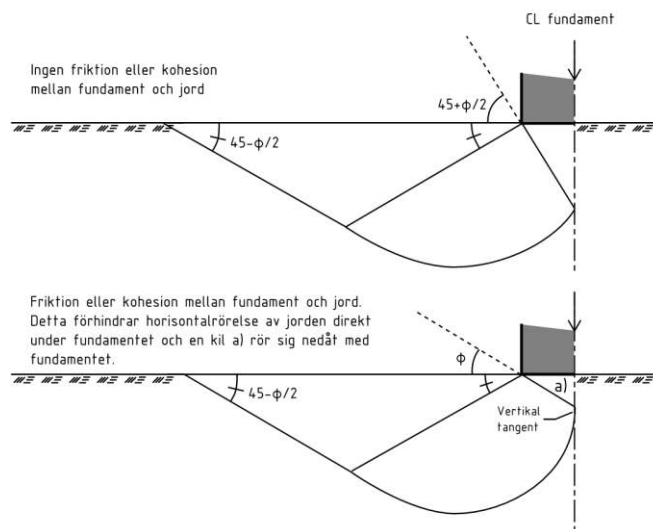


full råhet mot undergrunden, drog Terzaghi slutsatsen att bärförmågan vid kontroll av bottenuppträckning i lera ( $\varphi'=0$ ) motsvarades av  $q_d=5.7 \cdot c_u$  och säkerhetsfaktorn mot bottenuppträckning angavs som  $F = \frac{1}{H} \frac{5.7c}{\gamma - c/B}$  med beteckningar enligt Figur 1.



Figur 1. Modell för beräkning av säkerheten mot bottenuppträckning, från Terzaghi (1943).

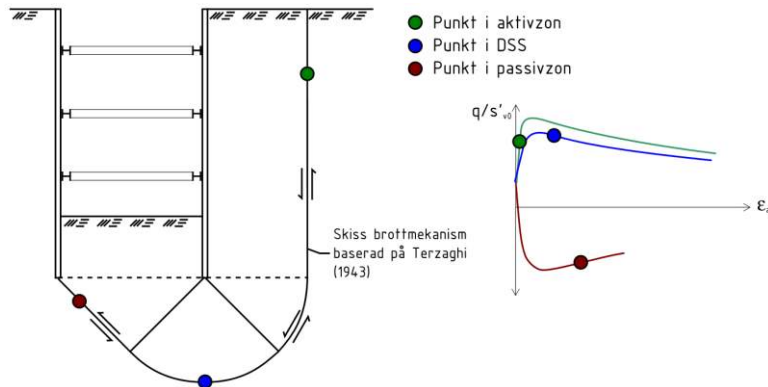
Detta baserades på att stödkonstruktionen antogs förhindra jorden ovanför schaktbotten att röra sig horisontellt. Motsvarande värde för ett ytligt långsträckt fundament utan råhet (ingen förhindrad horisontell deformation av jorden direkt under fundamentet) resulterar analytiskt (även här med  $\varphi'=0$ ) i bärförmågan  $N_c=5.14$  (Terzaghi, 1943). Brottmekanismer utan eller med råhet illustreras i Figur 2. För kontroll av bottenuppträckning utgörs det horisontella gränssnittet av en kontaktyta jord-jord (istället för fundament-jord). Med antagande om begränsad förmåga till horisontellt mothåll i detta snitt, erhålls analogt med ytliga fundament  $N_{cb}=5.14$ .



Figur 2. Brotttyper för ytliga långsträckta fundament illustrerande effekten av råhet i kontaktytan mellan fundament och jord, enligt Terzaghi (1943).

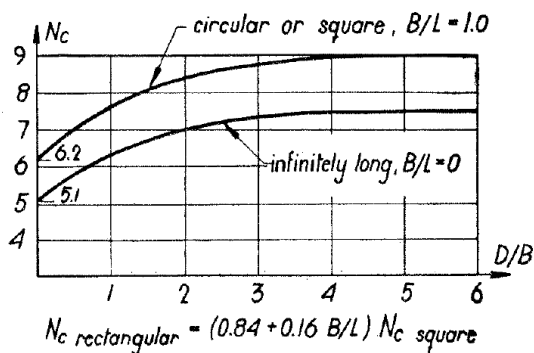
Bjerrum & Eide (1956) fann att säkerhetsfaktorn mot bottenuppträckning beräknad enligt Terzaghis modell överskattades för djupa schakter, detta utifrån ett antal observerade brott i samband med byggnationen av Oslos tunnelbana samt ett antal provschakter. Deras slutsats var att detta berodde på att lerans skjuvhållfasthet enligt Terzaghis beräkningsmodell nyttjas även ovan nivån för schaktbotten. Detta fanns särskilt för djupa schakter vara på osäker sida med hänsyn till den initiala brottmekanismen (kring schaktbotten) och progressiv

mobilisering inklusive effekter av "post-peak softening" i sensitiv lera, se Figur 3. Det är viktigt att påpeka att modeller, analytiska eller numeriska, så som t.ex. den nuförtiden vanliga NGI-ADP modellen, som ej beaktar "post-peak softening" eller hållfasthetsreduktion till följd av avlastning riskerar att överskatta säkerhetsfaktorn för djupa schakter.



Figur 3. Progressiv brottmekanism för schakt i lös sensitiv lera (från Tornborg 2020, översatt till svenska).

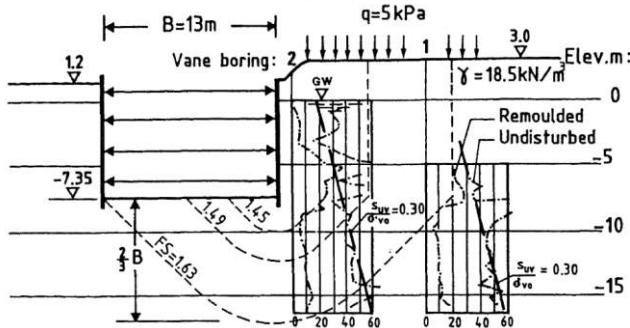
I Bjerrum & Eides beräkningsmodell exkluderades lerans hållfasthetsbidrag ovan schaktbotten. Deras metod byggde så som Terzaghi (1943) på en analogi för bärighetsbrott men även studier av fält- och laborieförsök för fundament publicerade av Skempton (1951). Baserat på analogin och jämförelser mot beräknade säkerhetsfaktorer för de "case records" de studerat, presenterade Bjerrum & Eide ekvationen  $F = \frac{1}{H} \frac{N_{cb} * c}{\gamma + q - p}$  och diagram för  $N_{cb}$  enligt Figur 4 för beräkning av säkerheten mot bottenuppträckning (obs deras definition för kritisk bärighetsfaktor mht bottenuppträckning var  $N_c$ ). Diagrammet bygger på full råhet mellan spont-lera. Omskrivning av uttrycket för beaktande av schaktens form (formfaktorn) ger  $N_{cb, \text{square}(3D)} = (1 + 0.2 * B/L) * N_{cb, \text{rectangular}(2D)}$ .



Figur 4. Diagram för utvärdering av  $N_{cb}$ -faktor för kontroll av säkerheten mot bottenuppträckning enligt Bjerrum & Eide (1956).

Det bör nämnas att i Terzaghis modell antogs att hållfastheten är konstant mot djupet samt att hållfastheten ovan schaktbotten inkluderas, säkerhetsfaktorn minskar således för ökande  $B$ . Det bör även nämnas att vid beräkning av säkerhetsfaktor och val av  $N_{cb}$ -faktor enligt såväl Terzaghis som Bjerrum & Eides modeller för kontroll av bottenuppträckning måste en kritisk bredd,  $B_{cr}$ , sökas då den, t.ex. i fall med ökande skjuvhållfasthet mot djupet ej nödvändigtvis motsvarar schaktens fulla bredd. Medelvärde av skjuvhållfastheten inom en mindre brottyta kan t.ex. minska snabbare än motsvarande ökning av  $N_{cb}$ -faktorn. Se exempel på detta i Figur 5. I figuren redovisas säkerhetsfaktorer baserat på okorrigerade vingförsök.

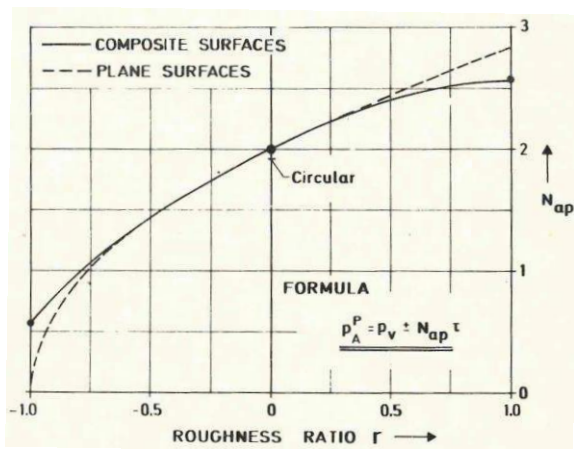
För korrigerade värden erhöll Aas (1984) en minsta säkerhetsfaktor 1.21 (tidigare 1.45). Lägsta säkerhetsfaktor baserat på resultat från triaxial- och direkta skjuvförsök uppgick till 1.02 (beräknades genom  $F_{ani}=F_{okorr,vinge} \cdot 0.21/0.30$ ). Skjuvhållfastheten i triaxial- och direkta skjuvförsöken utvärderades vid en antagen brottdeformation om 1.5% axiell töjning, resulterande i medel  $c_u/\sigma'_{v0}=0.21$ .



Figur 5. Exempel på säkerhetsfaktorer mot bottenuppträckning för varierande  $B_r$  och ökande odränerad skjuvhållfasthet (här baserat på okorrigerade vingförsök) mot djupet, från Aas (1984). För korrigerade värden erhöills en minsta säkerhetsfaktor 1.21 (tidigare 1.45) och med beaktande av anisotropi uppgick minsta säkerhetsfaktor till 1.02.

### 2.1.2 Beaktande av råhet och $N_c$ -faktorer vid spontdimensionering

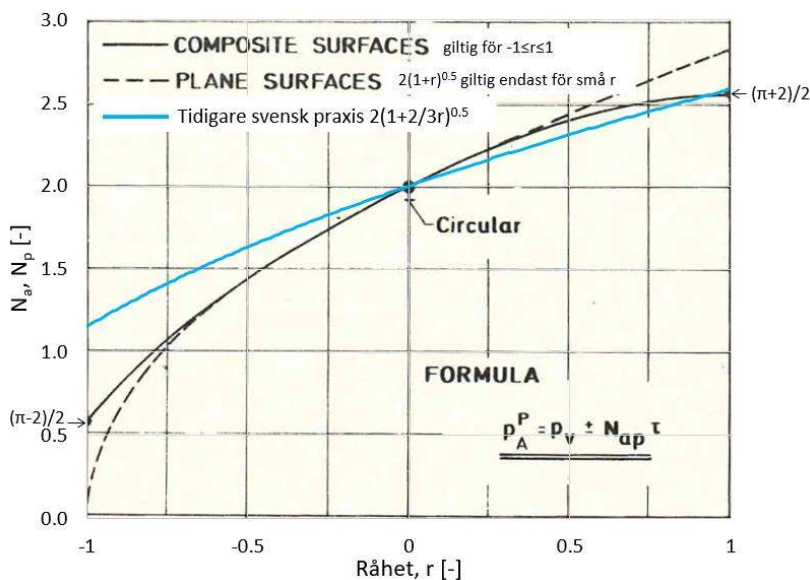
Så som tidigare nämnts avser  $N_c$  bärighetsfaktor för spontdimensionering i denna rapport ( $N_{cb}$  avser kontroll av bottenuppträckning). Vid val av  $N_c$ -faktorer för beräkning av nettojordtryck mot sponter ges de klassiska jordtrycks-ekvationerna (för lera,  $\phi'=0$  analys) för aktiv- och passivjordtryck av  $p_a = \sigma_v - 2c_u$  respektive  $p_p = \sigma_v + 2c_u$  om ingen råhet beaktas i kontaktytan mellan jord-spont. Bärighetsfaktorn blir då  $N_c=4.0$ . Om råhet beaktas kan enligt Janbu (1972) uttrycken skrivas  $p_a = \sigma_v - N_a c_u$  och  $p_p = \sigma_v + N_p c_u$  där  $N_a = N_p = 2\sqrt{1+r}$  vilka utgör bärighetsfaktorer på aktiv respektive passivsidan.  $\sqrt{1+r}$  beaktar inverkan av råhet,  $r=c_u \text{ mot spont} / c_u$ , vilken kan anta olika värden på aktiv och passivsidan. Beaktande av råhet med uttrycket  $\sqrt{1+r}$  begränsades enligt Janbu (1972) till endast små värden på  $r$  (dvs plana glidytor), medan för större råheter är glidplanen icke-plana varför Janbu (1972) redovisade Figur 6 där maximala värden för  $N_a$  och  $N_p$  begränsades till  $(\pi+2)/2=2.57$ .



Figur 6. Inverkan av råhet på bärighetsfaktorer på aktiv- och passivsidan,  $N_a$  resp.  $N_p$ . Från Janbu (1972) med värden för plana glidytor gällande endast för små  $r$ .

Råheten,  $r$ , kan variera mellan  $-1$  och  $+1$  (beroende på de relativa rörelserna mellan spont och jord). T.ex. utbildas/erhålls  $r < 0$  på aktivsidan om sponten rör sig nedåt pga otillräckligt vertikaltöd. Enligt Figur 6 ges maximal total  $N_c$ -faktor av  $2(\pi+2)/2=5.14$  (förenligt med Bjerrum & Eide, 1956) för  $r=1.0$  på aktiv- och passivsidan samt mht att plana glidytor endast gäller för små värden på  $r$ . Stille (1975) angav att  $c_u$  utmed spont sannolikt ligger mellan  $0.5 \cdot c_u - 0.9 \cdot c_u$ , där  $c_u$  bestämts med vingförsök. Således  $r$  mellan  $0.5-0.9$  vilket även beror på tiden för rekonsolidering efter spontslagning.

I Svensk praxis och svenska läroböcker (t.ex. Sällfors, 2013) ges ofta ett något modifierat uttryck för beaktande av inverkan av råhet, nämligen:  $N_a = N_p = 2\sqrt{1 + 2/3r}$ . Detta uttryck illustreras i Figur 7 mot bakgrund av Janbus resultat. Med det modifierade uttrycket begränsas  $N_a$  och  $N_p$  för  $r > 0$  till  $2.58$ , medan de överskattas för  $r < 0$  vilket man bör vara medveten om och korrigera för vid dimensionering av sponter där t.ex. vertikaltödet störs eller är otillräckligt. Janbus linjer för "composite surfaces" är allmängiltiga för  $-1 \leq r \leq 1$ .

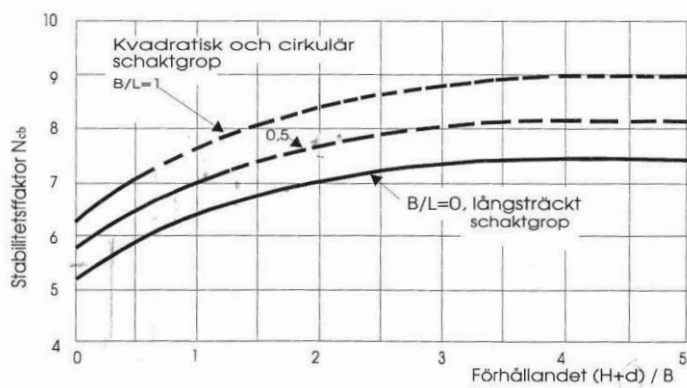


Figur 7. Jämförelse av uttryck för  $N_a$  och  $N_p$  från Janbu (1972) med uttryck tidigare nyttjat i svensk praxis/läroböcker.

Som nämnts tidigare kan  $r < 0$  inträffa på aktivsidan om vertikaltödet för sponten är otillräckligt, dvs sponten rör sig nedåt relativt jorden på aktivsidan. I Svensk praxis, från och med "Förankrade sponter" (Sahlström & Stille, 1979) till och med SPH2018, anges därför att för sponter med otillräckligt vertikaltöd, eller där detta kan störas t.ex. av pålning, bör total  $N_c$ -faktor väljas till  $4.1$  (en kombination av  $r_a = -0.6$  och  $r_p = 1.0$ ) och i siltiga eller vid pålning intill spontväggen i sensitiva leror till  $3.6$  (sannolikt en kombination av  $r_a = -2/3$  och  $r_p = 0.5$ ). Något tvetydigt ges dock i dessa riktlinjer även att för "förankrade sponter" kan  $N_c$  i fall med tillräckligt vertikaltöd väljas till  $5.7$ , vilket om man ska följa övrigt resonemang som bygger på Janbu (1972) och Bjerrum & Eide (1956) bör väljas/begränsas till  $5.14$  (från Figur 7 vid fall med  $r_a = r_p = 1.0$ ). Observera att i "Förankrade sponter" och SPH1996 särskildes ej  $N_c$  (vilket i denna rapport avser bärighetsfaktor för beräkning av nettojordtryck) och  $N_{cb}$  (för kontroll av bottenuptryckning) tydligt.

### 2.1.3 Beaktande av underslagning och eftergivlighet vid kontroll av bottenuppträckning

Som framgår av föregående avsnitt och Figur 4 beaktade inte Bjerrum & Eides modell underslagning av stödkonstruktioner till djup under schaktbotten och Terzaghi (1943) beskrev endast en möjlig princip för att beakta detta. I äldre Svensk praxis "Förankrade sponter" (Sahlström & Stille, 1979) nyttjades Bjerrum & Eides modell för beräkning av säkerheten mot bottenuppträckning, men val av  $N_{cb}$ -faktor angavs till 5.7 för sponter med vertikalstöd (för sponter med begränsat vertikalstöd angavs 3.6 alt. 4.1). I tidigare praxis SPH1996 (Ryner et al., 1996) gjordes en förenklad uppdelning mellan bakåtförankrade sponter och strävade sponter. För bakåtförankrade sponter angavs samma rekommenderade  $N_{cb}$ -faktorer som i "Förankrade sponter" medan för avsträvade sponter angavs att  $N_{cb}$ -faktorn (underförstått med betryggande säkerhet avseende vertikalstabilitet) skall baseras på Bjerrum & Eides  $N_{cb}$ -diagram. Dock nyttjades i SPH1996 underslagningsdjupet,  $d$ , enligt diagrammet i Figur 8, utan hänsyn till spontens eftergivlighet. Detta beskrivs vidare nedan.



Figur 8. Diagram för utvärdering av  $N_{cb}$  enligt SPH1996 (Ryner et al., 1996). Notera att underslagningsdjupet,  $d$ , på osäker sida utnyttjades fullt för såväl kontroll av bottenuppträckning som för dimensionering av spontens rotationskapacitet/strukturella påkänning.

Att nyttja underslagningen enligt SPH1996 innebar två förenklingar på osäker sida (vilket justerats i SPH2018):

- 1) Stödkonstruktionen förutsätts utformad på sådant sätt att sponten är oeftergivlig och därmed kan tvinga ned brottmekanismen för bottenuppträckning under spontfot. För att detta skall gälla måste stödkonstruktionen dimensioneras strukturellt så att detta kan säkerställas.
- 2) Jordtrycken mot stödkonstruktionen och kontroll av rotationsstabilitet beräknades med samma bärighetsfaktor som för brottmekanism för bottenuppträckning. Dvs man nyttjade för kontroll av rotationsstabilitet (där brottytan endast når ned till underkant spontfot) en brottmekanism som går ned under spontfot. Detta ger att  $N_c$  och nettojordtrycket mot spont överskattas. Detta beskrivs utförligare i avsnitt 2.1.4.

I SPH1996 angavs att "större värden än 7 för bärighetsfaktorn  $N_{cb}$  bör användas restriktivt" vilket möjligen förhindrade ett antal bottenuppträckningar eller brott i spontkonstruktioner mht vad som nämnts ovan. Vad gäller 1) vore ett alternativt sätt att istället använda den metod som NGI nyttjat (Karlsruud & Andresen 2008) för att beakta effekter av underslagning.



NGIs metod bygger på en princip som Terzaghi (1943) beskrev för att beakta detta, varvid inte bara vikten av jorden innanför spontväggarna nyttjas utan även skjuvhållfastheten från schaktbotten till spontfot, varvid Bjerrum & Eides (1956) formel kompletteras enligt:

$$F = \frac{N_{cb}s_{ub} + 2s_{uT}Z_T/B_{cr}}{\gamma H + q} \quad (\text{ekv. 2.1})$$

Där  $s_{ub}$  avser medelskjuvhållfasthet för den zon under spontfot där brottmekanismen antas inträffa,  $Z_T$  avser avståndet mellan spontfot och schaktbotten och  $s_{uT}$  är skjuvhållfastheten utmed spontväggen inom detta djup (reducerad för eventuell störning i kontaktytan spontlera).  $N_{cb}$  anges här för att förtydliga att det avser en kontroll av bottenuppträckning. Metoden bygger dock även här på ett antagande om att stödkonstruktionen är oeftergivlig.

Inverkan av stödkonstruktionens styvhet studerades t.ex. av O'Rourke (1992). I Karlsrud & Andresen (2008) återges en förenklad metod där inverkan av underslagning beaktas genom att relatera till stödkonstruktionens böjmomentkapacitet (återges även i SPH2018):

$$F = \frac{0.94N_{cb}s_{ub}}{\gamma H + q - p_{My}(Z_T/Z_{cr})} \quad \text{där } p_{My} = \frac{2M_y - \sigma_{ha} \cdot z_s^2}{z_T^2 + 2z_s \cdot z_T} \quad (\text{ekv. 2.2})$$

$M_y$  är spontens böjmomentkapacitet.  $\sigma_{ha}$  är medelvärdet av jordtrycket bakom sponten över längden,  $z_s$ , definierat som avståndet mellan den understa hammarbandsnivån och schaktbotten.  $z_{cr}$  avser avståndet från schaktbotten till antagen underkant för brottmekanism bottenuppträckning och som tidigare beskrivits avser  $z_T$  avståndet mellan spontfot och schaktbotten.

$N_{cb}$  i såväl ekv 2.1 som 2.2 baseras på en antagen brottmekanism under spontfoten.

#### 2.1.4 Val av bärighetsfaktor enligt SPH2018

Val av bärighetsfaktor är centralt vid dimensionering av etappvisa schakter i lera. Därför återges och förklaras här metodiken för val av  $N_c$  och  $N_{cb}$  enligt vad som anges i SPH2018.

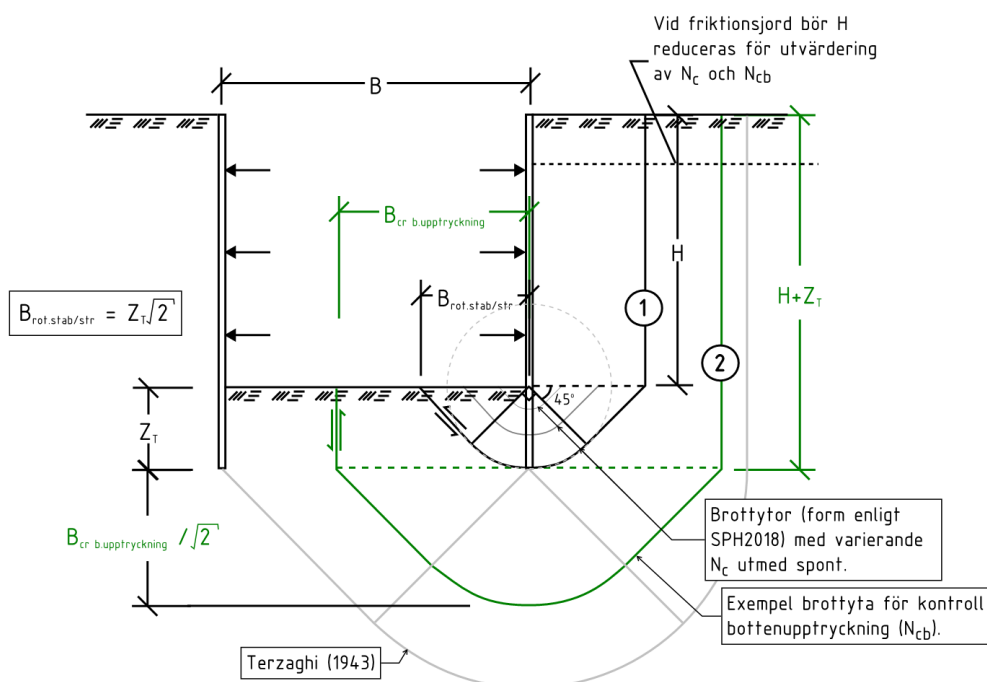
I SPH2018 anges för stämpad spont att bottenuppträckning kan kontrolleras genom nyttjande av ekvation 2.1 (se ovan). Observera dock att detta kräver att spontens strukturella förmåga kan tvinga ned brottmekanismen under spontfot. Inverkan av spontens momentkapacitet kan beaktas enligt ekv. 2.2. I SPH2018 anges att om beaktande av spontens momentkapacitet krävs för att visa att säkerheten mot bottenuppträckning är acceptabel, rekommenderas att numeriska/samverkansberäkningar utförs. Dock, i SPH2018 figur 4-7 innebär modifieringen av diagrammet för  $N_{cb}$ , jmf Karlsrud & Andresen (2008) har underslagningen  $Z_T$  lagts till så som i SPH1996, att spontens underslagning vid utvärdering av  $N_{cb}$ -faktorn för kontroll av bottenuppträckning alltid nyttjas (mht att i SPH2018 ges  $(H+Z_T)/B_{cr}$  på x-axeln). För detta krävs dock att spontens strukturella kapacitet designas för att klara detta (dvs trycka ned kritisk glidyta under spontfot). Detta framgår vagt av SPH2018 avsnitt 4.4.1.3 men kan förtydligas. Avsnitt 4.4.1.3 återges i det följande.



Enligt SPH2018 avsnitt 4.4 Dimensionering mht rotationsstabilitet av spontvägg anges under avsnitt 4.4.1.3 Passivt nettomohåll för sponter förankrade på en nivå att:

”Vid bestämning av  $N_{cb}$  sätts nedslagningsdjupet,  $Z_T$ , enligt Figur 4-6 lika med noll vid bestämning av  $N_{cb}$  enligt Figur 4-7.  $N_{cb}$  ska motsvara den brottyta som tangerar spontfot.”

Avsikten med ovanstående skrivning är att lasteffekten mot sponten skall beräknas som den mest kritiska brottmekanism, som skulle uppkomma om sponten endast var installerad till schaktbotten. Dvs spontens strukturella påkänning skall dimensioneras med en  $N_c$ -faktor vilken motsvarar djupet för den brottmekanism som kan uppstå om sponten roterar. Avsnitt 4.4.1.3 borde förtydligas till att ange  $N_c$ . Dvs spontens strukturella påkänning dimensioneras med en separat (lägre)  $N_c$ -faktor jämfört med kontroll av bottenuppträckning (vilket avser en djupare glidyta vilken roterar under spontfot). Det bör nämnas att detta gäller sponter förankrade på en eller flera nivåer, vilket inte framgår av SPH2018. I Figur 9 visas tänkt princip/dimensioneringsgång inklusive relevanta brottytor för val av bärlighetsfaktorer vid dimensionering enligt SPH2018. I Figur 9 ges även att  $H$  vid utvärdering av bärlighetsfaktorer bör reduceras till den del av  $H$  som utgörs av kohesionsjord.



Figur 9. Illustration av brottmekanismer för val av  $N_c$ -faktor och dimensioneringsgång enligt SPH2018. Inledande 1) dimensionering av spontens rotationsstabilitet/strukturella bärförmåga för en brottyta tangerande spontfot och 2) kontroll av bottenuppträckning där spontens underslagning beaktas (spontens kapacitet för nyttjande av underslagning säkerställs genom dimensionering mht brottmekanism 1).

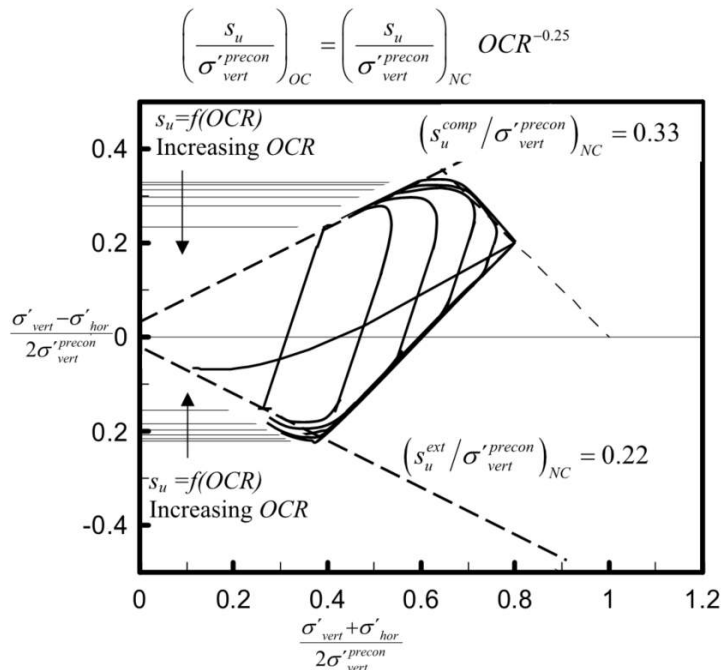
I Figur 9 framgår att bredd ( $B_{rot.stab/str}$ ) för kontroll av spontens rotationsstabilitet/strukturella påkänningar enligt SPH2018 avsnitt 4.4.1.3 ges av spontens underslagning.  $N_c$  utvärderas

således för en formfaktor<sup>1</sup>  $B_{cr}/L$  och djupfaktor<sup>2</sup>  $(H+Z_T)/B_{cr}$  där  $Z_T$  sätts till 0. Att glidyta måste tangera spontfoten som det står i SPH2018 innebär att  $B_{cr}$  i djupfaktorn ansätts till  $Z_T \sqrt{2}$  enligt Figur 9, dock inte större än  $B$ . Detta är dock inte helt korrekt utan  $B_{cr}$  i djupfaktorn kombinerat med formfaktorn skall teoretiskt vara det  $B$  som totalt sätt resulterat i lägsta  $N_c$ . På säkra sidan kan dimensioneringen göras med en djupfaktor lika med noll. Men man kan enligt SPH2018 välja  $N_c$  utifrån  $B_{cr}=Z_T \cdot \sqrt{2}$ , se Figur 9  $N_c$  varierar utmed spont, det viktiga är att hitta den kombination av hållfasthet och  $N_c$  som ger lägst nettojordtryck (jämför resonemang om iterering av  $B_{cr}$  som beskrivits på sid 9 i samband med Figur 5).

## 2.2 Tidseffekter

### 2.2.1 Effekt av konsolidering

Den odränerade skjuvhållfasthet en lera uppvisar är ett resultat av in-situ spänningsförhållanden samt effektivspänningsvägen till brott för olika belastningsfall. Därav uppvisar lera normalt anisotropa hållfasthetsegenskaper. Några principiella effektivspänningsvägar för odränerade belastningsfall redovisas nedan.

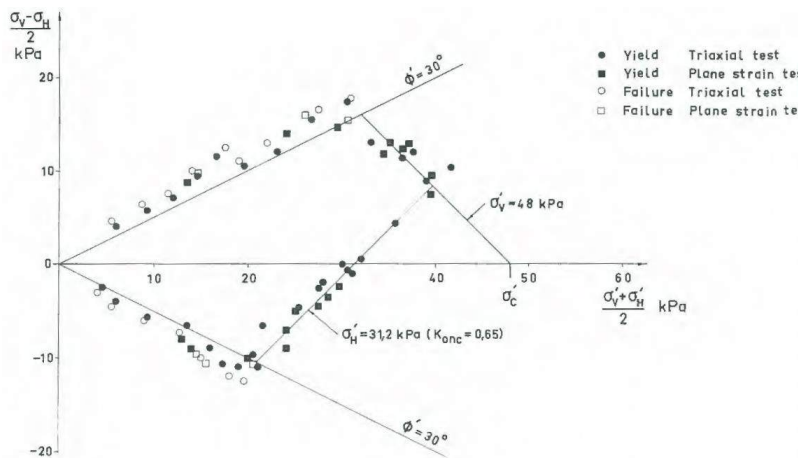


Figur 10. Normaliserade idealiserade spänningsvägar ( $s'-t$ ) kombinerat med de empiriska värdena på den odränerade hållfastheten vid olika OCR och spänningsriktningar (Kullingsjö, 2007).

<sup>1</sup> Formfaktorn beaktar 3D effekter. Ett mått på hur mycket gaveffekterna kan påverka den aktuella kritiska glidyta. OBS! Gaveffekterna måste dock kunna tas om hand av angränsande snitt.

<sup>2</sup> Djupfaktorn beaktar tvådimensionella begränsningar på den kritiska glidyta.

För att bestämma flytytans läge (gräns för stora töjningar) krävs dränerade<sup>1</sup> triaxialförsök i ett antal varierande spänningsvägar/riktningar. Larsson (1981) utförde ett antal sådana dränerade triaxialförsök samt s.k. "plane strain" försök, på prover tagna från 5.5 m djup i Bäckebol strax norr om Göteborg, se Figur 11.



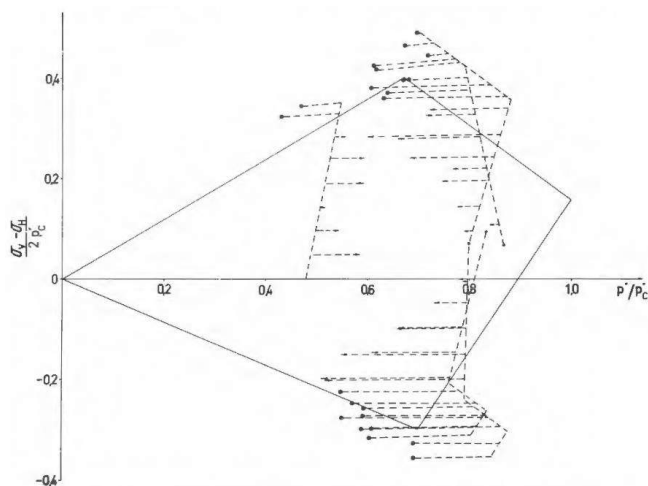
Figur 11. Utvärderade "yield points" från dränerade triaxial- och plane strain försök på lera från 5.5 m från Bäckebol, Göteborg. Förenklad flytyta redovisas med heldragna linjer. Från Larsson (1981).

Då ett försök utförs odränerat upp till en viss spänningsnivå (t.ex. snabb belastning i fält) kommer det i en kontraktant lera att genereras porövertryck (positiva vid pålastning och negativa/sug vid avlastning). Om dräneringsvägarna därefter öppnas (i fält motsvarande t.ex. att schakten står öppen över tid) kommer konsolidering av porövertrycken att innebära att effektivspänningarna och spänningsvägarna förändras med tid.

Således sägs generellt att säkerheten mot brott för schakter generellt försämras med tid, medan det för t.ex. bankar förbättras med tid (dock ej generellt, pålastning kan t.ex. orsaka nedbrytning av lerans struktur och om detta fenomen "vinner" över tillväxten i hållfasthet pga konsolidering- och krypprocesser, kan hållfastheten/säkerhetsfaktorn minska på sikt).

Ett annat fenomen som förtjänar att förtydligas är "odränerat kryp" vilket för vissa belastningssituationer med tiden kan leda till brott. Fenomenet initieras av att leran belastas till en spänningssituation (nära eller utanför flytytan) vilken ger upphov till krypdeformationer, i de fall ingen eller begränsad möjlighet finns till dissipering av de genererade portrycken, vilka uppstår pga krypdeformationer, kommer porövertrycken innebära att spänningsvägarna rör sig mot brottlinjerna. Principiellt exempel på detta visas i Figur 12 från Larsson (1977).

<sup>1</sup> Dränerade triaxialförsök möjliggör att styra spänningsvägen (effektivspänningsvägen är lik den påförda totalspänningsvägen, axiella och radiella spänningar) eftersom försöken utförs med öppna dräneringsvägar samt tillräckligt långsamt för att alla porövertryck som uppkommer ska hinna dissipera. För odränerade försök är dräneringsvägarna stängda, spänningsvägen blir då resultat av de påförda totalspänningarna och lerans respons avseende genererade porövertryck.

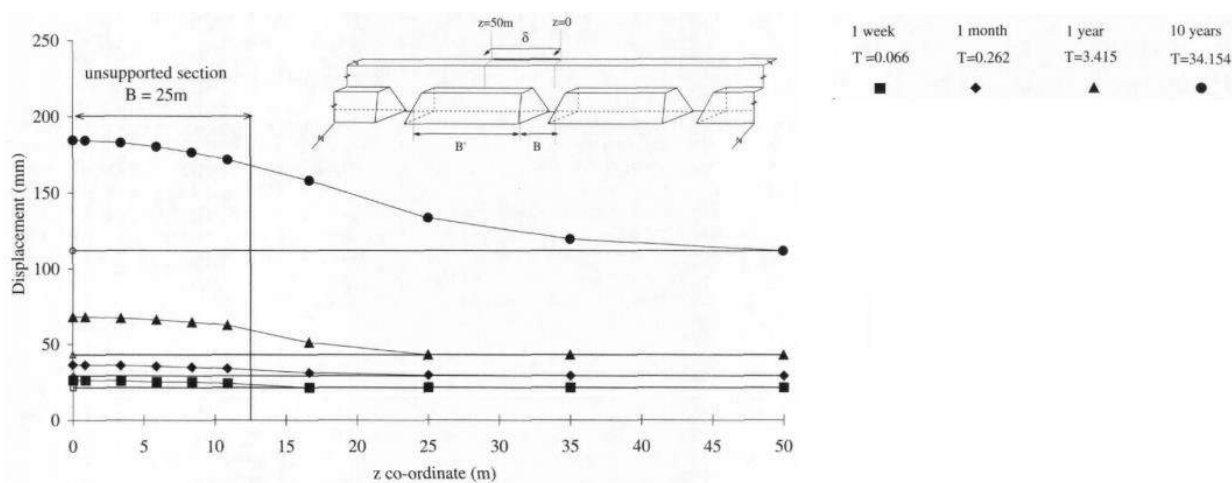


Figur 12. Exempel på odränerade krypförsök, från Larsson (1977). Fyllda cirklar avser försök som gått till brott.

Dock är begreppet ”odränerat kryp” något missvisande, då ”krypningen” i dessa försök ej sker för en konstant effektivspänning vilket är den normala definitionen på krypning. Vidare är deformationerna i provet inte helt säkert ett resultat av enbart krypdeformationer, då effektivspänningsförhållandena förändras kan nämligen även deformationer pga primära deformationer uppkomma (dvs porövertrycken i försöken genereras pga en kombination av primära och sekundära deformationer).

### 2.2.2 Tidseffekter exempel med tryckbankar

I referensprojektet ”Tennet 2”, vilket redovisas i kapitel 5, nyttjades kvarlämnade tryckbankar mot spont, vilka bortschaktades etappvis. Gourvenec & Powrie (2000) utförde beräkningar med 3D-FEM och undersökte inverkan av bl.a. schaktetapplängd och tiden som den etappvisa schakten stod öppen. I Figur 13 visas ett exempel på hur deformationerna utmed spontväggen utbildas med tid (effekter av konsolidering) och sprids horisontellt ju längre tid en schakt står öppen. Tidskalan (>vecka) må vara orealistisk för etappvis schakt, men illustrerar ändå principiellt vikten och nyttan av att begränsa tiden för kritiskt schaktskede.



Figur 13. Exempel på inverkan av tid en schakt står öppen (ökande deformationer utbredning med tid). Från Gourvenec & Powrie (2000).

### 2.2.3 Effekt av hastighetsberoende/visköst beteende

Från t.ex. ödometerförsök är det känt att förkonsolideringstryck och moduler är beroende av belastningshastigheten, se t.ex. Sällfors (1975). Detsamma gäller den odränerade skjuvhållfastheten bestämd t.ex. med vingförsök med olika rotationshastighet, se t.ex. Torstensson (1973). Om detta generaliseras till triaxialspänningsrymden ( $p'$ - $q$ ) kan det exemplifieras med att flytytans storlek förändras mht belastningshastigheten.

Lerans respons och tiden till brott påverkas därmed dels av konsolidering (utjämning av porövertryck), vilket beskrivits i avsnitt 2.2.1, samt den belastningshastighet som uppkommer i fält. Denna kombination av påverkan av tid påtalas av t.ex. Tavenas & Leroueil (1981) men diskuteras ej i mer detalj här.

### 3 ÅTERKOPPLING TILL SBUF-PROJEKT 12340

Parallellt med detta projekt har SBUF projekt 12340 *Etappvis schakt i lös lera med nyttjande av konsolspont och hammarband* bedrivits av Torbjörn Edstam, Skanska Teknik i Göteborg. Projektet behandlade metoder för uppskattning av nyttan av lokal schakt vid schakt inom konsolspont. Föreliggande rapport/projekt behandlar nyttan av etappvis schakt inom avsträvade sponter. En kort sammanfattning av SBUF-projekt 12340 samt dess koppling till detta projekt ges nedan.

Kort översiktlig sammanfattning av SBUF projekt 12340 *Etappvis schakt i lös lera med nyttjande av konsolspont och hammarband*:

- I projektet utvecklades, baserat på jämförelser mellan 2D och 3D-FE beräkningar, en för lokal schakt förenklad metodik för utformning av **konsolspont** med hammarband mht gränstillstånd ULS(Geo).
- Baserat på de utförda analyserna bedömdes ULS(Str) ej aktuellt att analysera vidare då spontplankens kapacitet med god marginal överskred beräknade påkänningar i de studerade fallen. För hammarbandet överskreds ULS(Str) i vissa fall, dock beaktades inte hammarbandet i den föreslagna metodiken för uppskattning av nyttan av 3d-effekter, utan ansågs endast bidra till att reducera schaktinducerade rörelser (dvs bidra till SLS).
- Förenklad metodik för uppskattning av deformationer (SLS) utfördes ej, med hänvisning till att 3D-FE analyser är så pass tidskrävande att randvillkoren ofta behöver förenklas i någon form, samt att mer avancerade jordmodeller (för att efterlikna lerans spännings-töjnings samband) i sin tur skulle leda till ytterligare tidsåtgång.

Fokus för föreliggande SBUF-projekt avser etappvis (succesiv) schakt inom avsträvad spont. Avsträvningen av spont kan utgöras av t.ex. stämp alternativt motgjutning med grovbetong. I denna rapport redovisas bland annat referensprojektet "Knutpunkt Gamlestan – spårskede 3", i vilket etappvis schakt utfördes inom konsolspont försett med hammarband och avsträvning utfördes genom succesiv motgjutning med grovbetong i takt med den etappvisa schakten. Således finns likheter mellan aktuellt referensprojekt och de idealiserade fall vilka redovisades i SBUF 12340. Referensprojektet Knutpunkt Gamlestan redovisas i kapitel 4.



## 4 REFERENSPROJEKT OCH KONCEPTUELLA MODELLER - KNUTPUNKT GAMLESTADEN

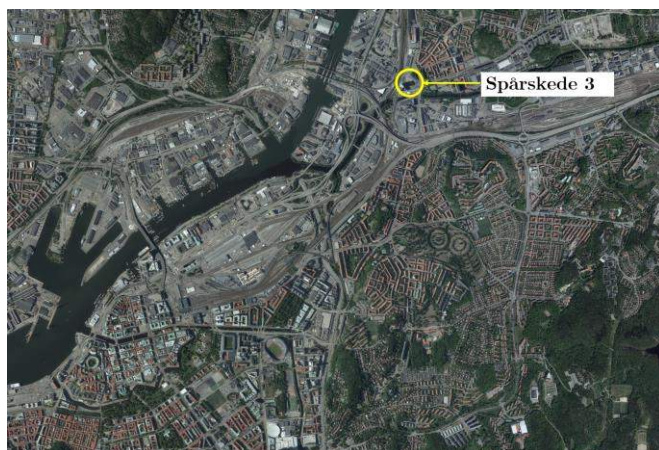
I följande kapitel beskrivs det första av två referensprojekt med mätdata avseende deformationer i samband med etappvis schakt inom avsträvade sponter. Projektet ”Knutpunkt Gamlestaden - spårskede 3” beskrivs i detta kapitel och projektet ”Tennet 2” i kapitel 5.

Avsnittet är uppdelat enligt:

- Bakgrund/orientering
- Utförda schakt- och grundläggningsarbeten
- Geotekniska egenskaper och jordlagerföljd
- Mätprogram och mätresultat
- Dimensionering av stödkonstruktionen, konceptuella modeller för ”skarp” dimensionering mht ULS (Geo och Str) och redovisning av beräkningar med:
  - Analytisk klassisk jordtrycksteori
  - 2D-FE
- Beräkning med 3D-FE och jämförelse med uppmätta deformationer i spont.

### 4.1 Bakgrund/orientering

Entreprenaden Knutpunkt Gamlestaden, spårskede 3, utfördes av Skanska våren 2013 till hösten 2014. Projektet utgjorde en del i Göteborgs Stads om- och utbyggnad av stadsdelen Gamlestaden. Projektområdet var beläget i Göteborgs nordöstra delar, se Figur 14 och Figur 15, och innefattade huvudsakligen omförläggning av spårväg, stabilitetshöjande åtgärder utmed Säveån, samt markförberedelser inför byggnation av ett nytt resecentrum. I samband med byggnation av en ny spårbro (utformad för att i framtiden även kunna nyttjas som ett parkeringsgarage, med spårvägen belägen ovanpå detta) erfordrades schakt inom spont mht närheten till befintlig spårvägsbank, järnvägsbro och övriga intilliggande anläggningar så som ledningar och vägar. Grundläggningsnivån för spårvägsbron medförde temporära schakter med ett djup uppgående till i huvudsak ca 4 m, men lokalt mot befintlig spårvägsbank uppgick nivåskillnaden till ca 6 m. Sponten utformades i huvudsak som en konsolspont, vilken försågs med ett kraftigt hammarband som i kombination med etappvis schaktning och avsträvning med succesiv motgjutning av grovbetong, eliminerade behovet av stämp tvärs schakten.



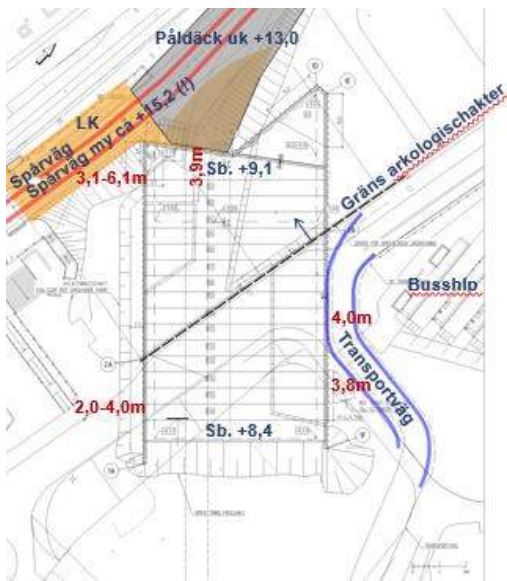
Figur 14. Centrala Göteborg med markerat läge för projekt Knutpunkt Gamlestaden spårskede 3.



Figur 15. Del av arbetsområdet, foto mot norr med Säveån i förgrunden. Del av spont för spårbron installerad och inledande arkeologischakter pågår öster om befintlig spårvägsbank samt järnvägsbro.

## 4.2 Schakt- och grundläggningsarbeten

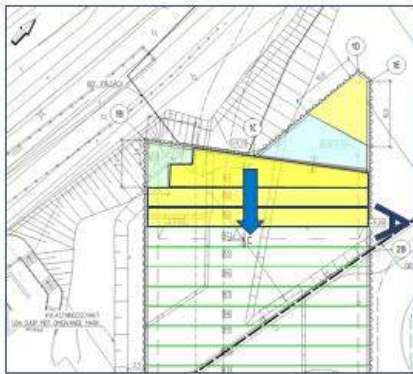
Schakten och dess geometriska utformning i plan framgår av Figur 16. Schaktens bredd var ca 35 m och dess längd (exklusive slänter i sydöst) varierade mellan 53-65 m. Stålspont (AU14 S355GP, L=15 m) installerades i juni 2013 i delområdet vilket bedömts som intressant för inledande arkeologischakter. Resterande spont (södra väggen L=12 och norra väggen 14 m) installerades i oktober 2013.



Figur 16. Schaktens utbredning. Röda siffror anger schaktdjup mot omgivande mark för ett antal beräkningssektioner. Den sektion som denna SBUF-rapport fokuserar på är mot nordöst, där schaktdjupet uppgick till 4,0 m.

Betongpålar installerades i två rader utmed mittlinjen av spårbron, samt i en rad utmed dess ränder. För att minimera deformationerna i omgivande anläggningar (befintlig spårväg, järnvägsbro, ledningar, m.m.) utfördes augerborrning, L=10 m, i varje pålläge innan installation av pålelementen (kantmått 270 mm, stoppslagna med längder varierande mellan ca 30-40 m).

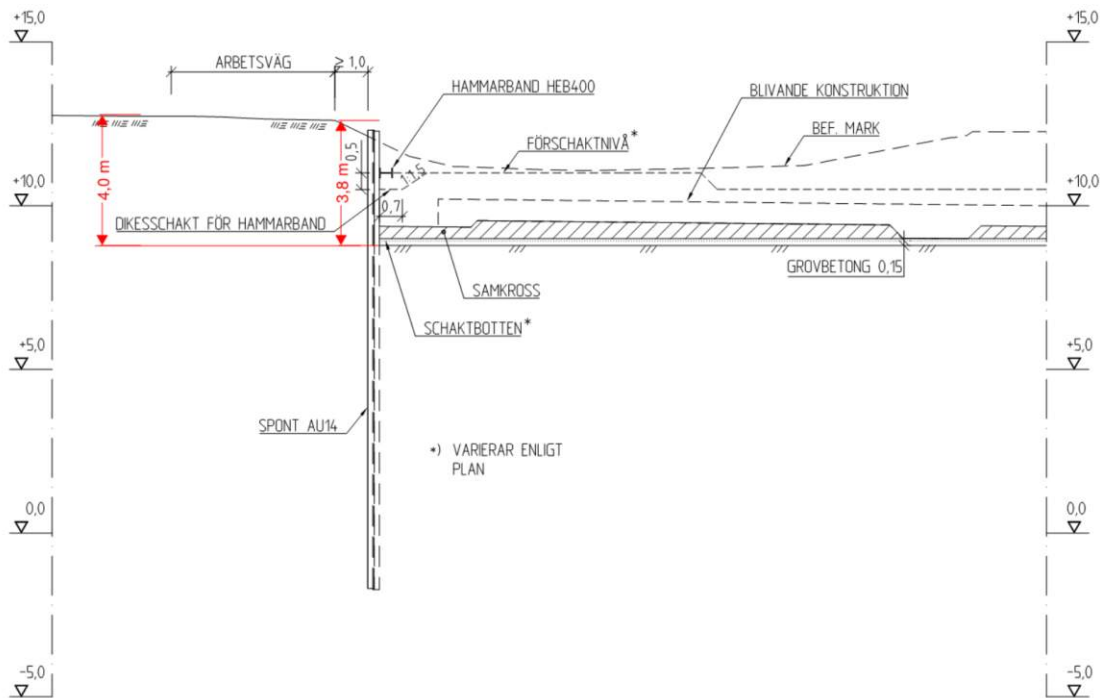
De etappvisa schakterna inleddes 2013-12-02 och avslutades med sista motgjutningen 2014-01-13. Markytans nivå innan schakt varierade mellan ca +12 till +13, undantaget befintlig spårvägsbank i norr med överkant kring nivå ca +15. Schakt utfördes inom stålspont försedd med hammarband (HEB400). Inledningsvis utfördes förschakter inom sponten. Beroende på hur "överstarka grannar" som erfordrades inför den etappvisa schakten, varierade förschaktens tillåtna djup utmed spontväggen. De slutliga (etappvisa) schaktdjupen framgår av Figur 16 (rödmarkerade siffror). Efter inledande etappvisa schakter, närmast befintlig spårvägsbank, bedrevs schakten etappvis från nordväst, se Figur 17, med succesiv motgjutning av 0.15 m grovbetong i schaktetapplängder om 4 m (inledningsvis 3 m, men efter ett antal schaktetapper justerat till 4 m då uppmätta deformationskrav visade sig kunna innehållas). Föreliggande SBUF-rapport fokuserar på en sektion mot öster med schaktdjup 3.8 m, se plan Figur 16 och sektion Figur 18. Förfarandet med 4 m etapplängder var även ett för projektet produktionsmässig gynnsamt förfarande, då schaktens bredd var ca 35 m var det i linje med vad produktionen "hann med" att schakta ur på morgon/förmiddag med påföljande gjutning under eftermiddag. Betongens erforderliga tryckhållfasthet uppnåddes med god marginal (ej kritiskt för produktionen) innan nästa schaktetapp påbörjades. På så sätt "rullade" den etappvisa schakten med succesiv motgjutning framåt med 1 st etapp 4 m x 35 m om dagen.



Figur 17. Förfarande för etappvis schakt, läge för foto visas öster om sponten.

Underkanten och voterna på konstruktionsbetongen gjorde att viss överschakt krävdes för att erhålla en kontinuerlig/plan grovbetong vinkelrät sponten. Fyllning ovan grovbetong utfördes med samkross upp till underkant konstruktionsbetong. Utmed vissa delar av spontlinjen var den globala stabiliteten efter utförd etappvis schakt och motgjutning kritisk, således krävdes inom dessa sträckor att maximalt 3 gjutetapper kunde färdigställas, innan fyllning med samkross ovan grovbetongen, se Figur 18. Detta arbetsmoment innebar inte någon tidsförlust för produktionen.





Figur 18. Sektion mot nord-öst vilken denna SBUF-rapport fokuserar på. Schaktdjupet mot omgivande mark är ca 3,8-4,0 m. I sektionens ses även a) restriktion för lägsta förshaktnivå mht "överstarka grannar" vid etappvis schakt b) utförande med en plan grovbetong vinkelrät schakten c) krav på fyllning/ballastering med samkross upp till underkant konstruktionsbetong mht global stabilitet efter etappvis schakt (utmed denna delsträcka maximalt 3 färdigställda gjutetapper innan fyllning var ett krav).

### 4.3 Geotekniska egenskaper och jordlagerföljd

Grundförhållandena inom området utgjordes av ca 1-4 meter fyllnadsmassor ovan lera, vars mäktighet varierar mellan ca 25 och 35 m i läget för spårbron. I läget för den nu studerade sektionen var fyllnadsmäktigheten ca 2-3 m. Under leran följer fiktionsjord, med en mäktighet av några enstaka meter ovan berg.

Uppmätt vattenkvot i leran och gyttjan varierade mellan ca 50-90 % på 5 m djup under markytan minskande till ca 40-60 % på 30 m djup. Konflytgränsen varierade mellan ca 65-90 % på 5 m djup under markytan minskande till ca 45-60 % på 30 m djup. Lerans och gyttjans korrigerade odränerade skjuvhållfasthet (se sammanställning i Bilaga 3:1) varierar mellan ca 20-40 kPa direkt under fyllningen, för att på ca 7 m djup under markytan variera mellan ca 20-25 kPa. Under 7 m djup ökar skjuvhållfastheten med ca 0,5 kPa/m ned till ca 20 m djup under markytan, för att därunder öka med ca 1.2 kPa/m mot djupet. Lerans och gyttjans sensitivitet varierar mellan ca 8-20 (generellt ökande mot djupet). Krypsättningar pågick enligt beställarens tekniska beskrivning ned till nivå ca -5, indikerande  $OCR < ca 1.3$  ovan denna nivå och  $OCR > 1,3$  därunder.

Porvattentrycket i jordlagren motsvarar en grundvattenyta belägen på nivå +10 med tryckökning mot djupet ca 11 kPa/m. Lerans permeabilitet utvärderades från CRS-försök till mellan ca  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s och  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s.

#### 4.3.1 Tekniska egenskaper nyttjade för dimensionering

Följande jordlagerföljd och tekniska egenskaper låg till grund för dimensioneringen av stödkonstruktionen och schakten i studerad sektion (Figur 18).

Jordlagerföljd i studerad sektion, säkerhetsfaktorer, ytlast:

- Fyllning till nivå ca +10/+11 (motsvarande ca 2-3 m djup under markytan) därunder gyttja (enligt beställarens Tekniska Beskrivning) till nivå +5 ovan lera, till djup under markytan varierande mellan ca 25 till 35 m. Under leran följer friktionsjord ovan berg.
- Grundvattenyta belägen på nivå +10.0 med hydrostatisk portrycksfördelning mot djupet.
- Karakteristisk trafiklast/arbetsfordon i aktuell sektion beaktas motsvarande 15 kPa, därbakom beaktas, mht en större busshållplats, en karakteristisk last motsvarande 10 kPa.
- Säkerhetsklass 2.
- Partialkoefficient för odränerad skjuvhållfasthet och friktionsvinkel 1.5 respektive 1.3.
- Omräkningsfaktorn,  $\eta$ , (tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion vid beräkning av dimensionerande materialparametrar) har satts lika med 1.0.

I Tabell 4.1 och Tabell 4.2 redovisas tekniska egenskaper för dimensionering.

Tabell 4.1. Materialmodeller och parametervärden för tidigare utförd dimensionering (kursiv stil anger värden för FE-beräkning). Tungheter och hållfasthetsvärden enligt beställarens OTB.

	Lera / gyttjig Lera	Lera / gyttjig Lera (interface) <sup>1)</sup>	Fyllning	Grovetong
<i>Materialmodell</i>	<i>MC (undrained C)</i>	<i>MC (drained)</i>	<i>MC (drained)</i>	<i>MC (non-porous)</i>
$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16.5/6.5	16.5/6.5	18/10	24/14
$E_{oed}$ [MPa]	250*c <sub>u</sub> <sup>2)</sup>	250*c <sub>u</sub> <sup>2)</sup>	30	35E3
$\nu_{ur}$	0.20	0.20	0.20	0.15
$c_u$ [kPa]	24 (till nivå +5) 24+0.2*z (z från nivå +5) 27+1.1*z (z från nivå -10)	(lik Lera / gyttjig lera)	-	2000
$\varphi'$ [°]	-	-	34	35
$K_0$	0.60	0.60	1-sin( $\varphi'$ )	1.0
$R_{inter}$	0.50	0.50	0.50	0.5
<i>Tension cut-off</i>	-	-	-	<i>Yes (1600 kPa)</i>

<sup>1)</sup> för att enligt Svensk praxis beakta att en vattenspalt kan utbildas vid eventuellt glapp mellan spont och lera.

<sup>2)</sup> Antagande baserat på SGI Info 1 ( $M_0=250*c_u$ ).

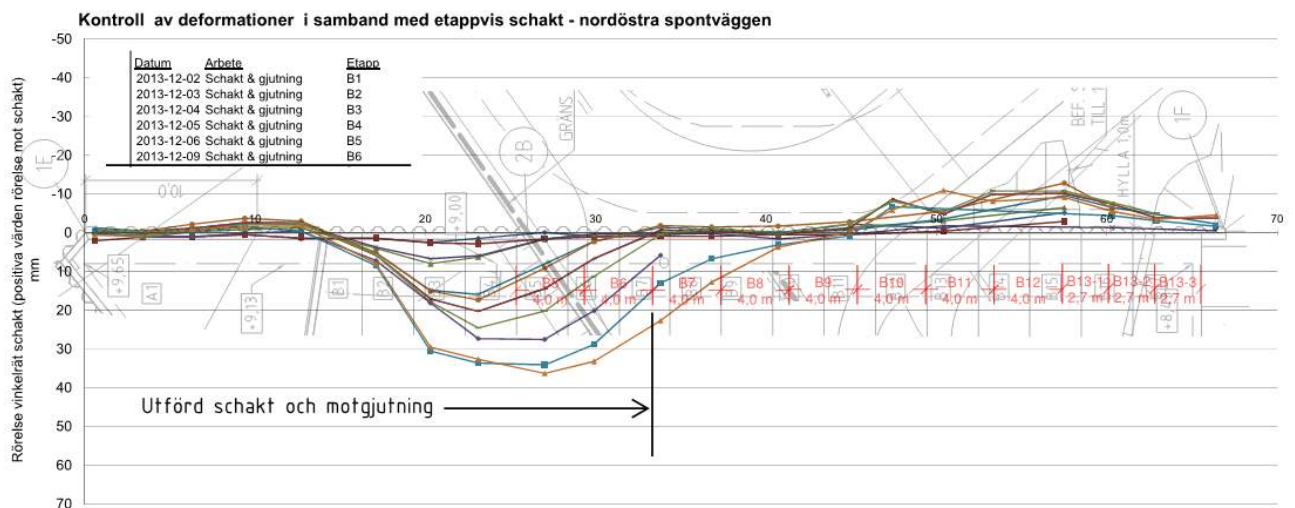
Tabell 4.2. Materialmodell och parametervärden för stödkonstruktion (stålspont) i FE-beräkningar.

	Spont AU14 S355
Materialmodell	Plate element (elastoplastic)
EA [kN/m]	2.8E6
EI [kNm <sup>2</sup> /m]	60.2E3
$\nu$ [-]	0.25
w [kN/m]	1.04
M <sub>p</sub> [kNm/m]	400 <sup>1)</sup>
N <sub>p</sub> [kN/m]	4700

<sup>1)</sup> reducerat med faktor  $\beta_B=0.8$  mht låsglidning, samt beräknat utifrån  $W_{el}$  mht S355 ger tvärsnittsklass 3 för aktuell profil. OBS! Faktorn  $\beta_D$  valdes till 1.0 istället för vad som nu rekommenderas i SPH2018 0.6-0.7.

#### 4.4 Utförda kontrollmätningar

I samband med markarbetena övervakades deformationer inom ramen för ett kontrollprogram. I schaktskedet utökades uppföljningen av rörelser i stödkonstruktionen, bland annat mättes med cc-avstånd ca 3 m hur spontplankornas horisontella rörelse, vinkelrätt spontväggen, utvecklades i takt med att schaktfronten drevs söderut. Kontrollmätningar under tiden då etappvis schakt bedrevs utfördes 1-2 gånger/dag. Detta möjliggjorde övervakning av de schaktinducerade rörelserna samt optimering av schaktetapplängderna (aktiv design). Redovisning av mätdata för den nordöstra spontväggen framgår av Bilaga 5. I Figur 19 nedan redovisas uppmätta rörelser i nämnda spontvägg då den etappvisa schakten bedrivits knappt halvvägs. I samband med varje schaktetapp utfördes kontrollmätningar morgon och eftermiddag. Det omfattande mätprogrammet möjliggjorde att schaktetapplängden från och med etapp B5 utökades till 4 m (se röd måttsättning i Figur 19).



Figur 19. Nordöstra spontväggen, exempel på uppmätta rörelser vinkelrätt mot schakt (neråt i bild) då 5 schaktetapper vinkelrätt schakt utförts. Maximal utböjning ca 35 mm. Den utökade schakt-etapplängden (från 3 till 4 m från och med schaktetapp B5) indikeras av röd måttsättning.



## 4.5 Konceptuella modeller för dimensionering

### 4.5.1 Introduktion

Konsolspont tillgrips ofta där schaktdjupen är ringa (generellt < 2 m schaktdjup i lera med  $c_{uk}$  ca 15 kPa ökande med ca 1 kPa/m) och kraven på deformationer är begränsade. För att klara större schaktdjup eller minska deformationerna kan etappvis schakt tillgripas varvid stålsponter förses med hammarband och i takt med den etappvisa schakten succesivt stöttas/säkras, t.ex. genom motgjutning med grovbetong. Just detta förfarande tillgreps i Knutpunkt Gamlestan och beskrivs i följande avsnitt.

Genom att redogöra för de tankesätt som nyttjades i det aktuella referensprojektet, och tidigare projekt på Skanska Teknik i Göteborg, avser följande avsnitt att exemplifiera:

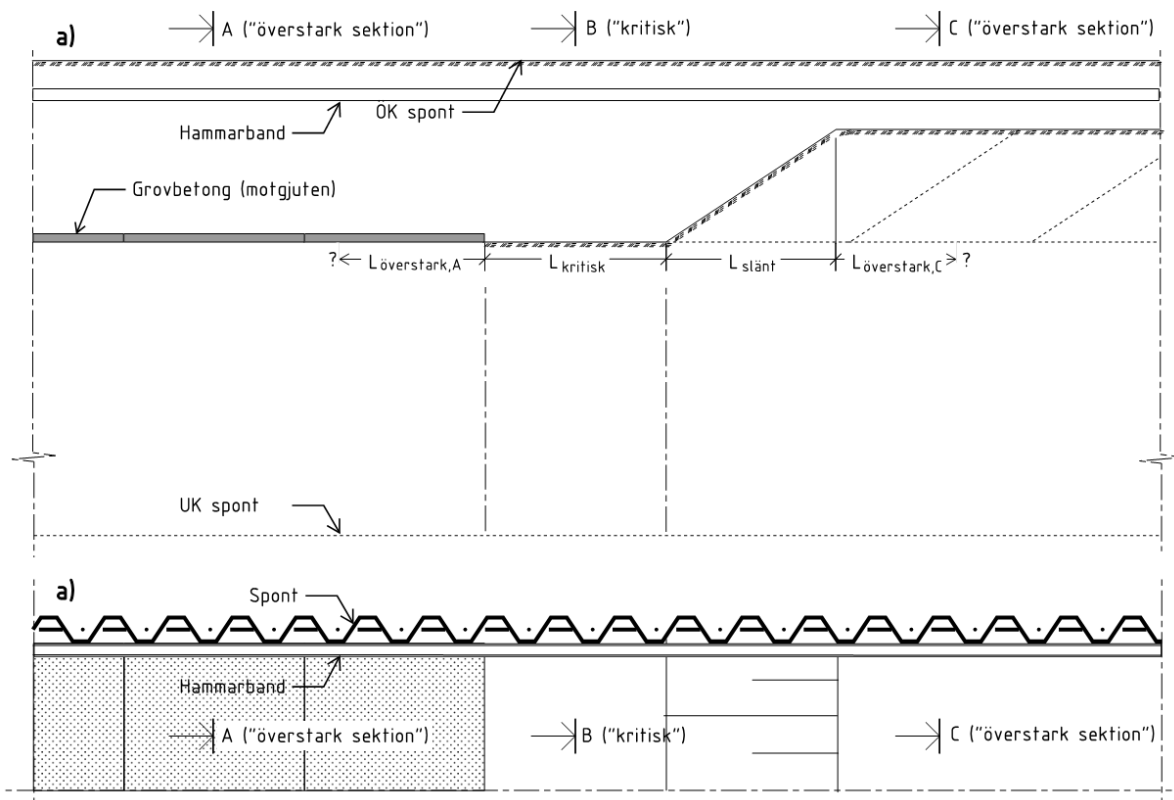
- **Konceptuella modeller och beräkningsgång** för att beakta nyttan av etappvis schakt vid dimensionering av stödkonstruktion mht ULS (dvs innefattar ej uppskattning av nyttan mht SLS/deformationer).
- Exempel på ULS beräkningar (Geo och Str) med jordtrycksberäkningar enligt **2D-FEM**.

Detta är tillvägagångs- eller tankesätt som tillämpats för att ”undvika” modellering i 3D-FEM, vilket tidigare haft begränsningar inbyggda i programvarorna och beräkningstid, vilket delvis fortfarande gäller för merparten av projekt med ordinär karaktär/schaktdjup. De konceptuella modellerna för att beakta gynnsamma 3D-effekter med klassiska (analytiska) jordtrycksberäkningar och 2D-FEM har nyttjats i ett flertal projekt av Skanska Teknik i Göteborg.

### 4.5.2 Nyttjade konceptuella modeller för ULS (Geo och Str)

I detta avsnitt beskrivs konceptuell modell och beräkningsgång för beaktande av 1) valvverkan i enbart hammarband samt 2) valvverkan i hammarband och jord. Kontroller av såväl geoteknisk som strukturell bärförmåga beskrivs.

I Figur 20 visas en elevations- och planskiss med indelning i ”överstarka” intilliggande sektioner och ”kritisk” sektion, för etappvis schakt med succesiv motgjutning av grovbetong.



Figur 20. Principalskiss a) elevation och b) plan för etappvis schakt med hammarband och succesiv motgjutning med grovbetong. Längden på  $L_{\text{överstark,A\&C}}$  bestäms av  $L_{\text{kritisk}}$ , samt det mht ULS (Geo och Str) erforderliga mothållet i sektion B, samt möjliga mothållet i sektion A och C.

#### 4.5.2.1 Beaktande av enbart hammarbandets förmåga att överföra laster i horisontalled

Följande översiktliga beräkningsgång innefattar konceptuell modell och nödvändiga kontroller för etappvis schakt om enbart hammarbandets förmåga till valvverkan nyttjas.

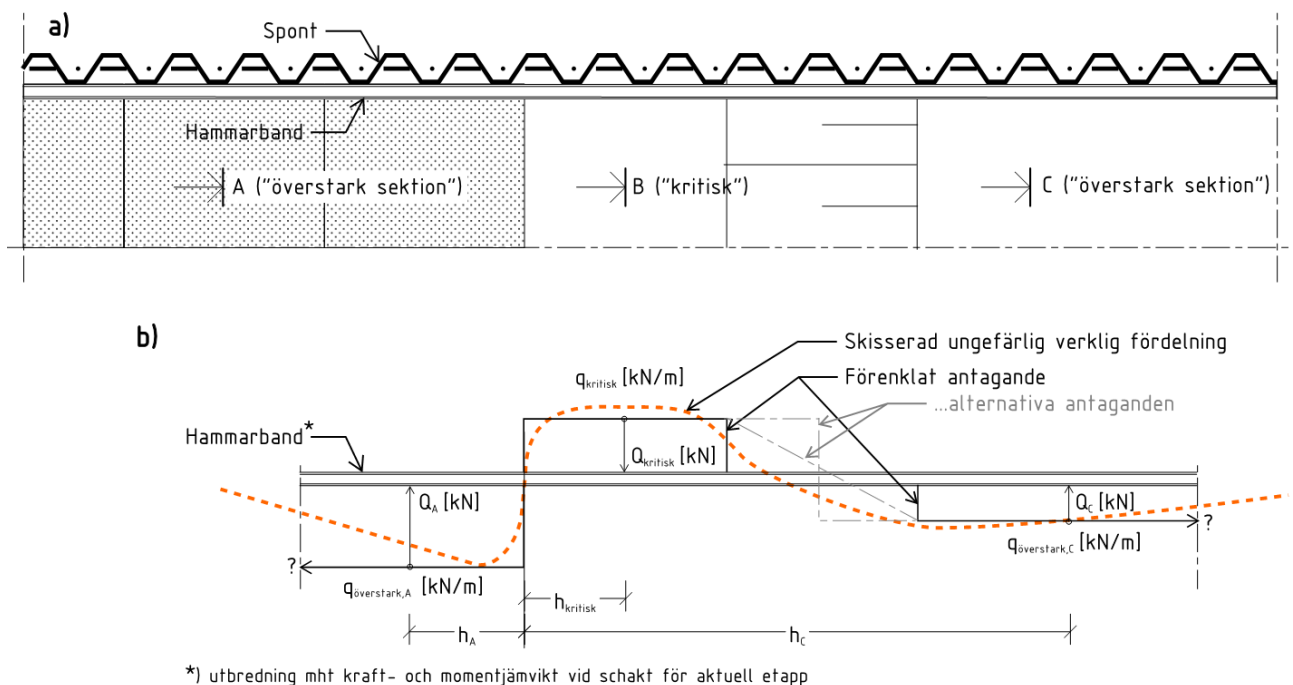
Tankesättet kan nyttjas såväl vid beräkning med klassisk jordtrycksteori som vid 2D-FEM.

- 1) Kontroll av mothållskapacitet (stjälpande kraft som kan påföras i hammarbandsnivån) i intilliggande överstark sektion (ännu ej uppschaktad) mht geoteknisk (Geo) och strukturell (Str) bärförmåga (ULS). 2D-analys form- och djupfaktorer beskrivna i avsnitt 2.1.4 sätts till 1.0.
- 2) Kontroll av behov av stöttning (mothållande kraft som krävs i hammarbandsnivå) mht geoteknisk och strukturell bärförmåga i kritisk schaktetapp. 2D-analys form- och djupfaktorer beskrivna i avsnitt 2.1.4 sätts till 1.0 mht att endast hammarbandets (ej jordens) möjlighet till valvverkan beaktas.
- 3) Kontroll av mothållskapacitet (stjälpande kraft som kan påföras i hammarbandsnivån) i sektion med motgjuten grovbetong. I fall där grovbetongen ej är motgjuten mothållsspont eller liknande måste det tillses att betongen ej "glider" på schaktbotten. För fullskaleförsök avseende skjuvning mellan grovbetong-schaktbotten av lera, se t.ex. Anderberg & Andersson (2016), men det är värt att notera att skjuvningsförmågan ej kan nyttjas inom passivzonen.
- 4) Antagande avseende reaktionskrafternas, enligt 1), 2) och 3), fördelning utmed hammarbandet. Se exempel i Figur 21 b).
- 5) Hammarbandets horisontella utbredning (för upptag krafter/valvverkan i den aktuella schaktetappen) bestäms genom att tillse att såväl (horisontell) kraftjämvikt samt

momentjämvikt uppfylls, utan nyttjande av skjuvkrafter i hammarbandets ändrar. Detta görs genom t.ex. passningsräkning. Exempel ges i Bilaga 4:8 för utvald sektion (Figur 18) för projektet Knutpunkt Gamlestan.

- 6) Hammarbandets utbredning enligt 5) samt krafter enligt 1), 2) och 3) utgör indata för kontroll av hammarbandets kapacitet med hänsyn till ULS/STR. Detta kan t.ex. utföras i ett balkdimensioneringsprogram. Exempel ges i Bilaga 4:9.
- 7) Verifiering av "slutskedet" efter etappvis schakt, med avseende på t.ex. jordtryck och totalstabilitet, eventuellt krävs t.ex. lastrestriktioner bakom spont alternativt ballastering av grovbetongen. Särskilt bör beaktas effekter av konsolidering (minskade effektivspänningar – ökande OCR) efter schakt och dess negativa påverkan på hållfasthet, jordtryck och stabilitet.

Med FE-analys erhålls kontroll av totalstabiliteten "på köpet" (samma beräkning) som kontrollen av påkänningarna i stödkonstruktionen. Utförs dimensionering av stödkonstruktionen med analytisk/klassisk jordtrycksteori, krävs separata kontroller med avseende på totalstabilitet via t.ex. limit equilibrium (LE) analys, exv. programvara Slope/W, alternativt discrete layout optimization (DLO), exempelvis programvara Limit State, eller Finite element limit analysis (FELA), exv programvara Optum. För en sammanfattning av dessa metoder se t.ex. Hernvall (2017). Om totalstabiliteten ej är tillfredsställande med aktuell spontlängd, krävs ett förfarande enligt SPH2018 avsnitt 4.2 (varvid  $N_{cb}$  justeras och nettotrycket införs i totalstabilitetsberäkningen, således krävs ett iterativt förfarande för att säkerställa erforderlig totalstabilitet och relevanta strukturella påkänningar i stödkonstruktionen (spont och eventuella hammarband) mht aktuella totalstabilitetsförhållanden.



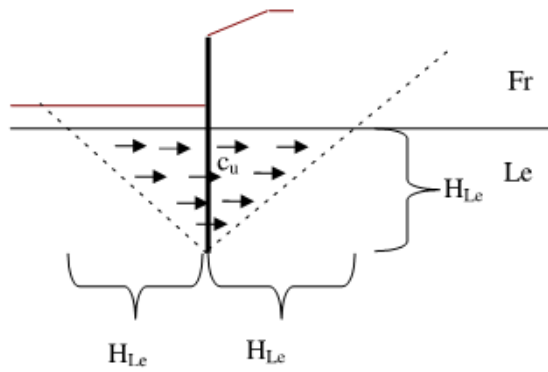
Figur 21. a) Plan och b) exempel på antagna reaktionskrafter (erforderlig stöttande och möjliga mothållande) utmed hammarband. Utifrån detta kan hammarbandets utbredning för aktuell schaktetapp bestämmas genom att uppfylla (horisontell) kraft- och momentjämvikt. När utbredningen är känd kontrolleras ULS/STR, se Bilaga 4:8-9 för exempel.

Beräkningsgången enligt ovan beaktar alltså enbart hammarbandets förmåga till horisontell valvverkan. För att beakta det bidrag som jordens valvverkan ger i samband med etappvis schakt kan en beräkningsgång så som beskrivs i nästa avsnitt användas.

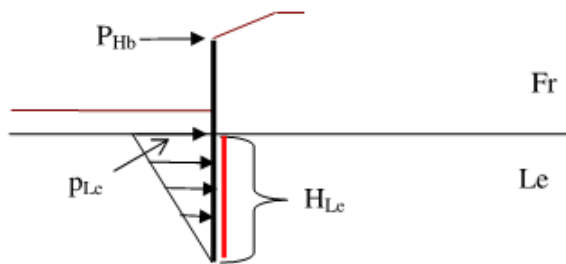
#### 4.5.2.2 Beaktande av hammarbandets och jordens förmåga att överföra laster i horisontalled

Om hammarbandets förmåga till valvverkan i horisontalled ej är tillräcklig för att klara stabiliteten i beräkningssektionen för den etappvisa schakten; kan jordens valvverkande bidrag inkluderas enligt följande översiktliga beräkningsgång / konceptuella modell:

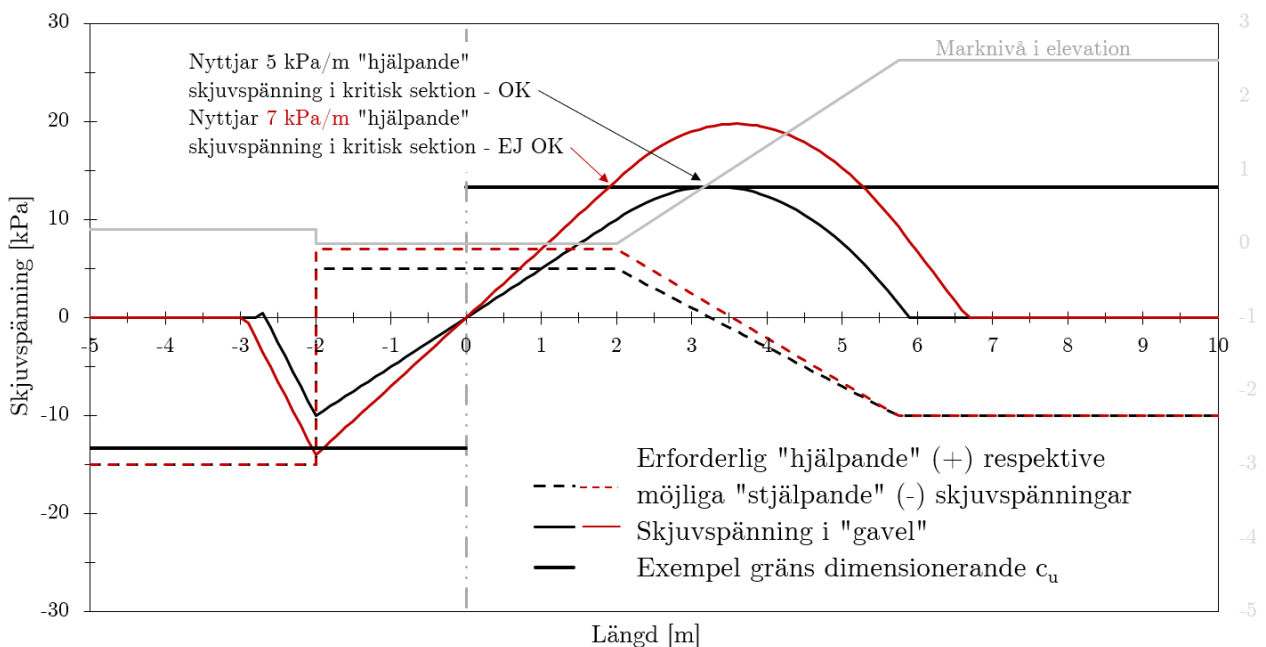
- 1) Den maximala stabiliserande horisontella gavelkraften i leran utgörs av summan av de maximalt mobiliserbara skjuvspänningarna längs gavelytan innanför den potentiella brottytan (vilken förenklats till linjer med vinkel  $45^\circ$  utgående från spontfot, se Figur 22). Observera att gaveleffekter i friktionsjorden försummas.
- 2) Jordens bidrag, i form av gaveleffekter, till stabiliteten beaktas (i 2D) genom att införa en linjelast med triangulär fördelning (maximal intensitet  $p_{Le}$ ), se Figur 23. Andra fördelningar är möjliga. Till jordens bidrag kan på motsvarande sätt en punktlast  $P_{Hb}$  införas på nivån för hammarbandet. Genom att ansätta lämplig storlek på dessa mothållande ”gavelbidrag” kontrolleras att geoteknisk och strukturell bärförmåga uppnås i den kritiska sektionen. OBS om jordens valvverkan beaktas med denna metod, skall  $N_c$  för jordtrycksberäkning sättas till  $N_{c2d}$  (max 5.14, vid full vidhäftning positiv på bägge sidorna.) dvs beräknas utan beaktande av djup-  $(H+Z_T)/D$  och formfaktor  $(B/L)$ . Annars nyttjas jordens valvverkande bidrag ”två gånger”(!).
- 3) Eftersom jorden i de ”överstarka” sektionerna i anslutning till den etappvisa schakten har begränsad ”hjälpande” kapacitet måste motsvarande analys som i pkt 2) utföras, men med krafter riktade i motsatt/pådrivande riktning, för att avgöra längden på den delsträcka  $z$  på ömse sidor om den etappvisa schakten inom vilken jorden behöver bidra för att stabilisera den etappvisa schakten. Upptagskapaciteten i de intilliggande gavelsektionerna kontrolleras genom att införa en linjelast med triangulär fördelning (maximal intensitet  $p_{Le}$ ) samt en punktlast  $P_{Hb}$  på nivån för hammarbandet. Observera att den integrerade/summerade skjuvspänningen i jorden/gavlarna aldrig får överskrida lerans skjuvhållfasthet, se exempel i Figur 24.
- 4) Den kombination av  $p_{Le}$  och  $P_{Hb}$  anses statistiskt korrekt vilken leder till att hammarbandets erforderliga längd på ömse sidor om den etappvisa schakten (bestäms enligt punkt 5) avsnitt 4.5.2.1) stämmer överens med längden på den delsträcka på ömse sidor om den etappvisa schakten inom vilken jorden bidrar till att stabilisera den etappvisa schakten (se exempel Figur 24). För att uppnå detta krävs upprepade beräkningar varvid olika ansatser analyseras.
- 5) Hammarbandets konstruktiva/strukturella kapacitet mht ULS(Str) kontrolleras så som beskrivits enligt punkt 6) avsnitt 4.5.2.1.
- 6) Verifiering av ”slutskedet” efter etappvis schakt med avseende på jordtryck och totalstabilitet, så som beskrivits i avsnitt 4.5.2.1.



Figur 22. Del av jord som förutsätts bidra till ändyteffekter, konceptuell modell utvecklad av Skanska Teknik för schaktarbeten inom Bana Väg i Väst (anpassad efter Persson & Sigström, 2010).



Figur 23. Modell för beaktande av horisontell valvverkan mha hammarband och jord, konceptuell modell utvecklad av Skanska Teknik för schaktarbeten inom Bana Väg i Väst (anpassad efter Persson & Sigström, 2010).



Figur 24. Exempel redovisning av skjuvspänningsdiagram för beaktande av gaveleffekter (i exemplet framgår att maximalt möjlig "hjälpande" gaveleffekt i kritisk sektion är 5 kPa, nyttjas >5 kPa kommer jordens dimensionerande skjuvhållfasthet överskridas i "gavlarna", dvs risk för brott). Denna skjuvspänning kan sedan omräknas till  $p_{Le}$ . Möjliga "stjälpande" laster i intilliggande överstarka sektioner har ansatts till 15 (i sektion med motgjuten grovbetong) respektive 10 kPa (i sektion med högre schaktnivå).

#### 4.5.2.3 Beaktande av hammarbandets och jordens förmåga att överföra laster i horisontalled – metod med justering av nettojordtryck (justering av $N_c$ ) med klassisk jordtrycksteori

Ett alternativ till den konceptuella modellen som beskrivits i föregående avsnitt är att utnyttja ett ökat nettojordtryck om utbredningen av den etappvisa schakten är begränsad. Metoden är analog med och bygger på samma tankesätt som den metod som beskrivits i föregående avsnitt, men istället för att införa linjelaster mot sponten: justeras bärighetsfaktorn  $N_c$  med hjälp av formfaktorn och därmed nettojordtrycket mht geometrin för den etappvisa schakten. Denna metod är alltså i princip lik den tidigare beskrivna modellen, men beskrivs för tydlighets skull separat i det följande:

- 1) Jordens bidrag, i form av gaveffekter, till stabiliteten beaktas genom att för den kritiska sektionen justera bärighetsfaktorn,  $N_c$ , mht utbredningen av den etappvisa schakten. Med andra ord formfaktor  $>1.0$  nyttjas. En spontlängd ansätts och storleken på erforderligt ”hjälpande” rotationsmoment kontrolleras för att sponten skall vara stabil. Rotationskontrollen görs genom att endast beakta 80% av underslagningen. Resterande underslagning anses tillräckligt för att säkerställa horisontaljämvikten, se SPH2018. Eventuellt underskott i rotationsmoment räknas om till en erforderlig linjelast  $P_{Hb}$  i nivån för hammarbandet. Genom justering av  $N_c$ -faktorn erhålls på ett enkelt sätt en lasteffekt som kan nyttjas för beräkning av de strukturella påkänningarna i sponten.
- 2) Då formfaktorn minskar med ökad studerad längd, utanför den kritiska etappen, kan det uppkomma kritiska mekanismer med större bredd än vad som kommer från den geometriskt kritiska sektionen. Denna bärighetsfaktor kan dock nyttjas i kombination med medelschaktdjupet inom den studerade längden. Här blir det tydligt att den överstarka grannen måste vara överstark med marginal. Upptagskapaciteten i de intilliggande gavelsektionerna kan kontrolleras genom att sätta formfaktorn till 1.0 och att utifrån detta studera vilket medelschaktdjup som är möjligt för att erhålla jämvikt. På detta sätt kan en slutsats göras av hur långt den överstarka grannen måste nyttjas. Detta exemplifieras med beräkningsexempel i bilaga 1 och 2.
- 3) För den kritiska bredden har en lasteffekt på hammarbandet erhållits. Genom kontrollen av hur mycket av den överstarka grannen som aktiveras med formfaktorn 1.0 kan antagandet att tvärkraften är noll på hammarbandet vid denna längd. Varpå en påkänning och deformation i hammarbandet kan erhållas.
- 4) Hammarbandets konstruktiva/strukturella kapacitet mht ULS(Str) kontrolleras så som beskrivits i tidigare avsnitt.
- 5) Verifiering av ”slutskedet” efter etappvis schakt med avseende på jordtryck och totalstabilitet, så som beskrivits i tidigare avsnitt.



## 4.6 Resultat från utförda beräkningar vid dimensionering i projektet

I detta avsnitt redovisas resultat från 2D-FE beräkning nyttjande valvverkan i hammarband. Den kritiska/etappvisa schaktens bredd är 4.0 m, dess djup 2.2 m jämfört för schaktnivån och 3.8 m djup jämfört markytan direkt bakom spont. Spontlängden är 14 m. Beaktande av etappvis schakt kontrolleras enligt avsnitt 4.5.2.1.

### 4.6.1 Kontroll av understark/kritisk sektion

Med hänsyn till ULS/Geo måste två stycken brottmekanismer kontrolleras avseende jordtryck; 1) att sponten ej roterar kring spontfot samt 2) att sponten ej roterar kring hammarbandsnivån utöver en tredje kontroll avseende totalstabilitet. Dessa kontroller inkluderas ”per automatik” vid FE-beräkningar. Vidare måste säkerheten mot bottenuppträckning kontrolleras, detta redovisas dock ej här. För den aktuella understarka/kritiska sektionen kommer, så som visas nedan, ”hjälpande” bidrag att behöva hämtas från de överstarka grannsektionerna.

Vid FE-beräkning uppnåddes ej erforderlig säkerhet i den kritiska sektionen (totalsäkerhet ca 1.3 enligt bilaga 4:2). En stöttande hammarbandslast infördes därför om 200 kN/m (bilaga 4:5) för att uppnå en totalsäkerhet strax under 1.5.

### 4.6.2 Kontroll av överstark sektion – sektion med högre schaktbottennivå

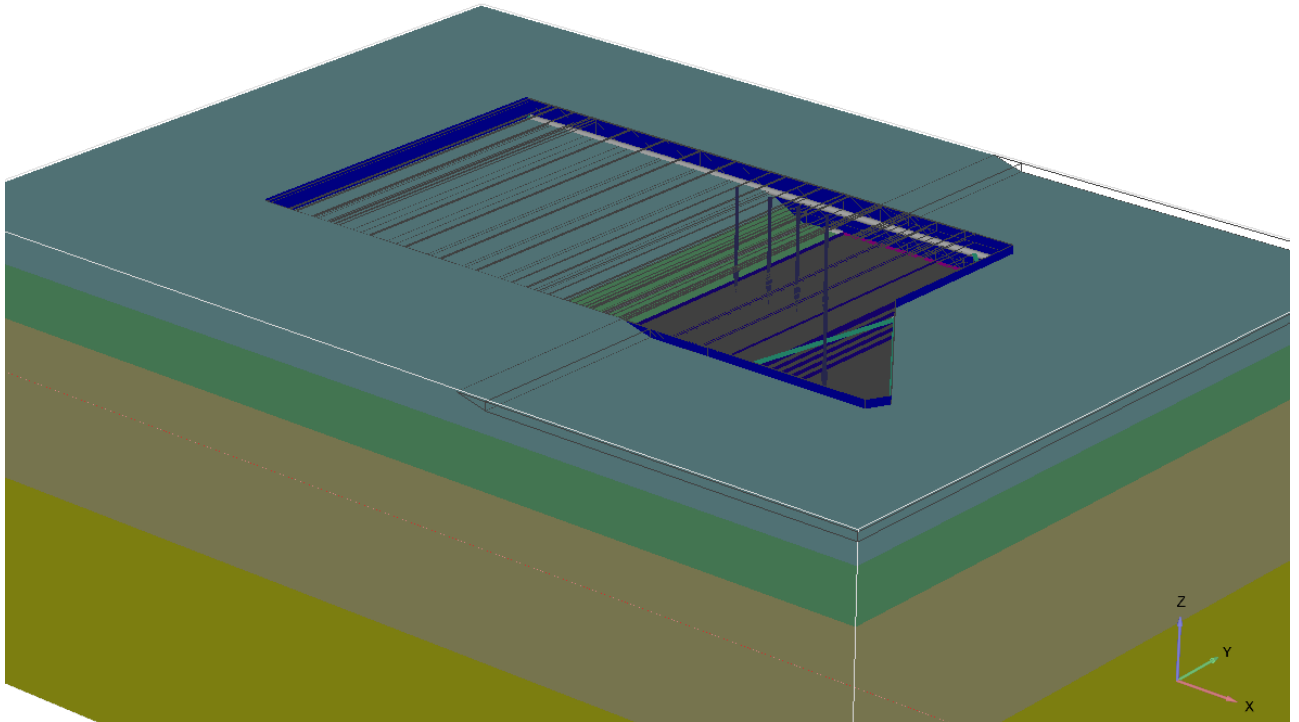
Maximala mothållande krafter i hammarbandet kontrollerades i de två intilliggande ”överstarka” grannarna mht ULS (Geo och Str). Kontrollen gjordes genom att införa pådrivande krafter i hammarbandsnivån (bilaga 4:4 och 4:7).

### 4.6.3 Kontroll av ULS Str mht erforderlig hjälpande kraft i hammarband

För kontroll av hammarbandets strukturella förmåga till valvverkan baserades designen i projektet på erforderliga mothåll från FE-beräkningarna. För redovisning/exempel av kontroll av hammarbandets strukturella förmåga, se Bilaga 4:8-9.

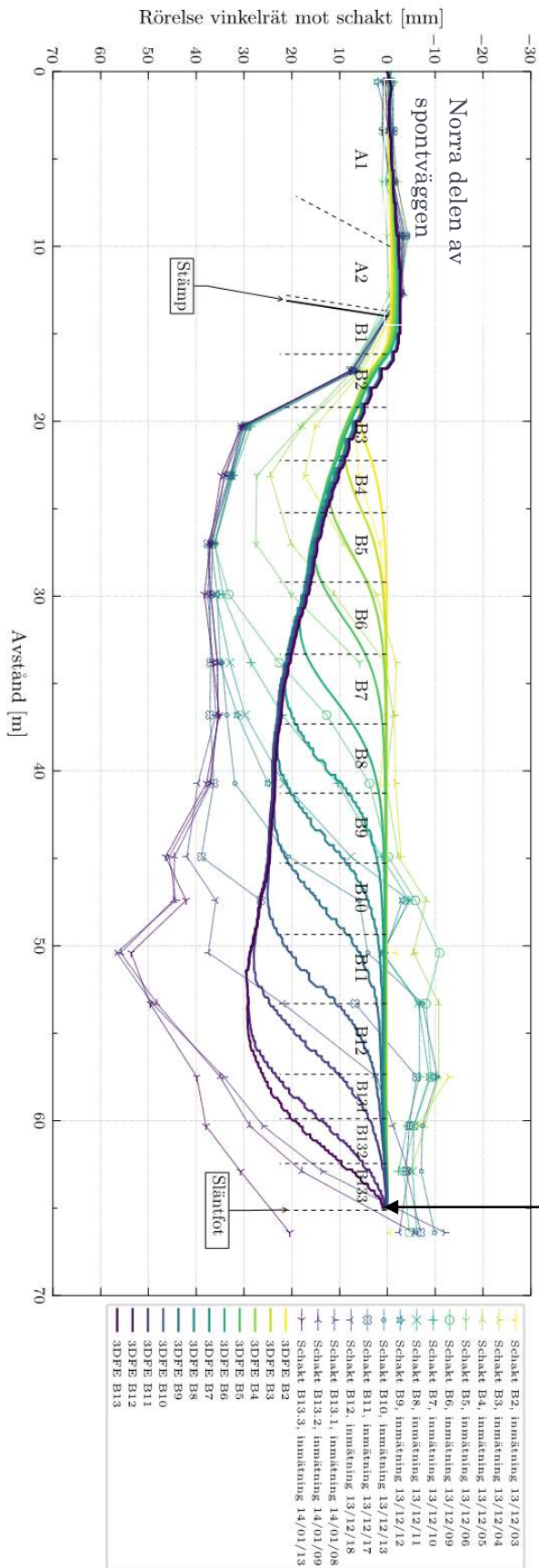
## 4.7 Resultat från 3D-FEM

I samband med redovisning av detta SBUF projekt år 2020 utökades 2D-FE modellen till en 3D-FE modell för att jämföra beräknade och uppmätta deformationer i spontväggen i samband med etappvis schakt. Indata till FE-beräkningarna har redovisats i Tabell 4.1 och 4.2. I det följande redovisas utdrag från modellen samt jämförelse mellan uppmätta och beräknade deformationer.



*Figur 25. 3D-FE modell av den etappvisa schakten i projekt Knutpunkt Gamlestaden. Schakten sett från norr. Modellen upprättad år 2020 för jämförelse av uppmätta deformationer mot resultaten från 3D-FE.*

I Figur 25 framgår schaktens geometri då knappt hälften av de etappvisa schakterna tagits ut. I modellen har den borte kortändan för enkelhets skull modellerats med en spontvägg. I verkligheten utfördes denna med släntschakt. Övriga förenklingar innefattar i huvudsak markytans nivå, t.ex. har spårvägsbanken (belägen ovanpå påldäck i anslutning till schakten) ej inkluderats i dessa beräkningar.



I 3D-FE modellen utgörs denna kortsida av en spontvägg, vilket gör att beräknade deformationer underskattas utmed denna del av sponten.

Figur 26. Resultat från 3D-FE beräkningar jämfört uppmätta deformationer (linjer med symboler) i den östra spontväggen (långsidan) i samband med etappvis schakt. Jämförelse för respektive schaktetapp. Se bilaga 5 för komplett redovisning av uppmätta deformationer.

Maximala uppmätta horisontella deformationer i spontväggen uppgår till ca 55 mm. Jämfört med beräknade deformation om maximalt ca 30 mm. I det följande listas huvudsakliga källor till skillnader mellan uppmätta och beräknade deformationer:

- a) Leran och fyllningen modelleras med en enkel "materialmodell" (Mohr-Coulomb).
- b) Lerans viskösa egenskaper samt hållfasthetsanisotropi beaktas ej.
- c) Analysen utförs som odränerad, dvs konsolidering av negativa (stabiliserande) portryck efter schakt beaktas ej.
- d) Den södra kortsidan modellerades med en spont istället för släntschakt.
- e) Schaktförfarandet i modellen innebär s.k. "wished-in-place" etablering av motgjutning med grovbetong. I verkligheten kräver detta t.ex. perfekt rensning av spontplankorna från lera.
- f) Effekter av kvarstående konsolideringsprocesser och spänningsrelaxation efter tidigare utförd installation av massundanträngande pålar beaktas ej (inklusive lerpropptagning i direkt anslutning/framför spont).

Vad gäller punkt d)-f) är det förenklingar vilka enkelt inses att de ger upphov till underskattning av de totala (uppmätta) rörelserna in mot schakten. Dock, 3D-FE beräkningarna är i samma storleksordning som de uppmätta deformationerna och lyckas även att reproducera hur deformationerna i spontkonstruktionen utvecklas och fortplantas i takt med att fler och fler schaktetapper succesivt tas ut. Beräkningarna fångar även i huvudsak omfattningen på hur långt hammarbandet behöver "mobiliseras" i horisontal led på ömse sidor om den etappvisa schakten då "hjälp" hämtas från intilliggande överstarka sektioner.

## 5 REFERENSPROJEKT OCH KONCEPTUELLA MODELLER – TENNET 2

I följande kapitel beskrivs det andra av två fältobjekt med mätdata avseende deformationer i samband med etappvis schakt inom avsträvad spont. I ett samarbete med Chalmers tekniska högskola utfördes ett examensarbete med Tennet 2 som referensobjekt för numeriska simuleringar i 2D-FEM, se Fagergren & Linde (2017).

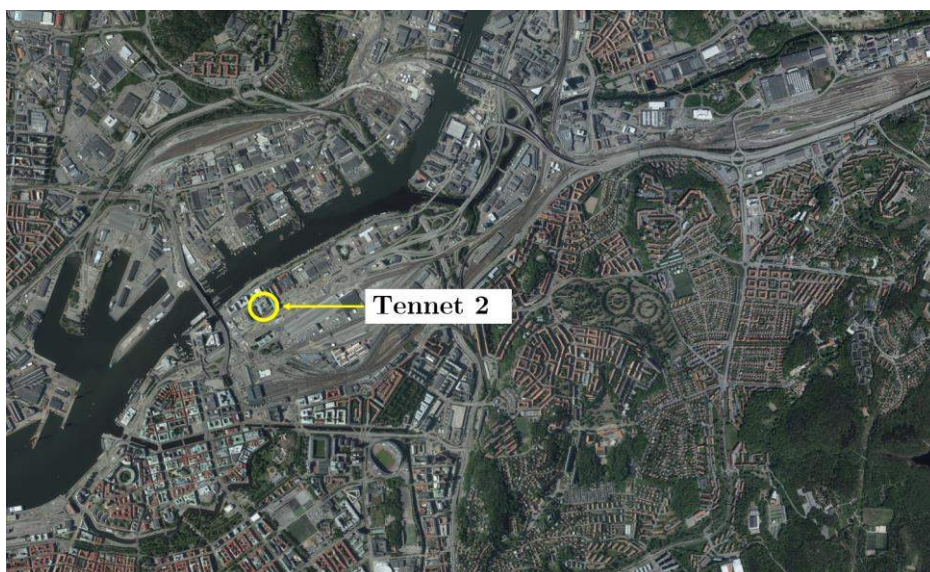
### 5.1 Inledning

I detta avsnitt beskrivs schaktarbeten och mätresultat från etappvis schakt utförd inom projektet Tennet 2. Avsnittet är uppdelat enligt:

- Bakgrund/orientering
- Utförda markarbeten
- Geotekniska egenskaper och jordlagerföljd
- Mätprogram och mätresultat
- Jämförelse mellan 2.5D-FE beräkning samt uppmätta deformationer i spont, avser utvalda delar från Fagergren & Linde (2017).

### 5.2 Bakgrund/orientering

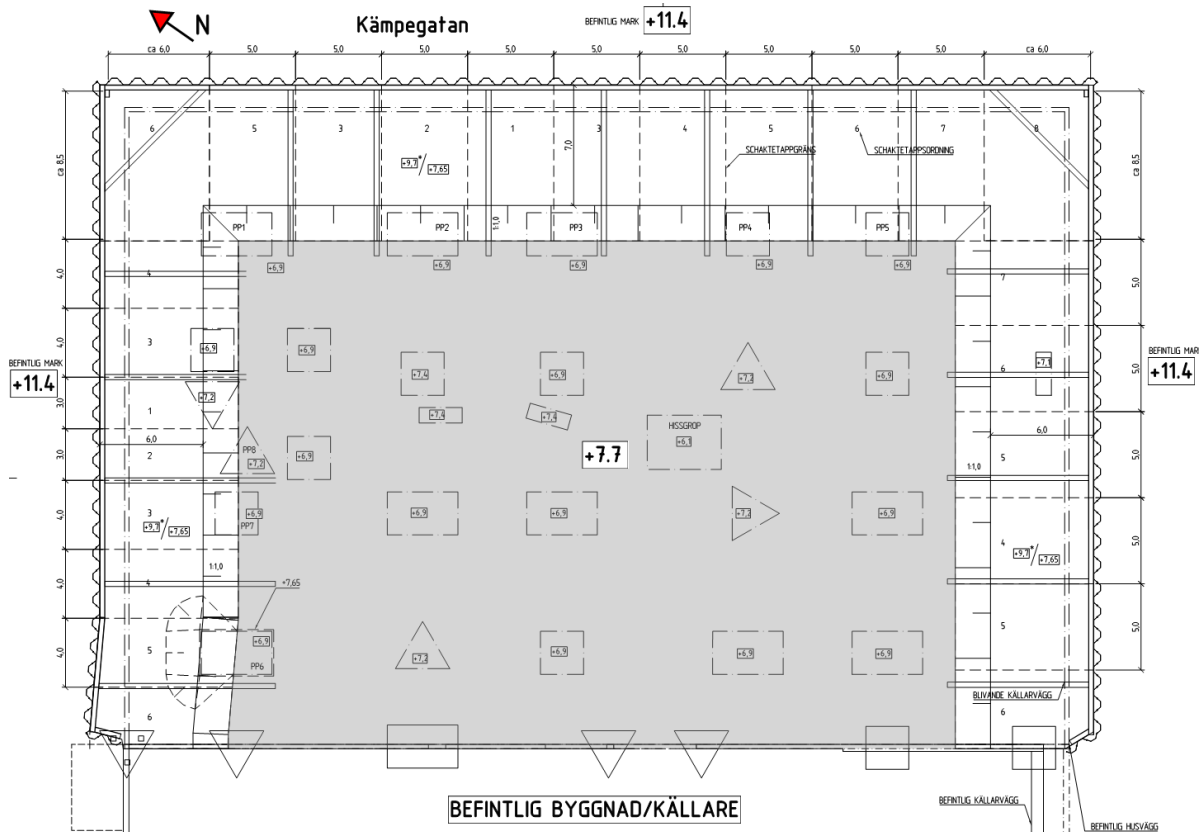
Tennet 2 är beläget i centrala Göteborg, se Figur 27, och byggdes av Skanska år 2011-2013. Projektet omfattade byggnation av en kontorsbyggnad med 6 våningar ovan mark samt en källarvåning. För schaktarbetena nyttjades etappvis schakt inom spont. I väster anslöt schakten till byggnaden Tennet 1, en kontorsbyggnad uppförd år 2000 med en källarvåning under mark. Grundläggningsnivån medförde temporära schakter med ett djup uppgående till generellt ca 3.7 m, men lokalt djupare, upp till ca 4.5 m för påplintar. Sponten stöttades med snedsträvor mot en centralt gjuten grovbetong, utförd inom en inledande schakt. Schakt närmast mot sponten inklusive motgjutning med grovbetong utfördes etappvis, vilket eliminerade behovet av grova stämp tvärs schakten.



Figur 27. Centrala Göteborg med markerat läge för projektet Tennet 2.

### 5.3 Schakt- och grundläggningsarbeten

Schakten och dess geometriska utformning i plan framgår av Figur 28. Schaktens omfattning var 38x58 m<sup>2</sup> och utfördes inom stålspont (PU13R, S355, L=12 m). Markytan inom området var innan schaktarbetena belägen på nivå ca +11.4. Schaktarbetena inleddes med en förschakt till nivå +9.70 inom spont (en schaktnivå motsvarande överkant framtida/kvarlämnade tryckbankar närmast mot spont). Därefter installerades pålar<sup>1</sup> vilka knektades ned till nivåer motsvarande strax ovan slutligt pålavskärkningsplan.



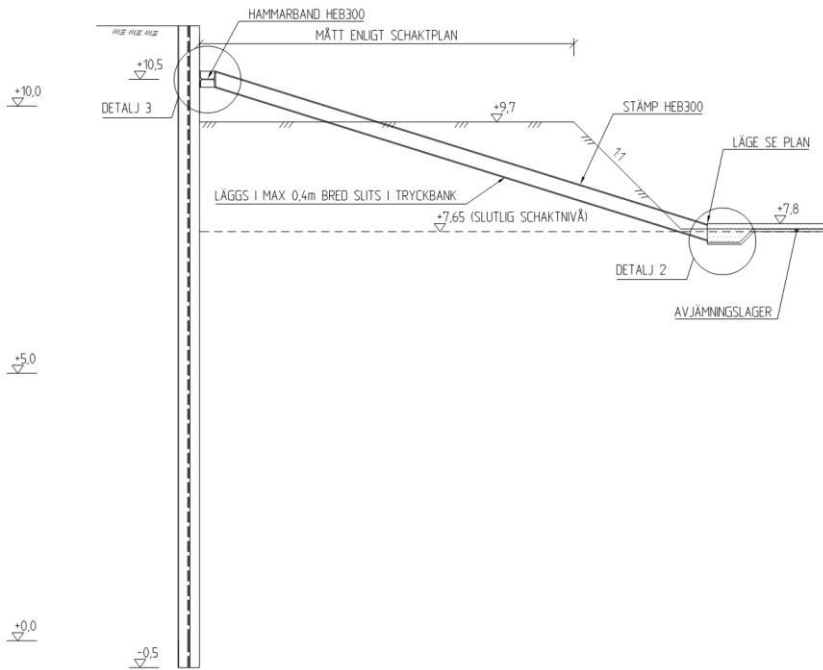
Figur 28. Schaktens utformning. Central schaktdel indikerad med grå färg. Generellt schaktdjup ca 3.7 m, dock lokalt upp till ca 4.5 m för pålplintar. Schaktetappindelning mot spont indikeras med streckade linjer, schaktordning angiven med siffror (1-8).

För att minimera deformationerna i omgivande anläggningar (befintliga byggnader, ledningar, m.m.) utfördes augerskruvar, L=10 m, i varje pålläge innan installation av pålelementen.

Efter installationen av pålarna monterades ett hammarband (HEB300, S355) till sponten och en central schakt utfördes till nivå +7.65 med succesiv gjutning av grovbetong (C25/30, t=0.10 m), se gråmarkerad yta i Figur 28. Således kvarlämnades en ”tryckbank” utmed sponten för att minimera strukturella påkänningar i stödstrukturen samt minska deformationer i omgivande mark. Snedsträvor (HEB300, S355) monterades till hammarbandet mot den centralt gjutna grovbetongen, se Figur 29 för sektion.

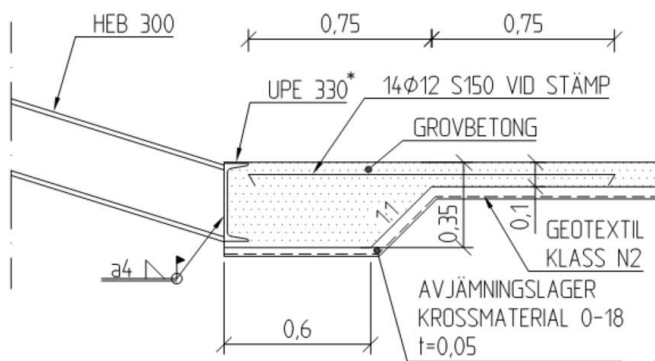
<sup>1</sup> kohesionspålar av 52 m långa betongpålar med kantmått 270 mm, i enstaka pållägen nyttjades underpålar av trä.





Figur 29. Typsektion visande central schakt inklusive grovbetong (ök. nivå +7.8), kvarlämnad tryckbank och snedsträva mot spont. I praktiken utfördes den centrala schakten generellt ca 1 m närmare mot spont pga schakt för pålplintar, se foto Figur 31.

Anslutningen av snedströvrorna till grovbetongen utfördes med (krävde) en förstärkning med en kontinuerlig längsgående vot inklusive en ingjuten UPE300 balk i grovbetongens rand. Det är av största vikt att denna detalj utformas korrekt för de projektspecifika förutsättningarna (geometri och laster), därför redovisas detaljen från det aktuella projektet som ett exempel i Figur 30, den konstruktiva dimensioneringen redovisas dock inte i denna rapport.



\*) UTFÖRS KONTINUERLIG LÄNGS HELA VOTEN

Figur 30. Konstruktionsdetalj visande anslutning av snedsträvor till grovbetong, vilken förstärkts i form av en längsgående kontinuerlig vot inklusive armering och UPE-balk.

Då snedsträvor monterats och den centralt gjutna grovbetongen uppnått specificerad tryckhållfasthet (min. 15 MPa) inleddes (2011-11-09) de etappvisa schakterna av tryckbankarna inklusive succesiv gjutning med grovbetong mot sponten. Foto vid tidpunkt för den inledande etappvisa schakten visas i Figur 31. Schaktetapplängderna uppgick generellt till 4-5 m (men lokalt till 3 m samt upp till 9 m för hörnetapperna). Schaktordningen framgår av numreringen för respektive etapp enligt Figur 28. Avslutande schakt inom den sista schaktetappen utfördes kring 2011-12-08 (hörnetapp 8 mot öster).



Figur 31. Utförande av etappvis schakt. Kämpegatan ovan/till höger i bild. Foto taget 2011-11-18 från befintlig kontorsbyggnad Tennet 1.

## 5.4 Geotekniska egenskaper och laboratorieundersökningar

Grundförhållandena inom området utgjordes innan schaktning av fyllnadsmassor till djup varierande mellan 1.6-2.7 m under markytan i de utförda undersökningspunkterna. Under fyllningen återfinns lera till stort djup. Sonderingar utfördes till 55 m utan att erhålla stopp. Ned till 5 m djup under markytan är leran gyttjig med inslag av skal. Uppmätt vattenkvot i leran är ca 80 % i lerans överkant och 60-70 % på större djup. Uppmätt konflytgräns är generellt ca 10 %-enheter högre än den uppmätta naturliga vattenkvoten. Lerans korregerade odränerade skjuvhållfasthet (se sammanställning i Bilaga 3:2) varierar mellan ca 15-20 kPa under fyllningen, för att därunder öka med ca 1.2 kPa/m mot djupet. Lerans sensitivitet varierar mellan ca 8-18. Enligt PM Geoteknik för projektet, upprättat av Skanska Teknik år 2011, indikerade utförda CRS-försök en överkonsolideringsgrad, OCR, ca 0.9 ned till 15 m djup under markytan och OCR ca 1.1 därunder (djupaste försöksnivå var 25 m under markytan). Således fanns risk för pågående konsoliderings- och krypsättningar innan byggnation med avlastning i byggnadsläget i form av källaren.

Porvattentrycket i jordlagren motsvarar en grundvattenyta belägen på nivå ca +10 (i nivå med medelvattennivån i Göta älv) med tryckökning mot djupet ca 10.5-11.0 kPa/m. Lerans permeabilitet utvärderades från CRS-försök till mellan ca  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s och  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s.

### 5.4.1 Tekniska egenskaper nyttjade för dimensionering

Följande tekniska egenskaper låg till grund för dimensioneringen av stödstrukturen.

Jordlagerföljd i studerad sektion, säkerhetsfaktorer, ytlast:

- Fyllning till nivå +10 därunder lera till >50 m djup.
- Grundvattenyta belägen på nivå +10.
- Karakteristisk trafiklast och upplagslast motsvarande 15 respektive 10 kPa.
- Säkerhetsklass 2.
- Partialkoefficient för odränerad skjuvhållfasthet och friktionsvinkel 1.5 respektive 1.3.
- Omräkningsfaktorn,  $\eta$ , ansattes till 1.05.

I Tabell 5.1 redovisas tekniska egenskaper för dimensionering.

Tabell 5.1. Parametervärden nyttjade för tidigare utförd dimensionering. Värden enligt PM Geoteknik upprättad av Skanska Teknik 2011-03-10.

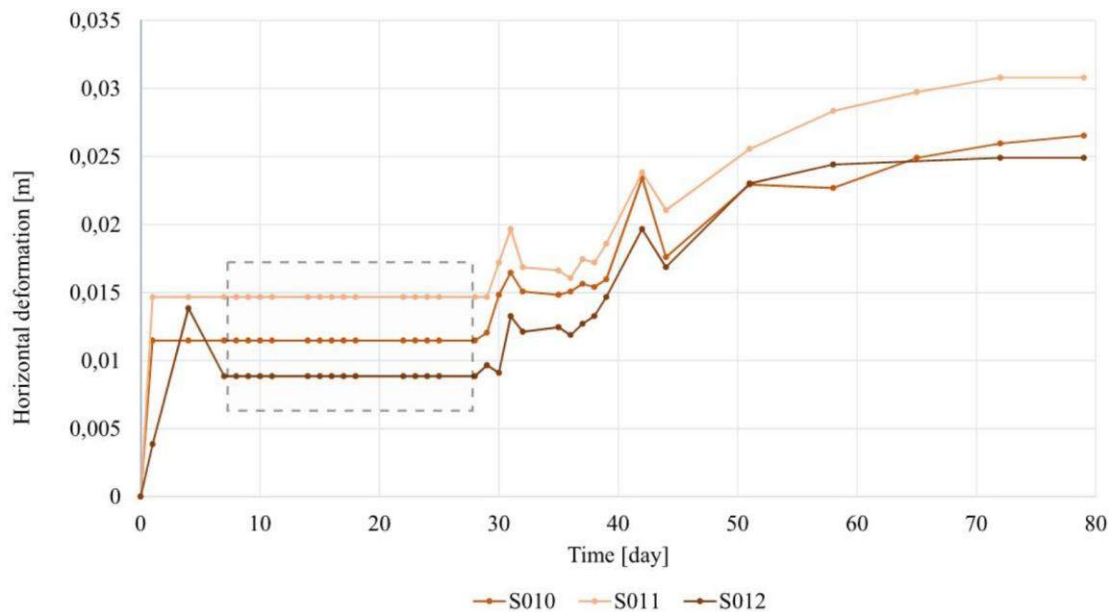
	Nivå [m]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c_u$ [kPa]*
Fyllning		16.5/6.5	30	-
Lera / gyttjig Lera	>+6	15.5/5.5	-	17
	+0	16.0/6.0	-	21
	-13	16.5/6.5	-	37+1.35z (z från nivå - 13)

\* interpolering mellan angivna nivåer.

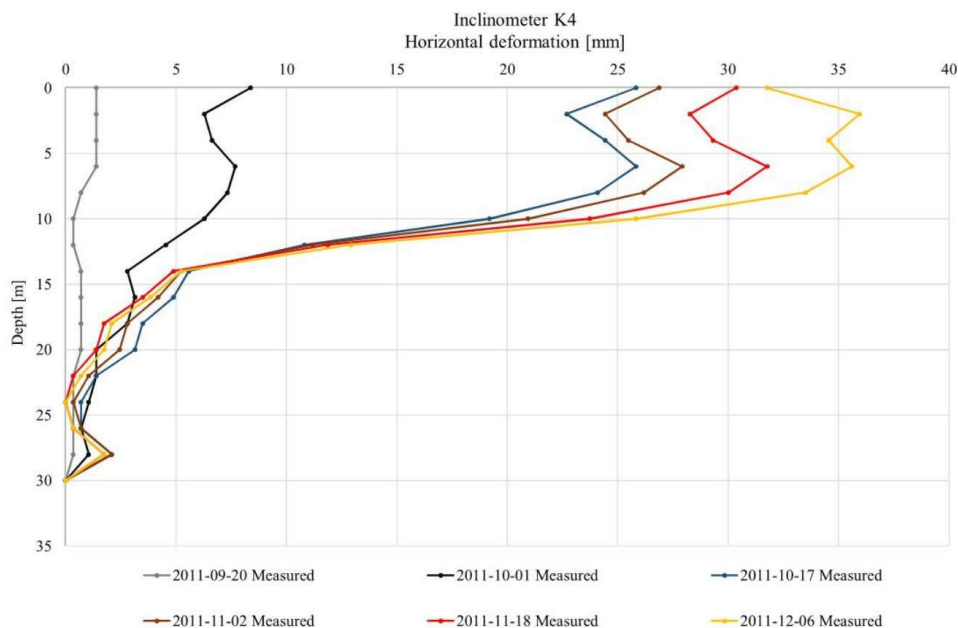
## 5.5 Utförda kontrollmätningar

I samband med markarbetena övervakades deformationer inom ramen för ett kontrollprogram. Bland annat mättes rörelser i angränsande mark och anläggningar samt rörelser i spont. I tillägg utfördes inklinometermätning i 3 lägen, porttrycksmätning bakom spont samt mätning av hävning (med bälgslang) centralt i schakten.

I examensarbetet utfört av Fagergren & Linde (2017) analyserades uppmätta och beräknade rörelser för en schaktetapp belägen ca halvvägs utmed spontväggen belägen mot Kämpegatan. För sammanställning av mätdata hänvisas till Fagergren & Linde (2017). I Figur 32 och Figur 33 redovisas utdrag avseende uppmätta rörelser i spontväggen utmed Kämpegatan.



Figur 32. Exempel på uppmätta rörelser vinkelrät mot schakt, från Fagergren & Linde (2017). Mätpunkter monterade på hammarband i anslutning till en sektion utmed Kämpegatan. Rörelser orsakade av pålning efter inledande förschakt, till nivå +9.7, har "nollats" ut vilket indikeras med grå-streckad linje. Etappvis schakt i anslutning till sektionen dag 30-45.



Figur 33 Exempel på uppmätta rörelser vinkelrät mot schakt, från Fagergren & Linde (2017), i inklinometer i anslutning till en sektion utmed Kämpegatan. Så som i Figur 32 har rörelser orsakade av pålning ”nollats” ut i redovisningen.

## 5.6 Konceptuell modell för beaktande av tryckbank mot spont

Den princip som nyttjades för den etappvisa schakten bygger på en kvarlämnad tryckbank mot spont, vilken schaktades bort etappvis med succesiv motgjutning av grovbetong. En frågeställning som då måste beaktas är hur nära den centrala schakten kan tas ut mot sponten, dvs hur stor tryckbank måste kvarlämnas mot spont. För rationell framdrift är önskemålet från produktionen generellt att minimera tryckbanken. Vid dimensionering måste då värderas hur inverkan av tryckbanken skall beaktas och modelleras. Nedan följer en beskrivning av konceptuell modell för beaktande av tryckbankens inverkan på jordtrycket mot sponten vid analytiska jordtryckberäkningar för korttidsfall/odränerad analys, se även Figur 34<sup>1</sup>.

Jordtrycket mot sponten kommer vara beläget mellan två ytterligheter; plan schaktbotten motsvarande överkant tryckbank (övre gränsvärde för nettojordtryck enligt Figur 34) och plan schaktbotten motsvarande underkant tryckbank (undre gränsvärde för nettojordtryck enligt Figur 34). Mothållet reduceras succesivt från ett passivtryck motsvarande överkant tryckbank för att på djupet närma sig det som beräknas från underkant tryckbank. En möjlig arbetsgång för dimensionering beskrivs nedan<sup>2</sup>:

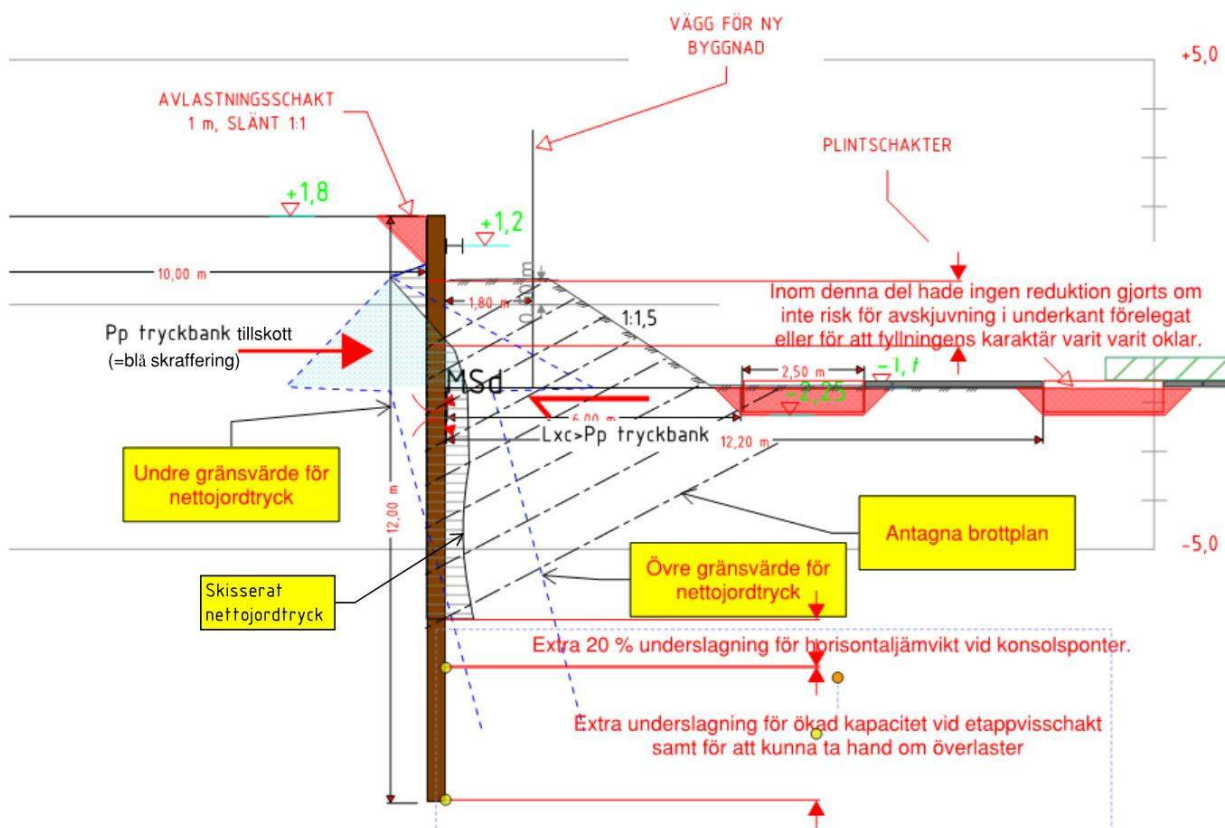
- Då sponten dimensioneras utgår jordtrycket på passivsidan från en schaktnivå motsvarande överkant tryckbank.
- Från tryckbankens släntrön dras en begränsningslinje som antas motsvara kritisk brottlinje. Vinkeln på denna beror på tryckbankens geometri (brottplanens vinkel mot sponten varierar mot djupet) men kan i normalfallet antas till 20° (i medel,

<sup>1</sup> hämtad från Skanska projektet ”Regionens hus”, beläget ca 200 m söder om Tennet 2.

<sup>2</sup> baserat på ett förfarande som upprättades och nyttjats sedan Skanskas projekt ”Partihallsbron” (färdigställd 2011).

erfarenhetsbaserat) från horisontalplanet. Ovanför den punkt där denna linje träffar sponten görs ingen reduktion av tillgängligt passivtryck.

- Denna begränsningslinje nyttjas sedan för att mot djupet successivt reducera mothållet mot sponten så att det på stort djup motsvarar effekten som erhålls med en antagen schaktnivå motsvarande underkant tryckbank.
- Ytterligare kontroller som måste beaktas är glidning av tryckbanken (plan glidyta) samt stabiliteten av slänten i framkant tryckbank, vilken erfarenhetsmässigt ej bör ställas brantare än 1:1.5 vid schakt i lös lera. Om skred av tryckbank sker pga att slänterna ställs för brant, äventyras spontens stabilitet och/eller stora deformationer uppkommer. Detta har Skanska Teknik dessvärre erfarenhet av; då en slänt i en tryckbank i lös lera (Kungsbacka) oavsiktligt ställdes för brant i schaktskedet uppstod stora deformationer i tryckbanken och rörelser överskridande uppsatta gränsvärden uppstod då sponten ”drogs med”.



Figur 34: Konceptuell modell för beaktande av tryckbank mot spont. Figur hämtad från beräkningshandling upprättad för Regionens hus i Göteborg 2018.



## 5.7 Antaganden, metodik och resultat från ”2.5D”-FE modell i examensarbete

I examensarbetet av Fagergren & Linde (2017) studerades och jämfördes mätdata avseende horisontella rörelser i stödkonstruktionen med resultat från FE-beräkningar. Nedan återges huvudsakliga antaganden, metodik och resultat:

- Beräkningar utfördes med programvaran Plaxis 2D, där leran för känslighetsanalys modellerades med två olika materialmodeller; Mohr-Coulomb och Soft Soil.
- Inledningsvis validerades resultaten från en 2D-FE beräkning mot resultaten från en analytisk beräkning, enligt klassisk jordtrycksteori (Rankinejordtryck). Resultaten överensstämde väl då dränerade interface ansatts mellan lera-spont i FE-beräkningen, detta för att undvika orealistiska negativa portryck (”suction”) och enligt svensk praxis beakta en vattenspalt mellan lera och spont på aktivsidan.
- Då syftet med exjobbet var att jämföra uppmätta och beräknade deformationer, medräknades inga variabla ytlaster bakom spontan.
- Modelleringen i 2DFE-programmet Plaxis 2D utfördes genom att nyttja en ”2.5D”-modell. Denna beskrivs närmare i det följande.

### 5.7.1 ”2.5D”-FE modell

I ett antal projekt där etappvis schakt modellerats har Skanska Teknik upprättat vad som internt kommit att kallas en ”2.5D”-FE modell. Denna har nyttjats för att förenklat (med 2DFE-programvara) värdera nyttan av etappvis schakt. I denna upprättas 3 st separata beräkningssektioner, vilka representerar de olika skedena för förfarandet vid etappvis schakt. Sektionerna separeras genom införande av separata randvillkor, se exempel Figur 35. Syftet är i huvudsak att bedöma rörelser, dvs kontroll av SLS, mht nyttan av etappvis schakt. De tre modellerna representerar geometrier för:

- Överstark sektion (där schakt ännu ej utförts).
- Kritisk, understark sektion, där etappvis schakt utförs till fullt djup.
- Överstark sektion (där grovbetong motgjutits spontan).

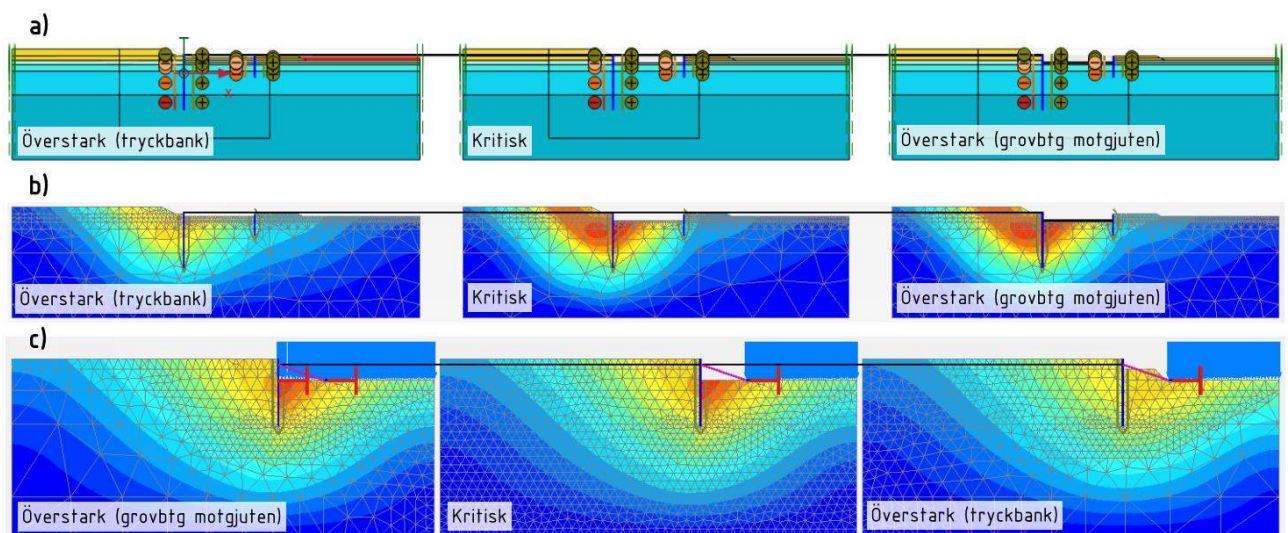
Modellerna och sektionerna ”knyts samman” genom att ansätta att rörelsen, i detta fallet i hammarbandet, skall vara lika i de tre beräkningssektionerna. Detta utförs genom att införa en sammankopplande balk (i programvaran Plaxis ett så kallat ”node-to-node anchor” ett fjäderelement), tvärs över modellgränserna och kopplat till hammarbandet i de tre sektionerna. Då den understarka/kritiska sektionen behöver ett ”hjälpande” bidrag kommer detta att ”hämtas” genom att ”stjälpande” krafter införs i hammarbandsnivån i de överstarka sektionerna. Notera att jordens bidrag till valvverkan ej nyttjas i detta modelleringsätt. Beräkningsfaserna följer schakt- och arbetsordningen för de tre sektionerna. Med detta modelleringsätt beaktas nyttan av etappvis schakt genom valvverkan i horisontal led via hammarbandet. Svårigheten och osäkerheten i detta ”förenklade 3D” modelleringsätt blir att ansätta korrekt styvhet på den sammankopplande balken (dvs hammarbandets förmåga att överföra laster i längdled). En oändligt styv balk innebär i praktiken ett i längdled oändligt styvt hammarband. Detta är ej realistiskt varför detta medför ett iterativt förfarande där erhållen lasteffekt och kompression i fjäderelementet (dvs hammarbandslast från 2.5D-modellen) jämförs med en utböjningsform av en balk där fjäderkraften införs som en utbredd



last (med omvänt tecken i de stöttande sektionerna kontra i den stjälpande sektionen). Här kommer effekter som antagen etappbredd in med hänsyn t.ex. till utböjningar i balken.

I examensarbetet skapades, förutom de tre sektionerna beskrivna ovan, ytterligare två sektioner för upprättandet av 2.5D-modellen. Detta utfördes i det aktuella fallet i syfte att modellerna inte bara de överstarka sektionerna, utan även med hänsyn till att snedsträvorna succesivt demonteras i takt med motgjutning av grovbetong mot sponten.

Med ovanstående beräkningssätt nyttjas ej valvverkan i jorden, mer än att hammarbandet ”drar” i sponten och således mobiliserar och delvis omfördelar jordtryck mellan sektionerna. Om valvverkan i jorden skall nyttjas kan ”hjälpande” och ”stjälpande” krafter införas så som tidigare beskrivits ingående i avsnittet om Knutpunkt Gamlestaden, alternativt utförs 3D-FE analys. Det bör som nämnts i inledningen av detta avsnitt sägas att 2.5D-modeller är en förenkling för att uppskatta nyttan av etappvis schakt, noggrannare 3D-analyser krävs i de fall då deformationer eller strukturella påkänningar är kritiska eller då vidare optimering av stödkonstruktionen är önskvärd. Examensarbetet visade också på att 2.5Ds tillämplighet är begränsad vid stämpade konstruktioner, medan däremot nyttan bedöms större i fall då sponten endast stötts av ett hammarband.



Figur 35 Exempel ”2.5D”-FE modeller med 3 separata sektioner sammankopplade i hammarbandets nivå; a) och b) från tidigare Skanska projekt (projektet ”Södra centrum” i Göteborg) visande randvillkor respektive total deformationsbild (avsiktligt utan skala i figuren) samt c), från Fagergren & Linde (2017) visande total deformationsbild. Linjelasten i beräkningssektionerna representerar vikten av grovbetong.

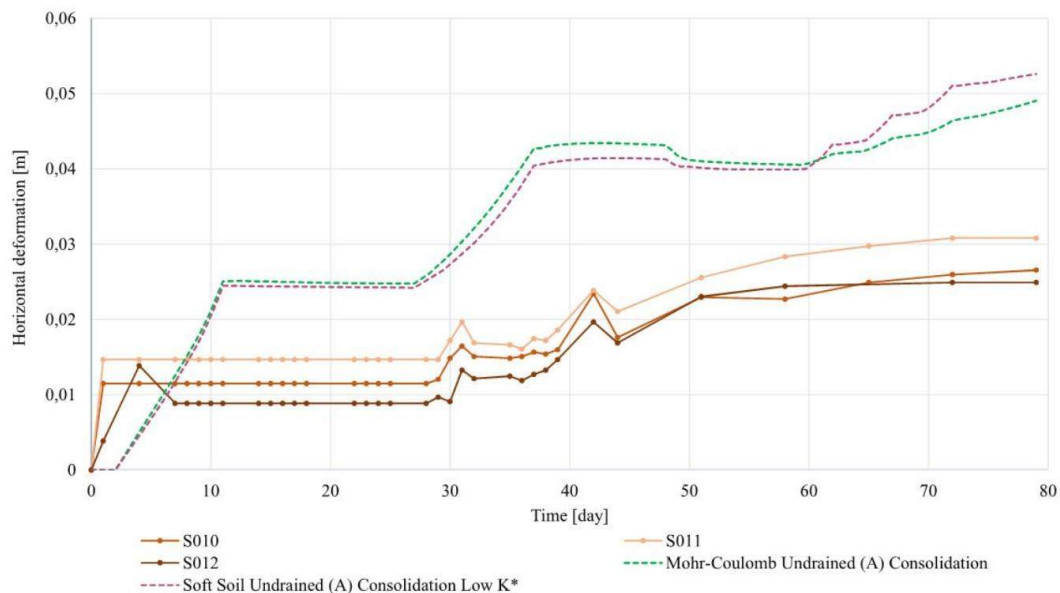
### 5.7.2 Jämförelse uppmätta och beräknade deformationer med ”2.5D”-FE modell

I Figur 36 visas exempel på resultatredovisning från det genomförda examensarbetet. I huvudsak kan nämnas att beräkningarna underskattar rörelser framförallt i samband med den inledande förschakten till nivå +9.7. Även rörelserna i samband med uttag av de etappvisa schakterna (kring dag 30-45) överskattas. En större osäkerhet är relaterad till rörelser pga installation av pålar, vilka ”nollats ut” i redovisningen av uppskattade rörelser och ej beaktats i beräkningarna. I verkligheten har massundanträngningen och den

påföljande rekonsolideringen/återgången av rörelser stor påverkan på den uppmätta responsten i de efterföljande schaktskedena. Överskattningen av de horisontella deformationerna kan vidare bero på t.ex. att de materialmodeller som nyttjats för att simulera lerans beteende innebär kraftiga förenklingar jämfört med lerans verkliga beteende. T.ex. beaktas följande karakteristiska egenskaper hos lös lera  $e_j$  i de nyttjade modellerna (Mohr-Coulomb och Soft Soil):

- Hållfasthetsanisotropi
- Small-strain stiffness
- Visköst beteende (respons beroende på belastningshastighet)

Parameteruppsättningarna i examensarbetet kalibrerades inte heller mot t.ex. resultaten från avancerade laborieförsök (t.ex. triaxialförsök) då sådana ej utförts inför projekteringen.



Figur 36. Jämförelse av uppmätta och beräknade rörelser vinkelrät mot schakt, från Fagergren & Linde (2017). Mätpunkter monterade på hammarband.

## 6 DISKUSSION KRING SÄKERHET OCH ARBETSMILJÖ

Schaktarbeten inom stödkonstruktioner är förknippade med risker. Krav avseende säkerhetsnivåer är därför reglerade av Boverket och Transportstyrelsen genom nationella val utifrån övergripande Eurokoder. Utöver detta gäller att arbetsmiljön på arbetsplatsen skall vara god och att schakten inte får skada tredje man eller dennes egendom.

Valet att vid design av en stödkonstruktion beakta och inkludera nyttan av etappvis schakt kan grundas i såväl ett syfte/önskan att uppfylla tillräcklig säkerhet mot brott som att begränsa omgivningspåverkan. Oavsett syfte är etappvis schakt en metod som ofta tas till när det beräkningsmässigt inte går att påvisa tillräcklig säkerhet (eller tillåtna rörelser) utan beaktande av tredimensionella effekter.

Detta leder till att ett antal sektioner och skeden måste analyseras för att verifiera att krav avseende säkerhet och omgivningspåverkan uppfylls. Att utan närmare analys förlita sig på att den kritiska etappen endast är öppen ”under kort tid” kan inte anses som fackmässigt av konstruktören. Om designen bygger på etappvis schakt måste detta tydligt framgå i bygghandlingarna, samt ha verifierats genom sunda konceptuella modeller och beräkningar redovisade i beräkningshandlingar. Skulle schaktentreprenören frångå bygghandlingen och exempelvis montera stämp efter utförd schakt eller öka schaktetapplängden, anses detta vårdslöst om inte arbetsförfarandet uttryckligen kommunicerats med ansvarig geokonstruktör, som lämnat sitt eventuella godkännande först efter noggrann analys av den nya situationen.

Exempel på försumlighet/vårdslöshet vid dimensionering är t.ex:

- att inte studera kritiska schaktskeden utan istället endast förlita sig på att den etappvisa schakten ”endast är öppen kort tid”.
- att inte studera kritiska snitt som kan utgöras av lokala plintschakter eller voter (beroende på förhållanden kan även ett antagande om en medelschaktbotten i sådana fall vara försumligt).
- att inte verifiera att sektioner anslutande till den etappvisa schakten är överstarka och kan uppta de stjälpande krafter som överförs från den kritiska sektionen.
- att inte studera lastfallet då exempelvis grovbetongen gjutits (och eventuella stämp demonterats).

Har etappvis schakt nyttjats i designen är det vidare av största vikt att detta tydligt förankras i bygghandlingarna och med schaktentreprenören. Anvisningar som måste framgå gäller t.ex: Hur stora etapper kan tas ut innan motgjutning? Vilka belastningsrestriktioner gäller? Måste motgjutning ske omedelbart efter schakt? Vilken betonghållfasthet skall ha uppnåtts innan nästföljande schaktetapp kan påbörjas? Hur stötts grovbetongen, med mothållsspont? Etc.

## 7 REKOMMENDATIONER

Genom att i denna rapport inklusive bilagor ha belyst exempel på hur etappvis schakt kan och bör analyseras är förhoppningen att framtida schakter kan utformas så att kravställd säkerhet uppfylls i alla skeden genom dimensionering baserad på sunda konceptuella modeller.

### 7.1 Kritiska kontroller att säkerställa vid dimensionering av etappvis schakt

I de tidigare avsnitten och bilagorna till denna rapport har exempel givits på konceptuella modeller och beräkningsgång för dimensionering av etappvisa schakter. Etappvis schakt kan innebära kraftig optimering mht minskad omfattning på stödkonstruktioner och/eller med avseende på minskade deformationer. Dock krävs ett mer omfattande analysarbete, jämfört med rena ”2D-fall”, för att korrekt värdera och framförallt inte på osäker sida överskatta nyttan av etappvis schakt. Det vore felaktigt att enbart förlita sig på att etappvisa schakter utförs ”snabbt”, då varje schakt och temporär geokonstruktion bör bygga på en väl genomtänkt och sunt utförd dimensionering. Detta för att inte äventyra säkerheten för de som arbetar i eller i anslutning till schakten samt tredje man.

Det rekommenderas som ett minimum att följande kritiska kontroller för jord (Geo) och konstruktion (Str) alltid säkerställs i samband med dimensionering av etappvis schakt.

Beräkningskontroller för geoteknisk bärförmåga:

- Erforderlig säkerhet i kritiskt snitt med ”stöttning” från intilliggande ”överstarka” sektioner. De integrerade/summerade gavelskjuvspänningarna som skall överföras till hjälpande/överstarka sektioner får inte överskrida lerans skjuvhållfasthet. Se exempel Figur 24. OBS om jordens valvverkan beaktas genom införande av linjelaster mot spont, skall  $N_c$  för jordtrycksberäkning sättas till  $N_{c2d}$  dvs beräknas utan beaktande av djup- och formfaktor. Annars nyttjas jordens valvverkande bidrag ”två gånger”.
- Erforderlig säkerhet i intilliggande sektioner, med införande av ”stjälpande” krafter från intilliggande kritisk sektion. T.ex. måste tillses att grovbetong ej ”glider” på schaktbotten. Detsamma gäller eventuell mothållsspont, sådan måste vara tillräckligt stark och dimensioneras för den stöttande kraft vilken den skall uppta.
- Erforderlig säkerhet då etappvis schakt har utförts (dvs 2D ”långtidsfall”) under byggtiden med beaktande av konsolideringseffekter samt nedsatt hållfasthet (effekter vilka beskrivits i avsnitt 2). Nedsatt bärförmåga på passivsidan skall beaktas exempelvis enligt SPH2018 bilaga A (sektion 1.4), detta skall värderas även för etappvis schakt där motgjutning ej utförs omgående.
- Kontroller av totalstabilitet mot omgivande mark:
  - Erforderlig totalstabilitet i samband med etappvis schakt.
  - Erforderlig totalstabilitet då schakt utförts (2D ”långtidsfall”) under byggtiden enligt ovan).

Om totalstabiliteten ej är tillfredsställande med aktuell spontlängd, krävs ett förfarande enligt SPH2018 avsnitt 4.2 varvid för analytiska jordtrycksberäkningar  $N_c$  justeras och nettotrycket införs i totalstabilitetsberäkningen. Således krävs ett

iterativt förfarande för att säkerställa erforderlig totalstabilitet och strukturella påkänningar i spont och eventuella hammarband inklusive stämp.

Beroende på ingående strukturella element i stödkonstruktionen kan följande komma att behöva kontrolleras med hänsyn till strukturell bärförmåga:

- Stödkonstruktionens (t.ex. stålspont) strukturella påkänningar i samtliga snitt vid etappvis schakt.
- Hammarbandets förmåga att överföra kraft från kritiskt snitt till intilliggande sektioner, avser moment och tvärkraftsjämvikt.
- Strukturella påkänningar då schakt utförts (2D ”långtidsfall” under byggtiden).
- Påkänning i grovbetong.

För komplicerade schakter och eller fall där omgivningspåverkan är kritiskt, rekommenderas FE-samverkansanalys med materialmodeller vilka kan beakta relevanta egenskaper hos jordlagren samt konsolideringseffekter efter schakt (dissipering av stabiliserande portrycksförändringar som uppstått pga schakt). Effektivspänningsbaserade materialmodeller krävs därmed. Sådana modeller bör även kunna simulera karakteristiska egenskaper hos lös lera så som t.ex. anisotropi och belastningshastighetsberoende. Resultaten från FE-analys bör dock alltid jämföras med resultaten från sunda analytiska beräkningar.

## 7.2 Uppdelning av $N_c$ i $N_a$ och $N_p$ samt inverkan av vattentryck

För val av  $N_c$ -faktor för beräkning av nettojordtryck mot spont, kan påpekas att differentieringen av bärighetsfaktorer för aktiv- och passiv sida enligt Janbu (1972) är fördelaktig. Detta har beskrivits i avsnitt 2. Genom uppdelning i  $N_a$  och  $N_p$  kan inverkan av olika råhet på aktiv och passiv sida beaktas.

Ytterligare en viktig aspekt som bör belysas är att beaktande av vattenspalt och därmed fritt vattentryck enligt SPH2018 skall göras på aktivsidan för sponter i lera. Inte sällan blir detta vattentryck dimensionerande, särskilt i fall där jordens hållfasthet är hög (låga aktivtryck). Om vattentrycket är dimensionerande under schaktbotten, kommer nyttoeffekten av vidhäftning/råhet på aktivsidan att reduceras. Således är differentieringen  $N_a$  och  $N_p$  även i detta avseende fördelaktig (nödvändig). Geometrieffekter beaktas genom att utgå från  $N_a$  och  $N_p$  och sedan ”förflytta sig till höger och uppåt” i  $N_c$ -diagrammet mht eventuella djup- och formfaktorer.

### 7.3 Förslag till framtida FoU

Nedan lämnas exempel på möjligt framtida FoU-arbete relaterat till etappvis schakt inom avsträvade sponter.

- Instrumentering av spontkonstruktion för uppmätning av strukturella krafter (t.ex. böjmoment i spont och hammarband) i samband med etappvis schakt. Observera att eventuella fältmätningar bör föregås av ett omfattande analys/prognosarbete inklusive provtagning och laboratorieförsök i syfte att i detalj undersöka jordlagrens egenskaper och prognosticera förväntat beteende/krafter i jordlager och konstruktion.
- 3D-FE analyser av fler väldokumenterade fall där fältmätningar utförts i samband med etappvis schakt. Sådana analyser bör utföras med effektivspänningsbaserade materialmodeller inkluderande beaktande av relevanta egenskaper hos lös lera – så som t.ex. anisotropi och belastningshastighetsberoende.



## REFERENSER

- Aas, G. (1984). "*Stability problems in a deep excavation in clay*". International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.
- Anderberg, M. & Andersson, I. (2016). "*Utvärdering av vidhäftning mellan lera och betong vid användande av in-situ-gjuten betong som stämp i lerschakt*", Examensarbete, Lunds Tekniska Högskola, Lund.
- Bjerrum, L. & Eide, O. (1956). "*Stability of strutted excavations in clay*". Géotechnique , 6(1), 32-47.
- Fagergren, L. & Linde, B. (2017). "*Numerical modelling of a staged excavation in soft clay – A case study of the Tennet 2 project*", Master Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Fredriksson, A., Kullingsjö, A., Ryner, A., Stille, H. (2018). "*Sponthandboken 2018*", Pålkommisionen, Rapport 107.
- Gourvenec, S. M. & Powrie, W. (2000). "*Three-dimensional finite element analyses of embedded retaining walls supported by discontinuous earth berms*". Canadian Geotechnical Journal, 37(5), 1062-1077.
- Hernvall, H. (2017). "*Clay slopes and their stability: An evaluation of different methods*". Master Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Janbu (1972). "*Earth pressure computations in theory and practice*". 5<sup>th</sup> European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Madrid.
- Jendeby, L. (2019). "*Shear resistance during and after installation of driven piles in soft clay*". XVII European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Reykjavik.
- Karlsrud, K. & Andresen, L. (2008). "*Design and performance of deep excavations in soft clays*". 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington.
- Karlsrud, K., Langford, J., Lande, E. J., Baardvik, G. (2015). "*BegrensSkade – DP1+2 Erfaringsinsamling of analyse av skadeårsaker – Vurdering av skader og deformasjoner knyttet til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegrop*". BegrensSkade, delrapport nr. 1+2.4.
- Kulhawy, F. & Mayne, P. (1990). "*Manual on estimating soil properties for foundation design*". Electric Power Research Inst., Palo Alto; Cornell Univ., Ithaca.
- Kullingsjö, A. (2007). "*Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings*". PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- O'Rourke, T. D. (1992). "*Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay*." Proc., ICE conf. on retaining structures, Thomas Telford Ltd., London.
- Ryner, A., Fredriksson, A., Stille, H. (1996). "*Sponthandboken – Handbok för konstruktion och utformning av sponter*", Byggeforskningsrådet, T18:1996, Stockholm.
- Sahlström, P.O., Stille, H. (1979). "*Förankrade sponter*", Statens råd förbyggnadsforskning, T30:1979, Stockholm.

- Simpson, B. & Powrie, W. (2001). "*Embedded retaining walls: theory, practice and understanding*". 15<sup>th</sup> International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Istanbul.
- Skempton, A. W. (1951). "*Bearing capacities of clays*". Building Research Congress, London. Vol. 1, pp. 180-189.
- Stille, H. (1975). "*Behaviour of anchored sheet pile walls*". PhD Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Sällfors, G. (1975). "*Preconsolidation pressure of soft, high-plastic clays*". PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- Sällfors, G. (2013). "*Geoteknik – Jordmateriallära, jordmekanik*". 5:e upplagan, Cremona, Göteborg.
- Tavenas, F. & Leroueil, S. (1981). "*Creep and failure of slopes in clays*". Canadian Geotechnical Journal, 18(1), 106-120.
- Terzaghi, K. (1943). "*Theoretical soil mechanics*". JohnWiley & Sons, New York.
- Tornborg, J. (2020). "*Time-dependent response of excavations in soft clay*". Technical report for mid-term seminar. Chalmers University of Technology, Gothenburg. *Under färdigställande*.
- Torstensson, B.A. (1973). "*Kohesionspålar i lös lera – en fältstudie i modellskala*". PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.

## Bilagor

## Bilaga 1 – Generaliserat exempel 1 - flödesgång

Detta exempel avser att exemplifiera flödesgång för optimering av påkänningar och behov av stöttning av spontkonstruktionen för ett givet schaktdjup och given spontlängd. I bilaga 2 exemplifieras optimering av spontlängden för ett givet schaktdjup.

### Jordprofil

Lera med konstant odränerad skjuvhållfasthet

$$c_{uk}=20 \text{ kPa}, c_{ud} = 20/1.5 \text{ kPa}$$

$$\gamma=16 \text{ kN/m}^3$$

Schaktdjup 3.5m. Inga överlaster bakom spont.

### Tillvägagångssätt

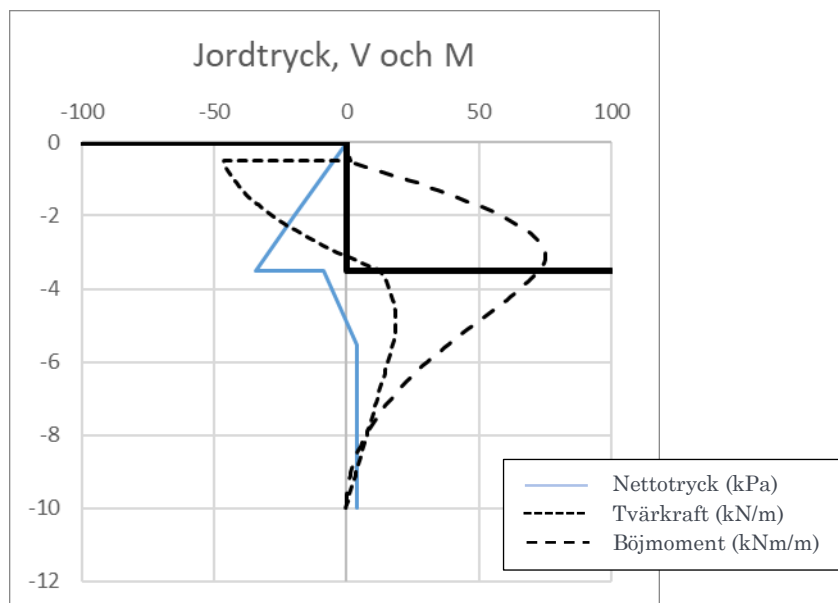
I det följande exemplifieras ett antal olika tillvägagångssätt för att utföra schakten mht förutsättningarna ovan.

#### *Alt 1a: Hammarband och stöttnings med stämp på 0.5m djup*

$N_c=5.14$  uppdelat på aktiv och passiv sida mha  $N_a$  och  $N_p$ .

Vattenspalten dominerar ned till 5.5m djup, se Figur B1.1.

Lasteffekt och snittkrafter framgår av Figur B1.1. Erforderlig spontlängd 10 m,  $q_{sa}= 48 \text{ kN/m}$  och  $M_{sa}=75 \text{ kNm/m}$ .

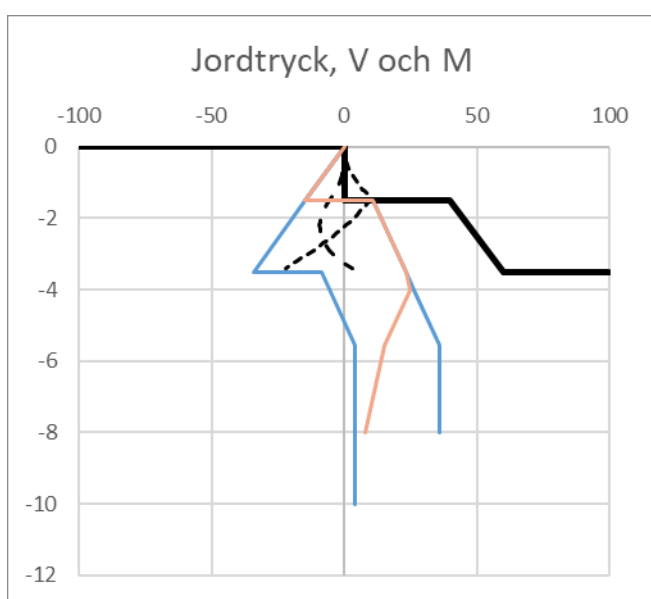


Figur B1.1: Lasteffekt och snittkraft vid schakt till fullt djup (2d) med stämp

Detta förfarande fungerar väl om det är möjligt att stämpa rakt över schakten. Vill man däremot inleda med en central schakt, för att därefter stämpa snett nedåt mot en betongplatta, måste ett inledande konsolskede med en tryckbank beaktas enligt Alt 1b nedan.

*Alt 1b: Hammarband på 0.5m djup, inledande skede med tryckbank (stämp ännu ej monterat)*

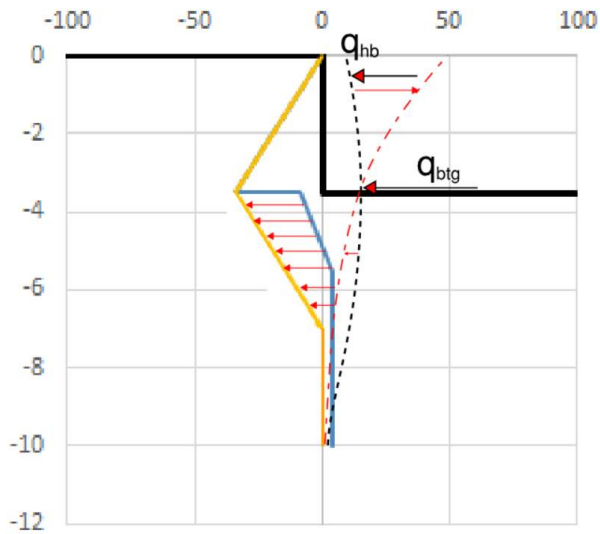
I Figur B1.2 visas de bägge ytterligheterna för resulterande jordtryck som blå linjer och den som värderats (orange) utifrån en förenklad tryckbanksgeometri. Ytterligheterna har tidigare beskrivits i avsnitt 5.6 Figur 34. Även vid denna beräkning har  $N_c$  satts till 5.14, vilket kan anses vara väl djärvt för ett konsolskede (eftersom  $N_c=5.14$  bygger på full vidhäftning), men för jämförelsens skull bibehålls detta då 3D effekter ej beaktas i detta tillvägagångsätt. Rotationsjämvikt i sektionen med tryckbank erhålls redan på 3.4 m djup, däremot behövs extra underslagning för att säkerställa horisontaljämvikten (empirisk ökning av underslagningen med 20% enligt SPH2018). De extrakontroller som måste göras avseende själva tryckbanken ger att basen måste ha en längd på minst 6.2m (mht skjuvning i snittet utmed underkant tryckbank). Nyttoeffekten av tryckbanken (dvs summan av nettojordtrycksökningen utmed tryckbankens höjd) delat med  $c_{ud}$  ger minsta erforderlig längd mht skjuvning utmed underkant tryckbank.



*Figur B1.2: Övre och undre gränsvärden (blå) för jordtrycket vid kvarlämnad tryckbank samt idealiserat jordtryck (orange). Tvärkraft och moment för det idealiserade jordtrycket visas som streckade linjer.*

Bortschaktningen av tryckbanken kan göras etappvis med motgjutning för att på så sätt reducera lasteffekten i hammarband och stämp samt den erforderliga spontlängden (modeller för att beakta detta har beskrivits tidigare i rapporten). Det bör här nämnas att efter motgjutning och stämpelemontage förändras rörelsebilden hos sponten. Detta innebär en förändrad rörelseriktning under 3.5 m djup vilket även förändrar jordtrycksfördelningen. Generellt kan följande förenklade antagande göras. Då momentjämvikt skall kontrolleras runt betongens nivå kan lasteffekten (det aktiva jordtrycket) speglas nedåt från grovbetongens nivå, se Figur B1.3. Detta antagande avser att säkerställa att kontroll av rotationsstabilitet kring grovbetongens nivå utförs på säker sida. Vidare innebär antagandet att lasten i grovbetongen blir  $q_{btg} = 2 \cdot \int_{sb}^{my} p_a dz$ . Hur fördelningen verkligen ser ut under schaktbotten beror på underslagningen och styvheten hos spont och jord. För detta exempel blir resulterande lasteffekt i betongen  $q_{btg}=120$  kN/m.

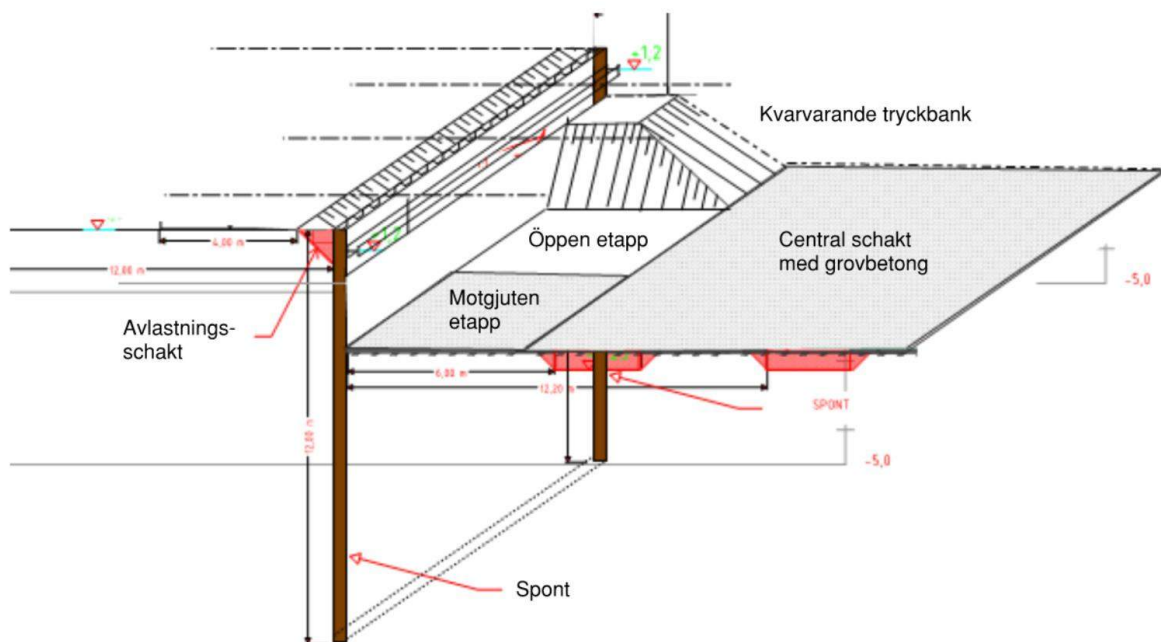
## Jordtryck och rörelsebild



Figur B1.3. Rörelsebild (röd streckad) linje och antagen förenklad jordtrycksfördelning (orange linje) vid stäpdemontage av en spont motgjuten med grovbetong.

Det som troligen är mest kostnadsdrivande i detta exempel är förfarandet med en inledande central schakt följt av installation av sneda stämp, varför kontroll görs nedan (Alt 2) om det går att undvika detta genom att nyttja ett förfarande med etappvis schakt.

Om en schakt tas ut i strimlor över hela ytan eller om det är önskvärt att inleda med en central schakt beror på schaktgropens utformning. För enkelhetens skull antas i det följande ett förfarande med strimlor över hela schaktens bredd. Är schakten stor kan det vara mer rationellt att inleda med en central schakt med kvarlämnad tryckbank mot spont (se Figur B1.4, utdrag från beräkningshandling för spont inkluderande etappvis schakt för Regionens hus i Göteborg, 2020).

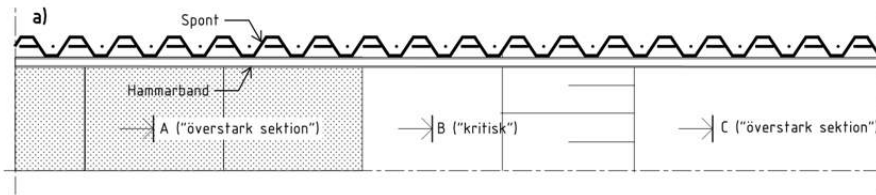


Figur B1.4: Illustration av schaktningsförfarande, vid Regionens hus. Inledande central schakt följt av etappvis bortschaktning av tryckbanken med succesiv motgjutning. Sponten försedd med hammarband (dock ej stöttad med stämp).



## Alt 2: Etappvis schakt med succesiv motgjutning av grovbetong

Etappvis schakt i strimlor med motgjutning av grovbetong innan angränsade etapp schaktas, dvs principiellt så som tidigare visats i Figur 21 a) (se utdrag nedan).



Analys enligt avsnit 4.5.2.1 *Beaktande av enbart hammarbandets förmåga att överföra laster i horisontalled:*

§1. Kontroll av "överkapacitet" vid schakt till 1.5 m djup i överstark sektion (t.ex. förschakt).

Kontrollen görs utifrån antagandet att sponten roterar runt 8.0 m djup vilket kräver en empirisk underslagning till 9.3 m djup (+20% enligt SPH2018) vilket därmed utgör en "vald" spontlängd. Kontrollen ger att det är möjligt att påföra 58 kN/m utan att överbelasta sponten, se Figur B1.6 c).

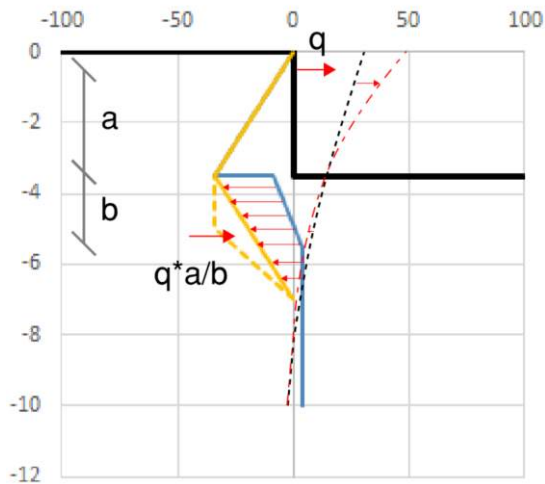
§2. Kontroll av "underkapacitet" vid schakt till 3.5 m djup i kritisk sektion.

Kontrollen görs utifrån antagandet att sponten roterar runt 8.0 m djup vilket kräver en empirisk underslagning till 8.9 m djup (+20%). Men sponten måste vara installerad till minst 9.3m djup eftersom denna sektion tidigare utgjorde den "starka grannen". Kontrollen ger att behovet av stöttning är att påföra 47 kN/m för att inte sponten skall rotera, se Figur B1.6 b). Sponten har mycket begränsad kapacitet att överföra last i längdled, varken dragkraft eller tvärkraft för att inte tala om moment, varför detta måste tas om hand om via ett hammarband.

§3 Kontroll av "överkapacitet" vid motgjuten sektion

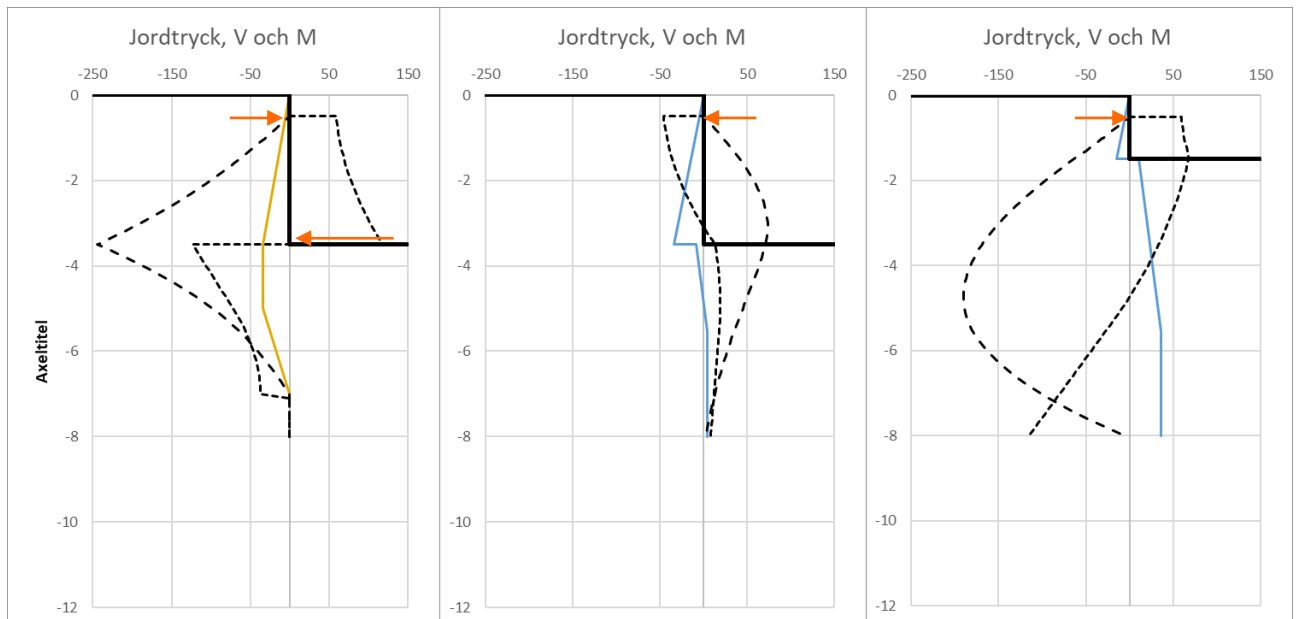
Kontrollen görs utifrån antagandet att sponten roterar runt 3.5 m djup. Detta innebär en förändrad rörelseriktning under 3.5 djup vilket kommer förändra jordtrycksbilden (liknande Figur B1.3). Då denna spont även skall klara en tillkommande lasteffekt från den angränsande svaga grannen, görs antagandet att jordtrycken under schaktbotten blir enligt skisserad streckad orange linje i Figur B1.5. Beroende på antagandet erhålls att  $q_{btg} = 2 \cdot \int_{sb}^{my} p_a dz + q_{hb} \cdot (1 + a/b)$  där avståndet b ges av tyngdpunkten för ytan som anges av den streckade orangea triangeln i Figur B1.5. Med  $q_{hb}=58$  kN/m (valt för att förenkla framtida kontroller då detta motsvarar kapaciteten från §1) erhålls  $q_{btg}=242$  kN/m.

## Jordtryck och rörelsebild



Figur B1.5: Rörelsebild (röd streckad) linje och antagen förenklad jordtrycksfördelning (orange linje) vid "överstark" sektion (motgjuten med grovbetong) angränsande till kritisk/etappvis schaktsektion. Tillkommande  $q$  uppstår pga den "stjälpande" kraften från den angränsande kritiska sektionen.

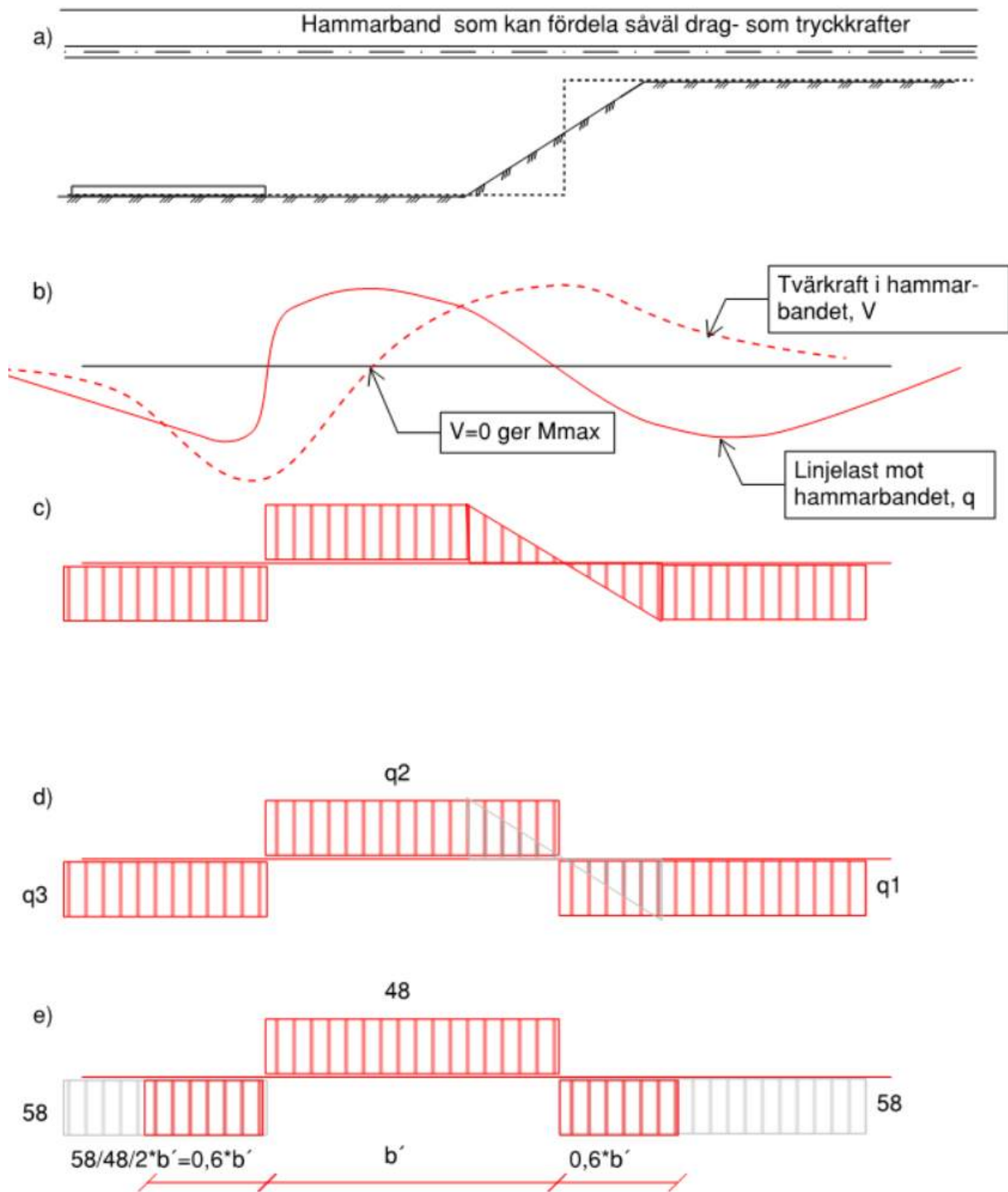
I Figur B1.6 visas jordtrycksfördelning samt stöttande respektive stjälpande krafter i hammarbandsnivå för de tre angränsande sektionerna visas .



Figur B1.6: Lasteffekt mot sponten i de olika snitten. a) överstark med grovbetong motgjuten b) kritisk sektion och c) överstark mht att endast för schakt utförts. Obs 20% ökning av underslagning mht horisontell jämvikt enligt SPH2018 illustreras ej i figurerna (erforderlig spötlängd således 9.3 m enligt figur c).

### §4-6 Kontroll av kraftöverföringen längs sponten mha hammarbandet

I detta idealiserade exempel visas ett förenklat antagande om kraftfördelningen i hammarbandet, se Figur B1.7 d). Utifrån detta görs dimensionering mht ULS Str med avseende att säkerställa hammarbandets strukturella kapacitet. Detta redovisas dock ej (för exempel se bilaga 4).



Med HEB300 erhålls  $b' \leq 5,2\text{m}$  vilket ger en maximal etappbredd med släntlutningen 1:1,5 på 3,7m

Figur B1.7: Kraftfördelning i hammarband

a) Aktuell geometri, elevation.

b) Skisserade krafter i hammarbandet.

c) Idealiserad kraftfördelning enligt Figur 21.

d) Ytterligare förenkling.

e) Kraftfördelning utifrån aktuellt exempel.

### Alt 3: Etappvis schakt med succesiv motgjutning av grovbetong

Exemplet är detsamma som i Alt 2 men nu adderas lerans förmåga till valvverkan i horisontalled. Syftet kan vara att med bibehållen spontlängd minska momenten i spontplankorna, alternativt att utgå utifrån en önskad etapplängd för att få en mer rationell schakt.

Analys enligt avsnitt 4.5.2.2 *Beaktande av hammarbandets och jordens förmåga att överföra laster i horisontalled:*

§1. Kontroll av maximal stabiliserande kraft. Generellt gäller att en smal etapp kan hämta mer hjälp per krönmeter spont än en bred.

Med utgångspunkt från samma antagna rotationspunkt (belägen på 8 m djup) för sponten erhålls en maximal mothållande effekt  $c_{ud} \cdot A$ . Arean,  $A$ , ansätts till  $d^2$  där  $d$  för en konsolspont är underslagningen räknat ned till rotationsnivån.

§2. Fördelning av stabiliserande kraft

För att senare enklare kunna jämföra med beräkning utifrån avsnitt 4.5.2.3, ansätts en jämnt utbredd fördelning istället för den triangelformade som tidigare redovisats i Figur 21. Detta ger ett maximalt möjligt mothållande nettotillskott av jordtryck enligt:

$$\Delta p_{netto} = c_{ud} \cdot d^2 \cdot \frac{1}{b/2} \cdot \frac{1}{d} = c_{ud} \cdot 2 \cdot \frac{d}{b} \quad (\Delta p_{netto} \text{ motsvarar } p_{LE} \text{ i Figur 23})$$

Där  $b'$  är schaktetappbredd, förenklat antagen enligt Figur B1.8. Som en jämförelse med formfaktorn konstateras att

$\Delta p_{netto} = c_{ud} \cdot N_{c2d} \cdot 0,2 \cdot \frac{B}{L}$  vilket är  $\approx c_{ud} \cdot \frac{d}{b}$ , skillnaden antas främst bero på att det första uttrycket bygger på plana tvärsnitt, medan formfaktorn har sitt ursprung i bärighetsförsök och empiriska betraktelser (Skempton 1951).

$\Delta p_{netto}$  delas upp i två lika stora delar, en aktiv och en passiv del. Detta medför att det reducerade aktiva jordtrycket enkelt kan jämföras med tillåten lägsta nivå, vilken utgörs av ett tryck motsvarande hydrostatiskt vattentryck räknat från överkant lera. Konceptet illustreras i Figur B1.8.

I detta exempel antas en etappbredd på 5.0 m vilket med släntlutning 1:1.5 ger  $b'=6.5$  m för 2 m schaktdjup mot intilliggande överkant slänt. Utifrån detta fås:

$$\Delta p_{netto} = c_{ud} \cdot d^2 \cdot \frac{1}{b/2} \cdot \frac{1}{d} = c_{ud} \cdot 2 \cdot \frac{d}{b} = \frac{20}{1,5} \cdot 2 \cdot \frac{4,5}{6,5} = 18,5 \frac{kN}{m} \text{ per krönmeter spont.}$$

Om 18.5 kPa fördelas över arean av den antagna gavelytan erhålls nyttjad "hjälpande" skjuvspänning per krönmeter spont ("skjuvspänning" i Figur 24).

$\Delta p_{netto}$  delas upp på 9.2 kPa verkande på aktiv respektive passiv sida.

Nyttan blir inte fullt 9.2 kPa på aktivsidan då vattenspalten som tidigare dominerade ner till 5.5 m djup (utan beaktande av 3D-effekter) nu blir dimensionerande ner till 7.0 m djup, se Figur B1.9.

Behovet av mothåll från hammarbandet är  $q_{hb}=32$  kN/m för att erhålla momentjämvikt.

§3. Stjälpande kraft på de starka grannarna

Lasteffekten  $\Delta p_{\text{netto}}$  läggs på med omvänt tecken. Är grannen mycket överstark finns möjligheten att föra ut lasten på en kortare sträcka, eller tvärtom. Nyttjas både jordens hållfasthet och hammarbandets kraftöverföring så är detta något som bör kalibreras. Det är inte rimligt att föra ut lasten på den starka grannen över en längre eller kortare sträcka än motsvarande överföring i hammarbandet.

§4 Iteration för att involvera lika lång sträcka av hammarbandets och jordens valvverkan i horisontalled.

Med en första ansatts att lasteffekten överförs med samma intensitet till de två anslutande överstarka sektionerna, kommer  $6.5/2=3.25$  m nyttjas av de starka grannarna och last som skall kunna påföras i hammarbandsnivån är 32 kN/m. Jämviktsbetraktelsen för detta fall (stark granne med högre marknivå) ger en kapacitet på 39 kN/m. Detta tyder på viss överkapacitet vilket gör att lasten kan föras ut på kortare sträcka. Kvoten är  $32/39=82\%$ .

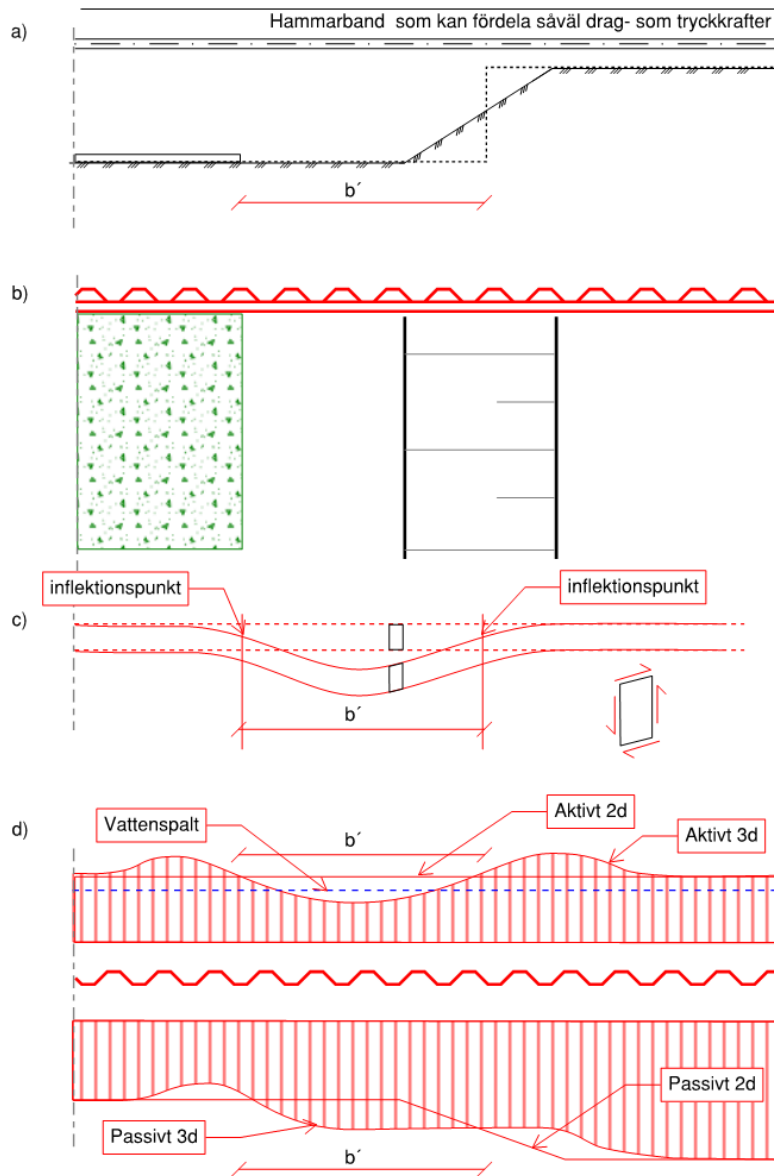
Iteration 2: Lasten antas föras ut på 2.5 m längd (77% av  $b'/2$ ). Vilket ger maximalt möjlig pådrivande  $\Delta p_{\text{netto}}=18.5*3.25/2.5=24$  kPa (att jämföra med utnyttjad 18.5 kPa). Jämviktsbetraktelsen för sponten ger i detta fall en överkapacitet på 32 kN/m motsvarande en kvot på  $32/32=100\%$ .

Iteration 3: Lasten antas föras ut på 2.92m längd (90% av  $b'/2$ ). Vilket ger  $\Delta p_{\text{netto}}=18.5/0.90=21$  kPa. Jämviktsbetraktelsen för sponten ger i detta fall en överkapacitet på 36 kN/m i hammarbandsnivån motsvarande en kvot på  $32/36=90\%$ . Således involveras lika lång sträcka avseende valvverkan i hammarband och jord (Figur B1.10). Jordtrycksdiagram för dessa krafter redovisas i Figur B1.9.

Iteration	Hammarband	Jord	Vattenspalten styr till
1 3.25m	82%	100%	4.1
2 2.5m	100%	77%	3.6
3 (2.92m)	(90%)	(90%)	3.9

§5 Kontroll av hammarbandets strukturella bärförmåga

Hammarbandet dimensioneras i ULS Str utifrån erhållna påkänningar. Detta redovisas ej här (för exempel se bilaga 4).



Figur B1.8: Kraftfördelning i jorden

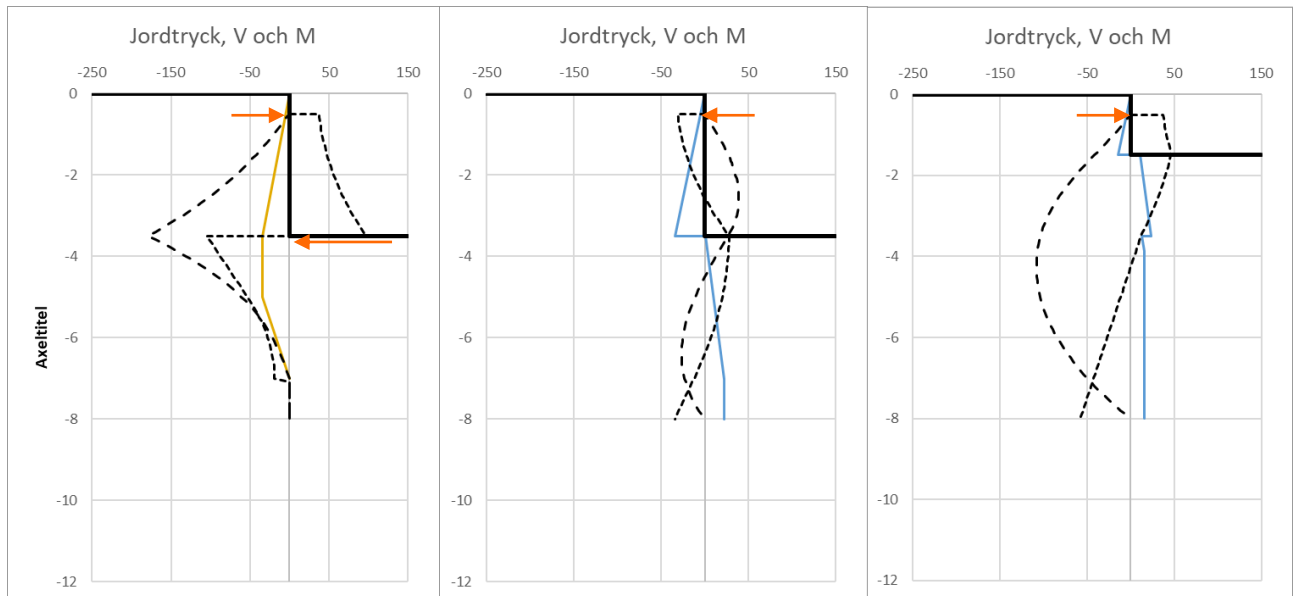
a) Aktuell geometri, elevation.

b) Aktuell geometri, plan.

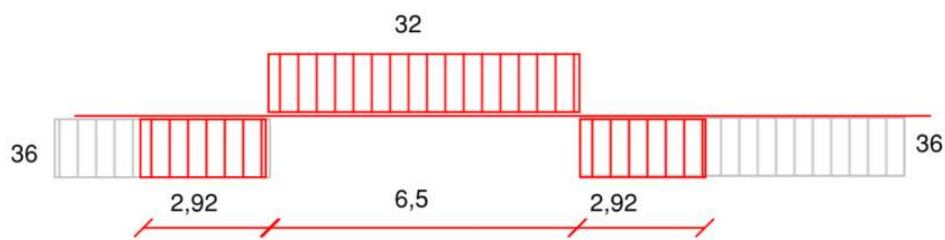
c) Skisserad skjuvning i jorden.

d) Idealiserad jordtrycksomfördelning på aktivsidan respektive passivsidan av spanten på godtyckligt djup.





Figur B1.9: Lasteffekt mot spanten i de olika snitten. a) överstark med grovbetong motgjuten b) kritisk sektion och c) överstark mht att endast förschakt utförts. Obs 20% ökning av underslagning mht horisontell jämvikt enligt SPH2018 illustreras ej i figurerna.



$MSd=36*(6,5/2+2,92)^2/2-(36+32)*(6,5/2)^2/2=326 \text{ kNm}$ . Med stål 355 konstateras att HEB260 är tillräckligt med avseende på ULS/STR.

Figur B1.10: Indata för ULS Str dimensionering av hammarbandet utifrån iteration 1-3 av erforderliga längder på ömse sidor om kritisk etapp.

#### Alt 4: Etappvis schakt med succesiv motgjutning

Exemplet är detsamma som i Alt 3, men här nyttjas metoden med justering av  $N_c$ -faktorn (formfaktor för den kritiska sektionen) för att beakta nyttan av etappvis schakt.

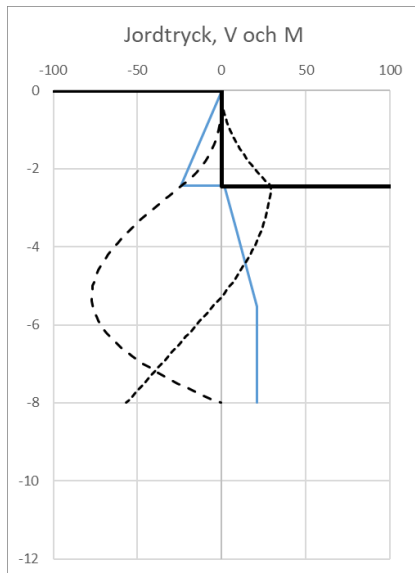
Analys enligt avsnitt 4.5.2.3 *Beaktande av hammarbandets och jordens förmåga att överföra laster i horisontalled – metod med justering av nettojordtryck (justering av  $N_c$ ):*

§1. Analys av det kritiska snittet med beaktande av formfaktor.

Med samma geometri som i Alt 3 nyttjas en formfaktor på  $1+0.2 \cdot (4.5/6.5)=1.14$  ( $L=b'$  samt  $B$  konservativt vald lika med  $d$ , mht analys av konsolspont med rotation kring 8 m djup). Detta ger att erforderlig mothållande kraft i hammarbandet blir 37 kN/m.

§2. Kontroll möjligt schaktdjup utan lastspridning längs spanten

Utän beaktande av hjälp från några överstarka grannar ( $N_{c2D}$ ) kan schakten bedrivas till 2.45 m djup för att vara rotationsstabil kring 8.0 m djup, se Figur B1.11.



Figur B1.11: Snittkrafter vid maximalt genomsnittligt schaktdjup på 2.45 m.

Med utgångspunkt från en förenklad modell där medelschaktdjupet beräknas utifrån:

$$sb_{medel} = \frac{x \cdot h}{x + b'/2} - sb, \text{ där } h \text{ är höjden på slänten och } x \text{ räknas från } b' \text{ (se Figur B1.12)}$$

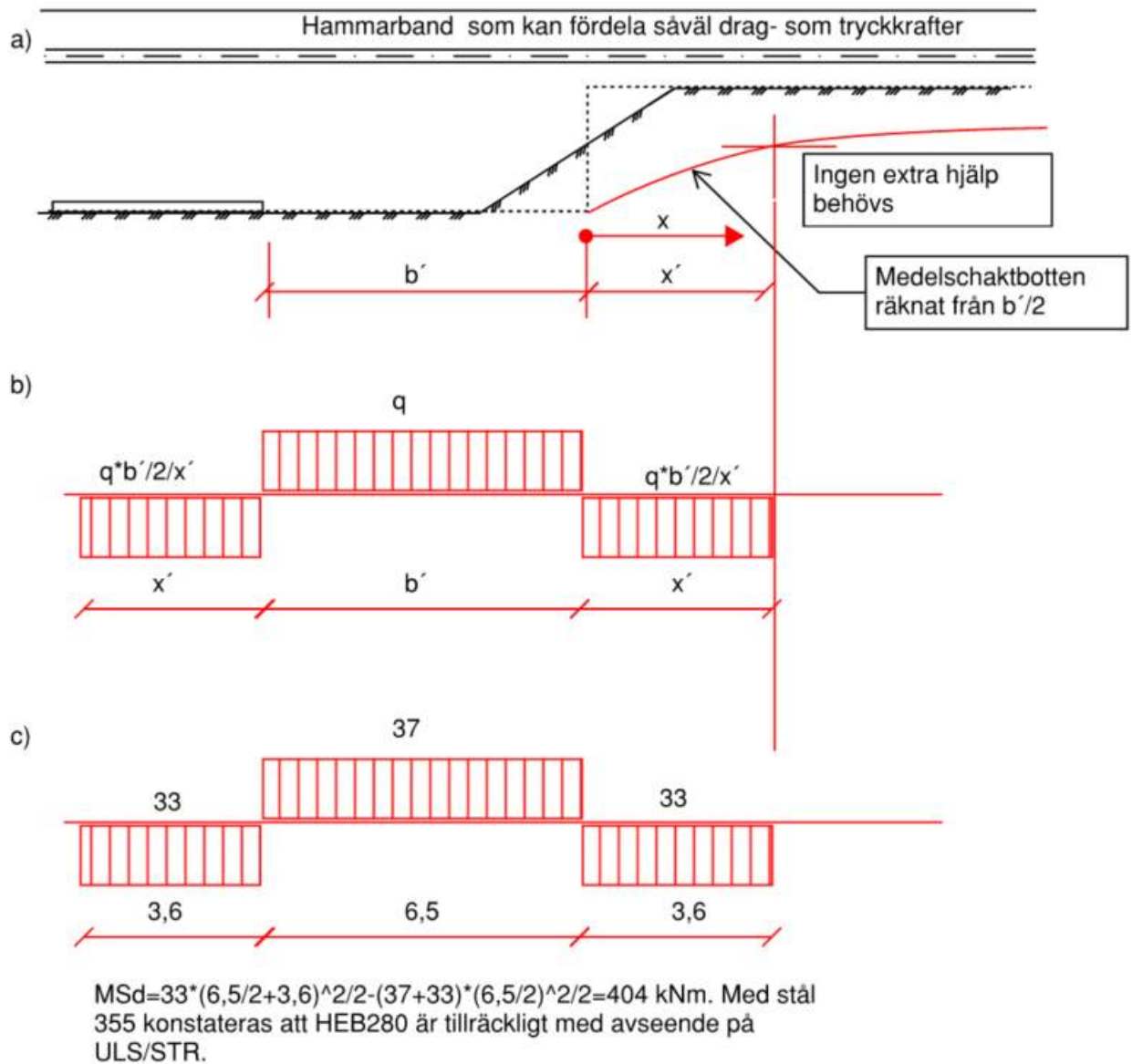
I det aktuella fallet erhålls  $x=3.6$  m för  $sb_{medel}=2.45$  m.

#### §3 Lasteffekt hammarband

Utifrån erhållen bredd från §2 konstateras att tvärkraften i hammarbandet är noll där medelschaktdjupet är 2.45 m. Med antagande om att krafterna i hammarbandet kan betraktas som jämnt utbredda laster erhålls en kraftfördelning enligt Figur B1.12 b).

#### §4 Påkänningar i hammarbandet

Som tidigare har en förenkling gjorts att hammarbandet är symmetriskt belastat kring symmetrilinje i  $b'/2$ , vilket ger påkänning och erforderlig balk enligt Figur B1.12 c).



Figur B1.12: Konceptuell modell för lastomfördelning vid nyttjande av metod med modifierad  $N_c$ -faktor  
a) Modell för hur mycket av intilliggande slänt/sektion som måste aktiveras.  
b) Konceptuell modell för hammarbandspåkänningen c) Förenklat belastningsfall för ULS Str kontroll.

## Sammanfattning

De ovanstående exemplen, illustrerande nyttan av etappvis schakt, sammanfattas nedan.

Genom att ta ut schakten etappvis kan schakten mht ULS Geo och Str tas ut utan stämp men med hammarband. Detta utan att behöva öka spontlängden.

Nyttan med etappvis schakt och motgjutning är uppenbar då stämp helt kan undvikas. Den konceptuella modellen kan göras mer eller mindre komplicerad. Vad som däremot måste beaktas är att ökad etappbredd ger ökade deformationer. Där stränga deformationskrav råder rekommenderas alt 1 eller alt 2. Där större deformationer kan tillåtas är nyttjandet av formaktorn ett bra alternativ, i alla fall vid förenklingen med ett momentant trappsteg och en teoretisk bredd på  $b'$ . Det är också ganska uppenbart att betongen får ta en del extra last främst i anslutningen mot den kritiska/understarka etappen.

Analys	Uk spont	Mmax (kNm/m)	q <sub>hb</sub> (kN/m)	q <sub>btg</sub> (kN/m)
Alt 1.				
2D	-10	75	48	
Stämpdemontage	-10 (-7)	70		120
Alt 2. Endast kraftöverföring via hammarband.				
Etapplängd 3.7m	-10	244 runt betongen	HEB300	242 kN/m närmast etappen ca 1m.
Alt 3. Kraftöverföring via hammarband och jord. "Plana tvärsnitt"				
Etapplängd 5.0m	-10	179 runt betongen	HEB260	201 kN/m närmast etappen ca 1m.
Alt 4. Kraftöverföring via hammarband och jord. $N_c$ och formfaktor.				
Etapplängd 5.0m	-10	170 runt betongen	HEB280	195 kN/m närmast etappen ca 1m.

## Bilaga 2 – Generaliserat exempel 2 - flödesgång

Detta exempel avser att exemplifiera flödesgång för optimering av spontlängden för ett givet schaktdjup. I detta exempel är spanten avsträvad med stämp. Dvs likt referensprojektet Tennet 2.

### Jordprofil (så som bilaga 1)

Lera med konstant odränerad skjuvhållfasthet

$c_{uk}=20$  kPa,  $c_{ud}=20/1.5$  kPa

$\gamma=16$  kN/m<sup>3</sup>

Schaktdjup 3.5m. Inga överlastar bakom spont.

### Tillvägagångssätt

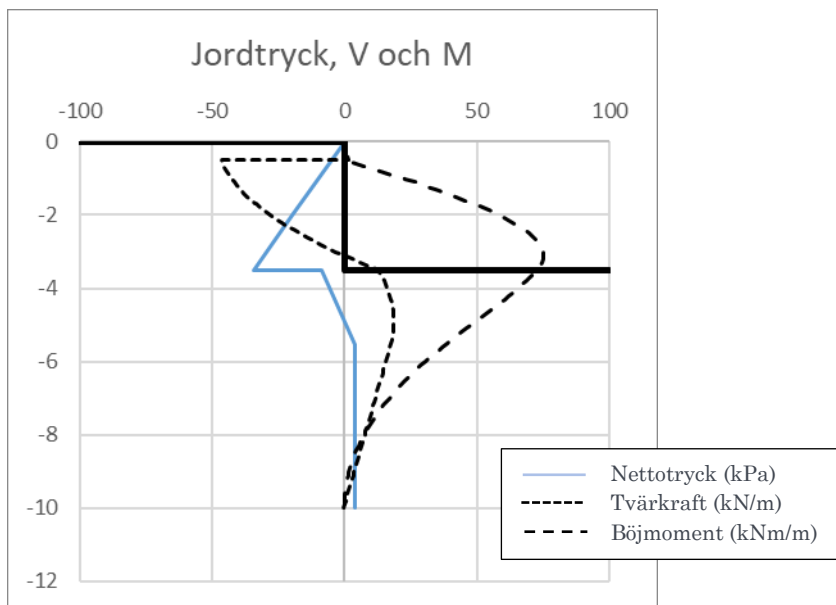
I det följande exemplifieras ett antal olika tillvägagångssätt för att optimera spontkonstruktionen mht förutsättningarna ovan.

#### *Alt 1: Hammarband och stötning med stämp på 0.5m djup (som bilaga 1, Alt 1a)*

$N_c=5.14$  uppdelat på såväl aktiv som passiv sida mha  $N_a$  och  $N_p$ .

Vattenspalten dominerar ned till 5.5m djup, se Figur B2.1.

Lasteffekt och snittkrafter framgår nedan, se Figur B2.1. Erforderlig spontlängd 10 m,  $q_{sd}=48$  kN/m och  $M_{sd}=75$  kNm/m.



Figur B2.1: Lasteffekt och snittkraft vid schakt till fullt djup (2d) med stämp.

Detta fungerar väl om det är möjligt att stämpa rakt över. Vill man optimera spontlängden och/eller de strukturella påkänningarna genom att nyttja etappvis schakt kan följande beräkningsgång nyttjas.

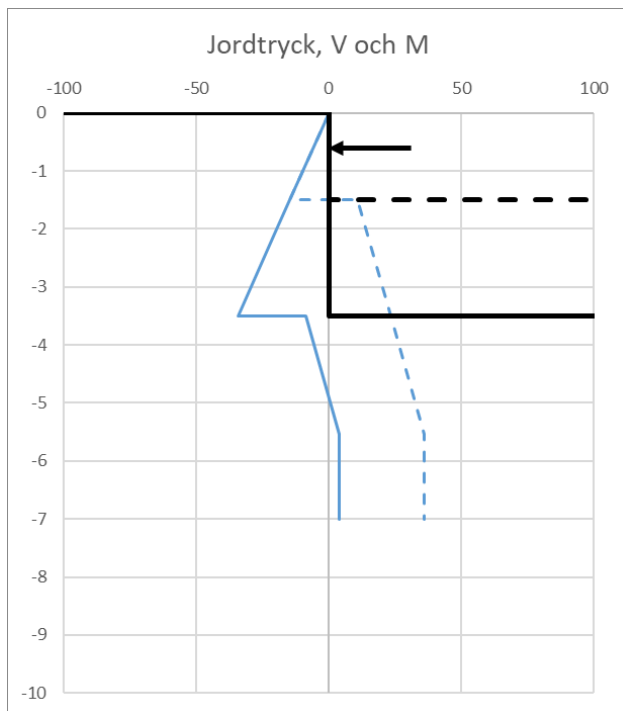
### Alt 2: Hammarband med stämp på 0.5m djup, kortare spontplank

Exemplet utgår från Alt 1, men med målbilden att minska erforderlig spontlängd och reducera hammarbandslasten med hjälp av etappvis schakt.

Tillgänglig (önskad) spontlängd 7.0 m. En tryckbank, 2 m hög relativt slutlig schaktbotten, kvarlämnas mot spont. Etappvis schakt med motgjutning av grovbetong görs efter att hammarband och stämp/stag installerats.

#### Steg 1) Sammanvägning av 2D moment vid rotationspunkt kring hammarbandsnivån:

$N_c=5.14$  uppdelat på såväl aktiv som passiv sida mha  $N_a$  och  $N_p$ .  
Vattenspalten dominerar ned till 5.5m djup se Figur B2.2.



Figur B2.2: Jordtryck vid fullt schaktdjup respektive i angränsande tryckbank (streckad blå linje).

Rotationsstabiliteten säkerställs genom att vikta de starka snitten med det svaga.

Svagt snitt:  $M_{hb} = -92$  kNm/m (momentunderskott kring hammarbandsnivån)

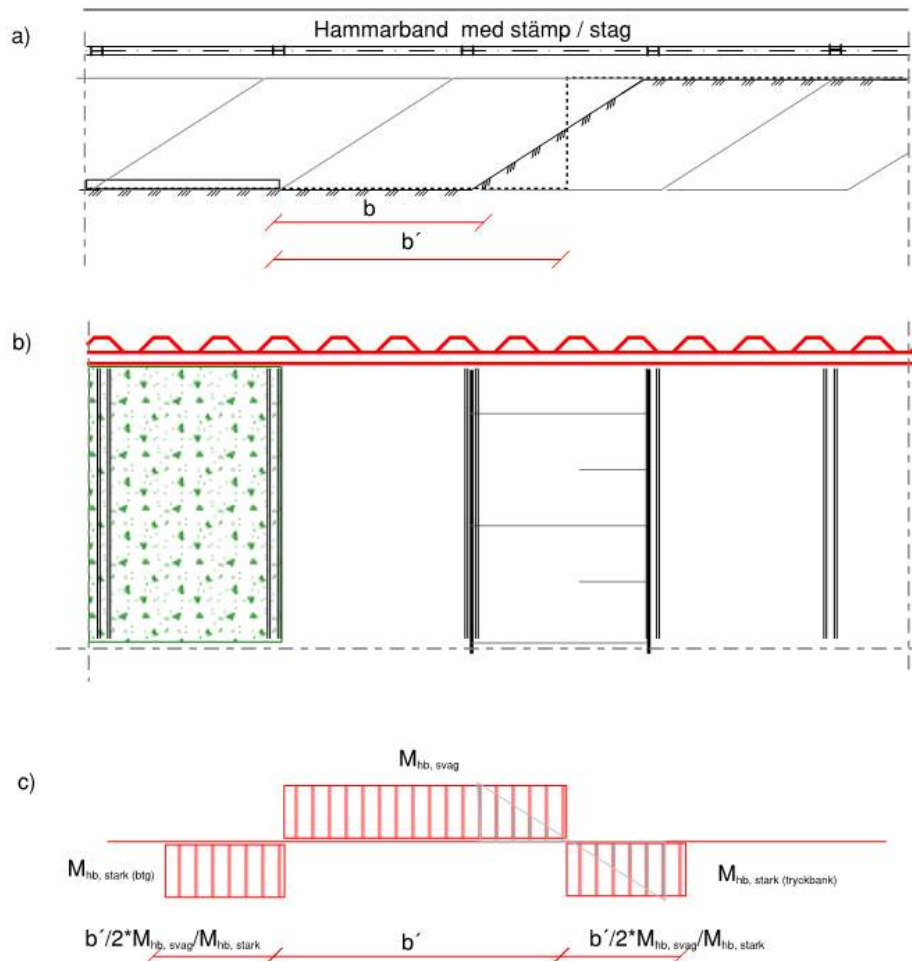
Starkt snitt, tryckbank:  $M_{hb} = +617$  kNm/m

Starkt snitt motgjutning:  $M_{hb} = 617$  kNm/m ger  $q_{btg} = (617+92)/3 = 236$  kN/m, där 3 m avser avståndet från rotationsnivån (hammarbandsnivå) till grovbetong se Figur B2.4. Valet att likställa  $M_{hb}$  för de båda starka snitten är för att underlätta analysen av ULS Str.

Som konstaterats tidigare är det inte bara att ansätta vilken etappbredd,  $b$ , som helst, det måste säkerställas att jorden kan föra över lasterna i horisontalled till de överstarka grannarna.

Dock, utifrån ovanstående konstateras att om en sammanvägd jämvikt kan erhållas inom en bredd motsvarande  $b' \cdot \left(1 + \frac{M_{hb,svag}}{M_{hb,stark}}\right)$  är rotationsstabiliteten säkerställd. För aktuellt exempel innebär det  $1.15 \cdot b'$ . Detta baseras på en spontlängd 7 m.

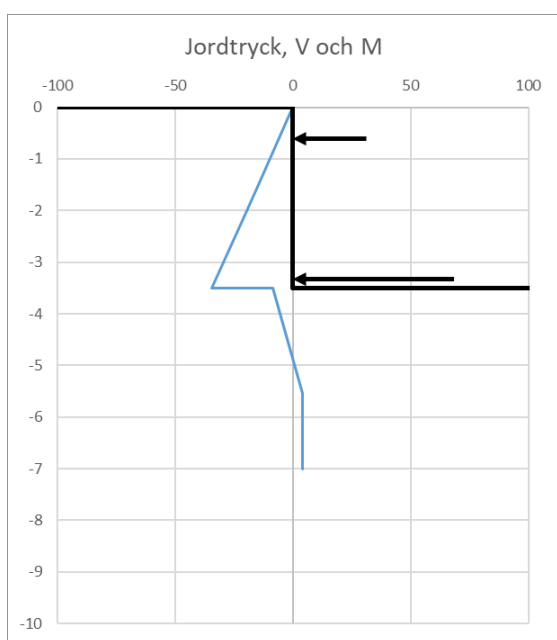




Figur B2.3: Konceptuell modell av moment kring hammarbandsnivån

a) Elevation b) Plan

c) Momentviktning (här förutsatt att de bägge starka snitten bär halva det svaga)

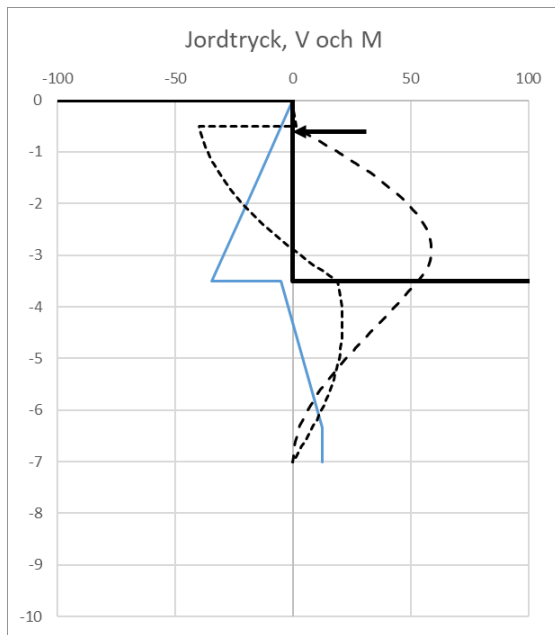


Figur B2.4: Stöttande stämp/hammarbandsnivå och grovbetong vid motgjuten stark granne.

### Steg 2) Kontroll av möjlig etappbredd mha formfaktorn ( $N_{c3d}$ ) för rotationsstabilitet:

För att erhålla kraftjämvikt nyttjas formfaktorn  $N_{c,3d} = N_{c,2d} \cdot \left(1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right) = N_{c,2d} \cdot \left(1 + 0,2 \cdot \frac{d \cdot \sqrt{2}}{b'}\right)$ .

I denna ekvation har  $B$  ansatts som underslagningen  $\cdot \sqrt{2}$ , vilket baseras på Figur 9. Erforderlig bärighetsfaktor för att erhålla rotationsjämvikt för det svaga snittet är 5.9 vilket motsvaras av en formfaktor på 1.14 och indirekt en övre begränsning på  $b'$  motsvarande 6.9 m. Vattentrycket dominerar nu på aktivsidan ned till 6.4 m djup, se Figur B2.5. Maximalt spontmoment är 59 kNm/m och hammarbandslast 41 kN/m. Notera, som diskuterats i Bilaga 1 sid B1:7, att modellering med justerad formfaktor innebär en lägre nyttjandegrad av gaveffekter jämfört med antagande om plana ändtytor (ökning av nettojordtryck genom införande av p.le.).



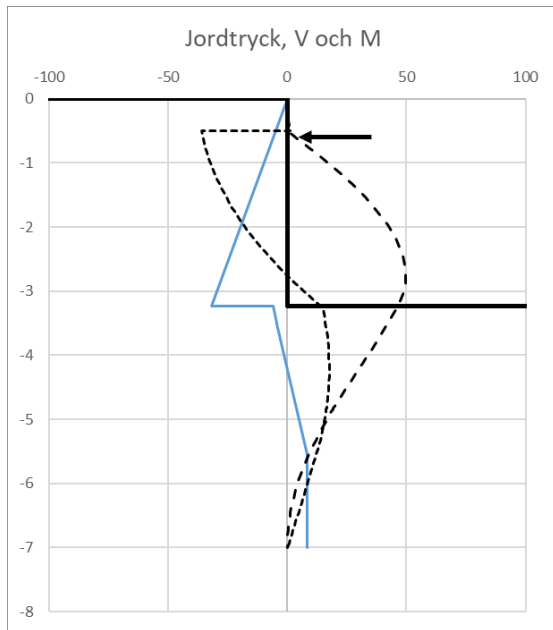
Figur B2.5: Påkänningar i kritiskt snitt vid maximal etappbredd baserat på  $N_c$  justerad med formfaktor.

### Steg 3) Medelschaktdjup för att ej behöva nyttja 3D:

Genom att studera vilket medelschaktdjup som säkerställer rotationsstabiliteten kan möjlig etappbredd och kapaciteterna från Steg 1) värderas.

Med utgångspunkt från den förenklade modellen (ett trappsteg och att bidraget från de starka grannarna är likvärdigt) kan medelschaktdjupet enligt tidigare beräknas utifrån  $sb_{medel} = \frac{x \cdot h}{x + b'/2} - sb$ , där  $h$  är höjden på slänten och  $x$  räknas från  $b'$  (se modell i bilaga 1 Figur B1.12 a)).

I det aktuella exemplet erhålls jämvikt vid en medelschaktbotten på 3.2 m djup. Baserat på ett  $b'=6.9$  m erhålls ett  $x$  på 0.5 m. Utifrån resultatet i Steg 1, där motsvarande  $x$  blir 15% av  $b'/2=0.52$  dras slutsatsen att de bägge kontrollerna i steg 1) och detta steg (3) ger någorlunda samstämmiga svar. Fördelen med Steg 3) är att snittkrafter erhålls i kontrollen, se Figur B2.6. Erhållna snittkrafter är  $M_{max}=50$  kNm/m och  $q_{hb}=37$  kN/m. Dock erhålls dimensionerande snittkrafter vid kontroll i Steg 2).

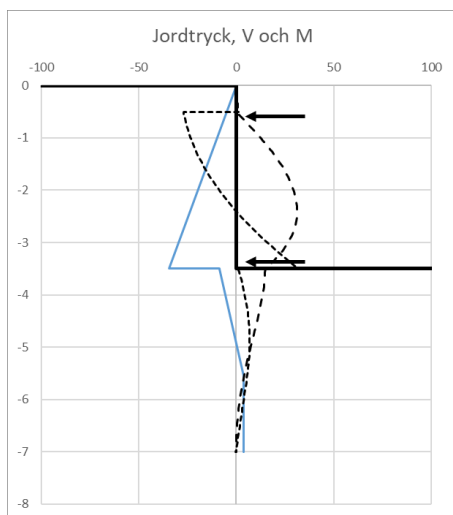


Figur B2.6: Jordtryck och snittkrafter för 2d betraktelse avseende möjligt medelschaktdjup.

Påkänning i betongen:

Vartefter den etappvisa schakten fortgår kommer lasten fördelas mellan hammarbandet och betongen. Inledningsvis behövs betongen som "överstark" granne endast nyttjas de närmsta 0.5 m intill kritisk schaktetapp. Längre ifrån etappgränsen, där inga skjuveffekter från den kritiska etappen förväntas, krävs endast att betongen håller emot det rena momentunderskottet för 2D-fallet, se Figur B2.7.

$$q_{btg} = 92/3 = 31 \text{ kN/m}$$

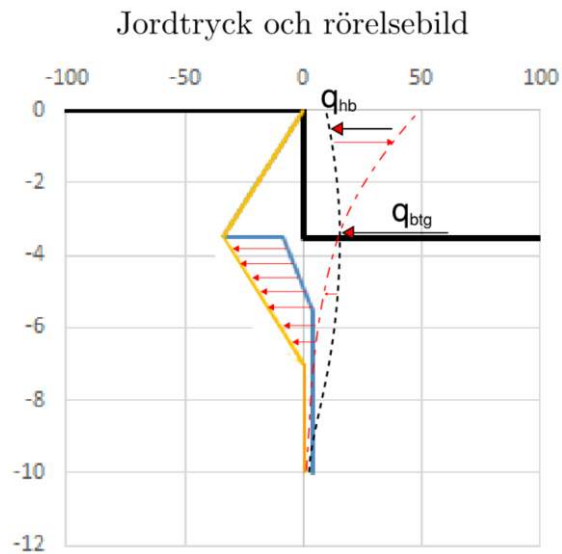


Figur B2.7: Lasteffekt mot sponten i 2D-snitt efter motgjutning av grovbetong. Stämp ej demonterat. Detta snitt ej belastat av intilliggande understark granne.

Eventuellt stämpelemontage:

Efter motgjutning och stämpelemontage förändras rörelsebilden hos sponten. Detta innebär en förändrad rörelseriktning under 3.5 m djup vilket kommer förändra jordtrycksbilden. Då momentjämvikt skall kontrolleras runt betongens nivå kan lasteffekten (det aktiva jordtrycket), så som tidigare beskrivits i bilaga 1 sid B1:2, speglas nedåt. Vilket vidare innebär att lasteffekten i

grovbetongen blir  $q_{btg} = 2 \cdot \int_{sb}^{my} p_a dz$ . För detta exempel blir resulterande lasteffekt i betongen  $q_{btg}=120$  kN/m se Figur B2.8. Max moment i sponten blir 70 kNm/m.



Figur B2.8: Rörelsebild (röd streckad) linje och antagen förenklad jordtrycksfördelning (orange linje) vid stämpdemontage av spont motgjuten med grovbetong.

### Sammanfattning

De ovanstående beräkningsgångarna, illustrerande nyttan av etappvis schakt, sammanfattas nedan.

Genom att ta ut schakten etappvis reduceras såväl påkänningarna i hammarband och stämp / stag.

Analys	Uk spont (djup i m)	Mmax (kNm/m)	$q_{hb}$ (kN/m)	$q_{btg}$ (kN/m)
Alt 1.				
2d	10	75	48	
Stämpdemontage	10 (7)	70		120
Etappvis bredd 5.4m med tryckbank 2m och slänt 1:1,5.				
Steg 1) Viktning av moment involverad bredd ca 8m	7			236 kN/m närmast etappen ca 1m.
Steg 2) Svagt snitt	7	59	41	
Steg 3) Kritisk bredd 2d bredd ca 8m	7	50	37	
Etappvis utfört (2d-"långtid")	7	31	28	31
Stämpdemontage	(7)	70		120

Nyttan med etappvis schakt och motgjutning är uppenbar då stämp helt kan undvikas. Den konceptuella modellen kan göras mer eller mindre komplicerad. Vad som däremot måste beaktas är att ökad etappbredd eller minskad spontlängd ger ökade deformationer. Där stränga deformationskrav råder rekommenderas att inte nyttja det etappvisa förfarandet för att reducera spontlängden. Därmed kan deformationerna begränsas. Dvs val av spontlängd, avsträvning/förankring och schaktetapplängder måste även beakta gällande deformationskrav.

### *Kommentar*

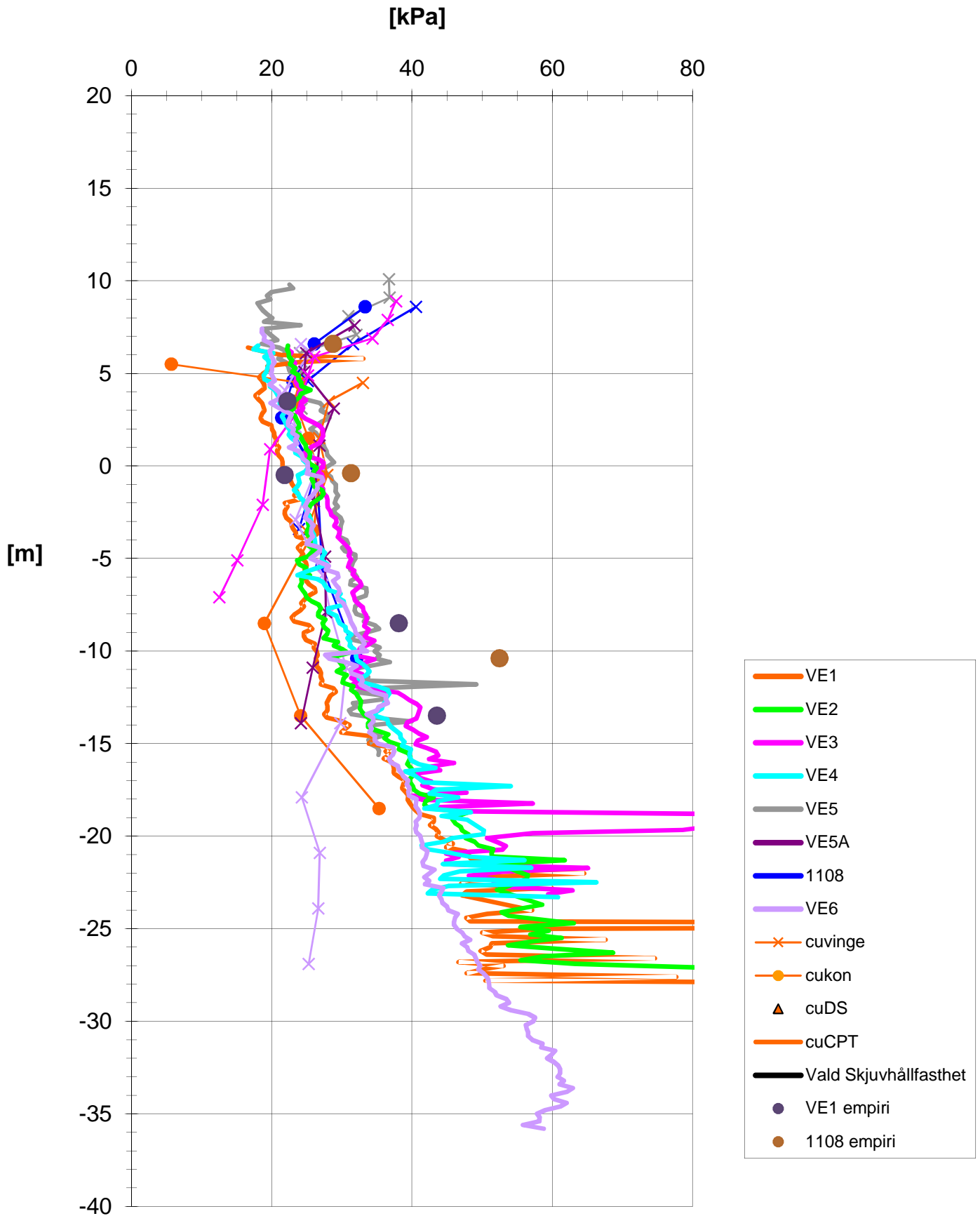
Den rena 2D schakten innebär med aktuell hållfasthet att schaktdjupet är begränsat till 3.5 m djup vilket ger 10 meter spontlängd. Djupare schakt ger att nettojordtrycket beräknat med  $N_{c2D}$  ej blir positivt/mothållande.

Genom att nyttja etappvis schakt är det möjligt att öka schaktdjupet ned till 4.5 m djup. Dock måste som alltid säkerheten mot ren bottenuppressning (kontroll med  $N_{cb}$ ) och totalstabilitet säkerställas även för slusket, vilket kan bli kritiskt i fall där nyttan av etappvis schakt nyttjas fullt ut (valvverkan i hammarband och jord).

Bilaga 3 – Redovisning av odränerad skjuvhållfasthet för de två referensprojekten

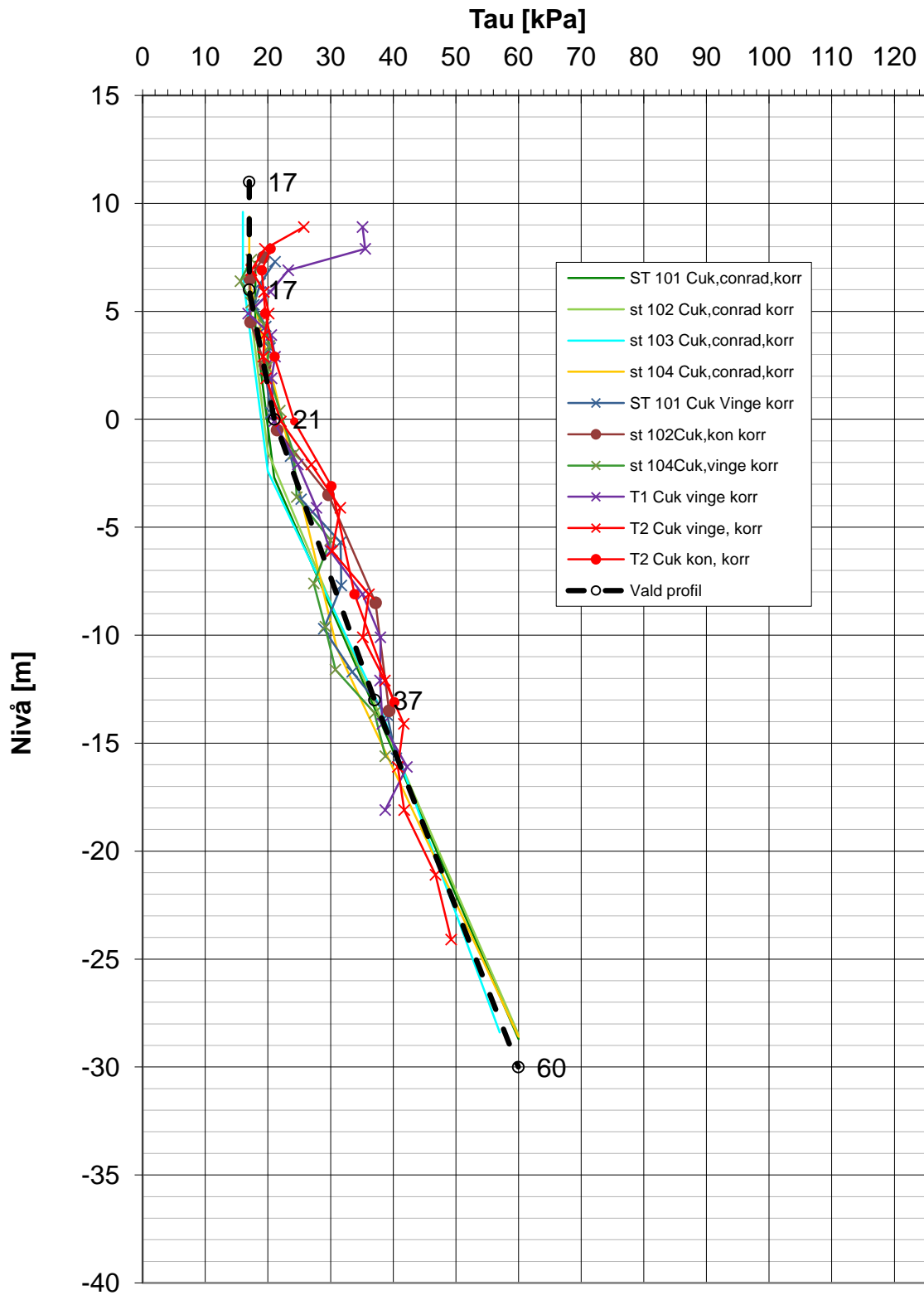


Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet mot nivå  
Från beställarens MUR tillhörande FU för Knutpunkt Gamlestan - spårskede 3



Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet mot nivå  
Från Skanskas MUR upprättad för projektet "Tennet 2"

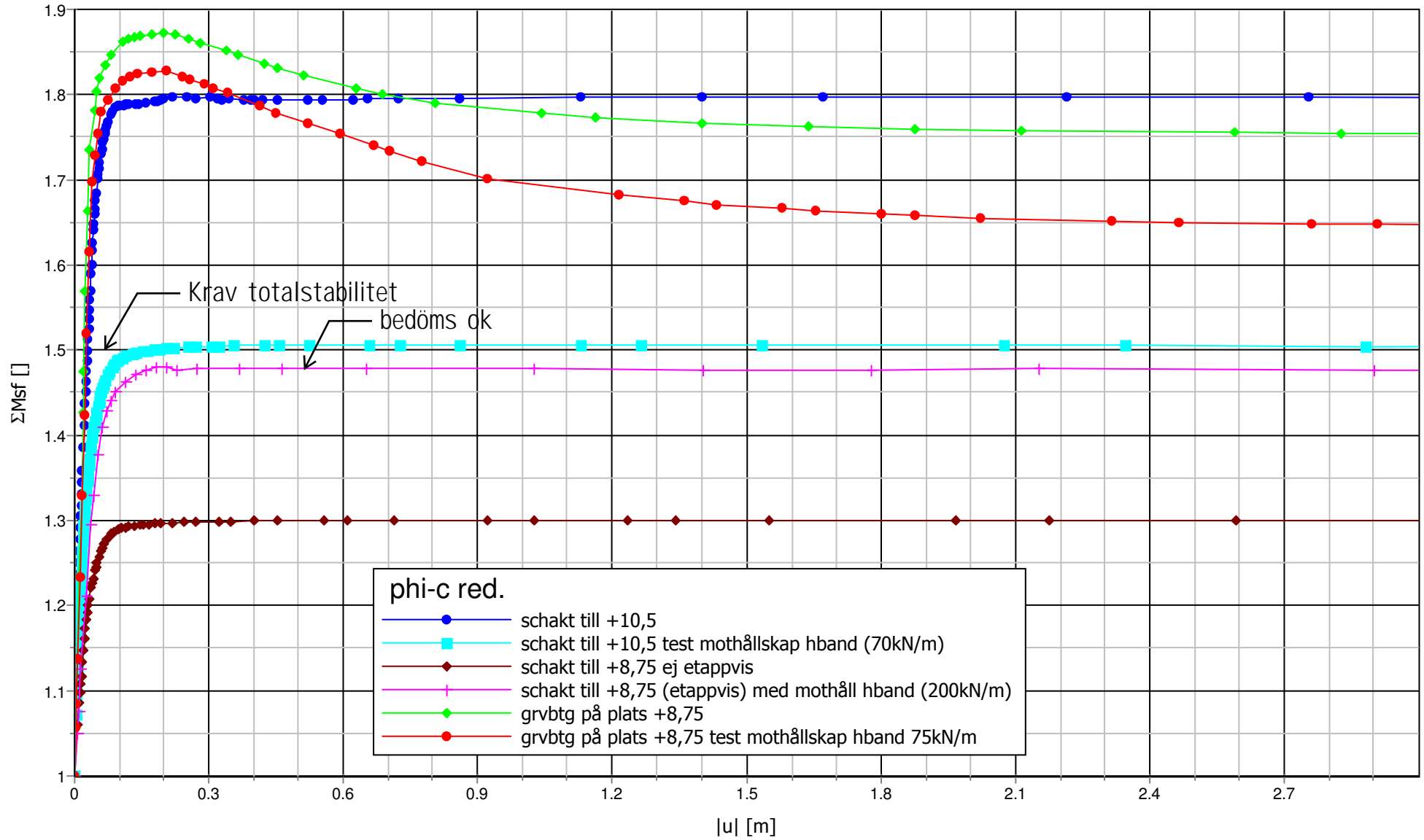
## Gullbergsvass 5:24 - Stabilitet Korrigerad skjuvhållfasthet



Bilaga 4 – Redovisning av utvalda beräkningar från projektet ”Knutpunkt  
Gamlestaden, spårskede 3”

Sammanställning beräkningsresultat  
Knutpunkt Gamlestaden, spårskede 3  
Spont för spårvägsbro / P-garage, sektion F-F, valvverkan endast mht hammarband  
2013-10-17 J.Tornborg

Sid 2-7 beräkningar med Plaxis  
Sid 8-9 kontroll hammarbandskapacitet



Project description

F-F

Project filename

F-F\_JT\_130916\_r=0,5\_eta ...

Step

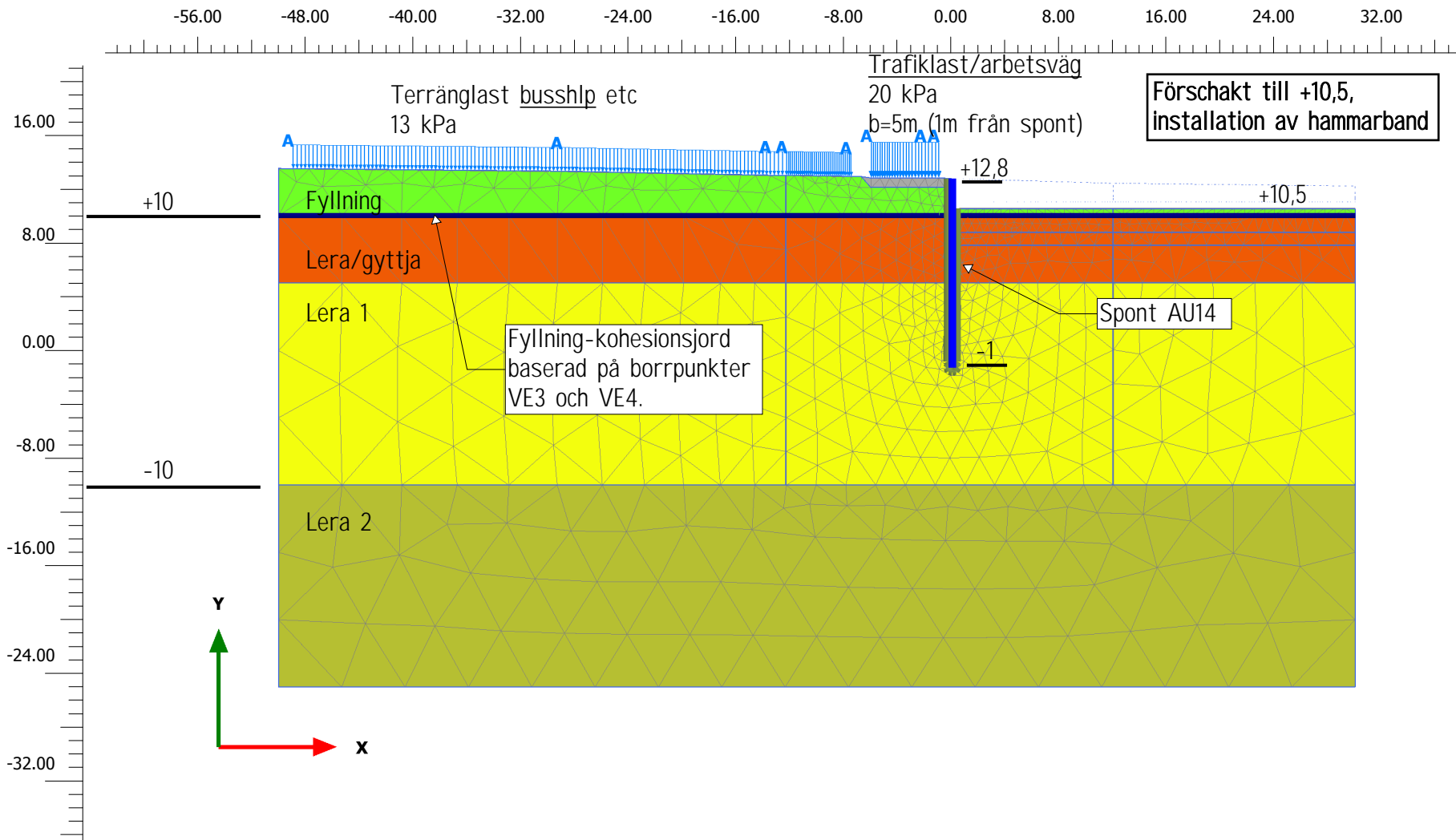
793

User name

Skanska

Date

10/2/2013

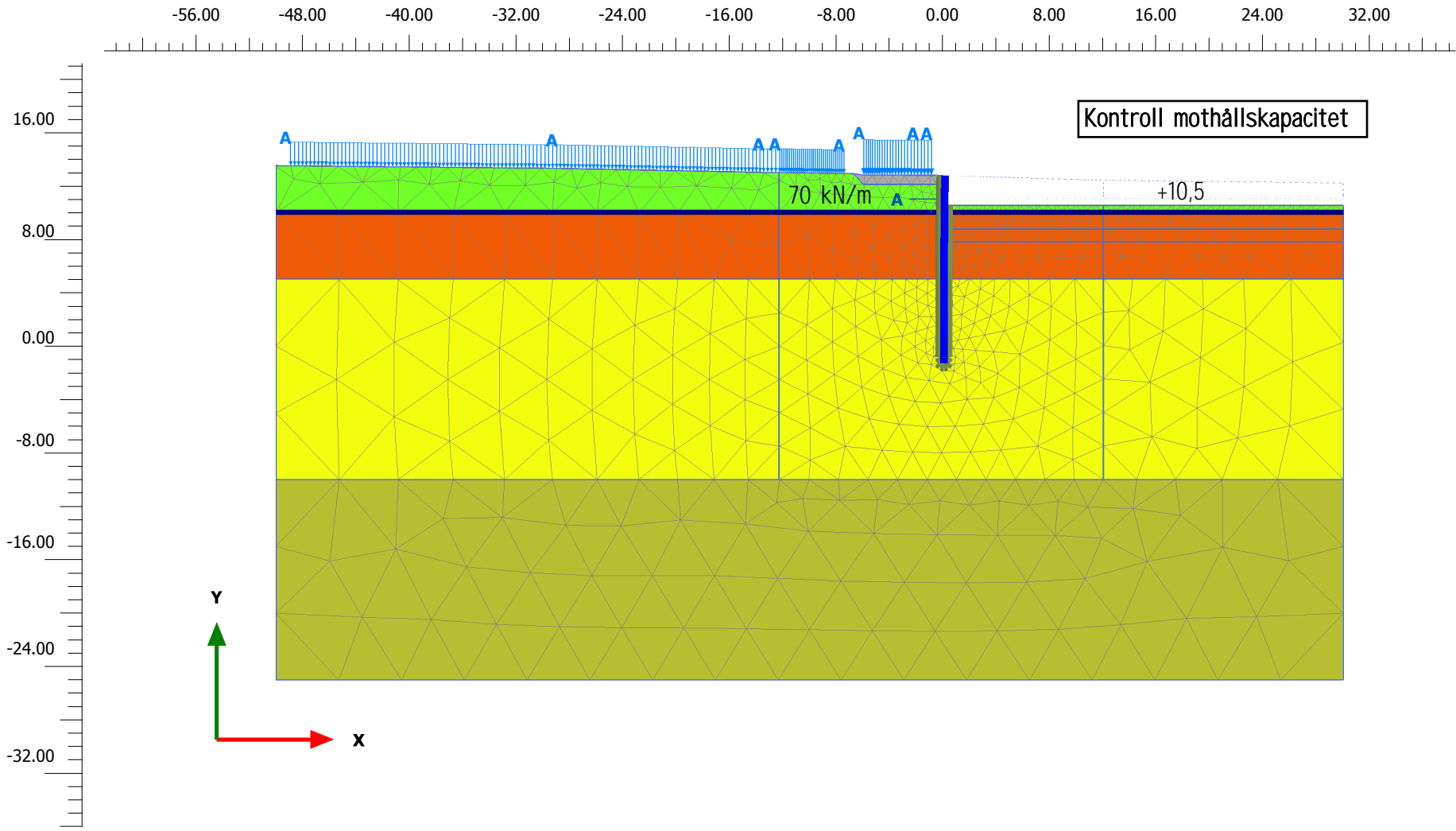


Beräkningsmodell



<i>Project description</i> <b>F-F</b>		<i>Date</i> <b>9/30/2013</b>	
<i>Project filename</i> <b>F-F_JT_130916_r=0,5_eta ...</b>	<i>Step</i> <b>148</b>	<i>User name</i> <b>Skanska</b>	

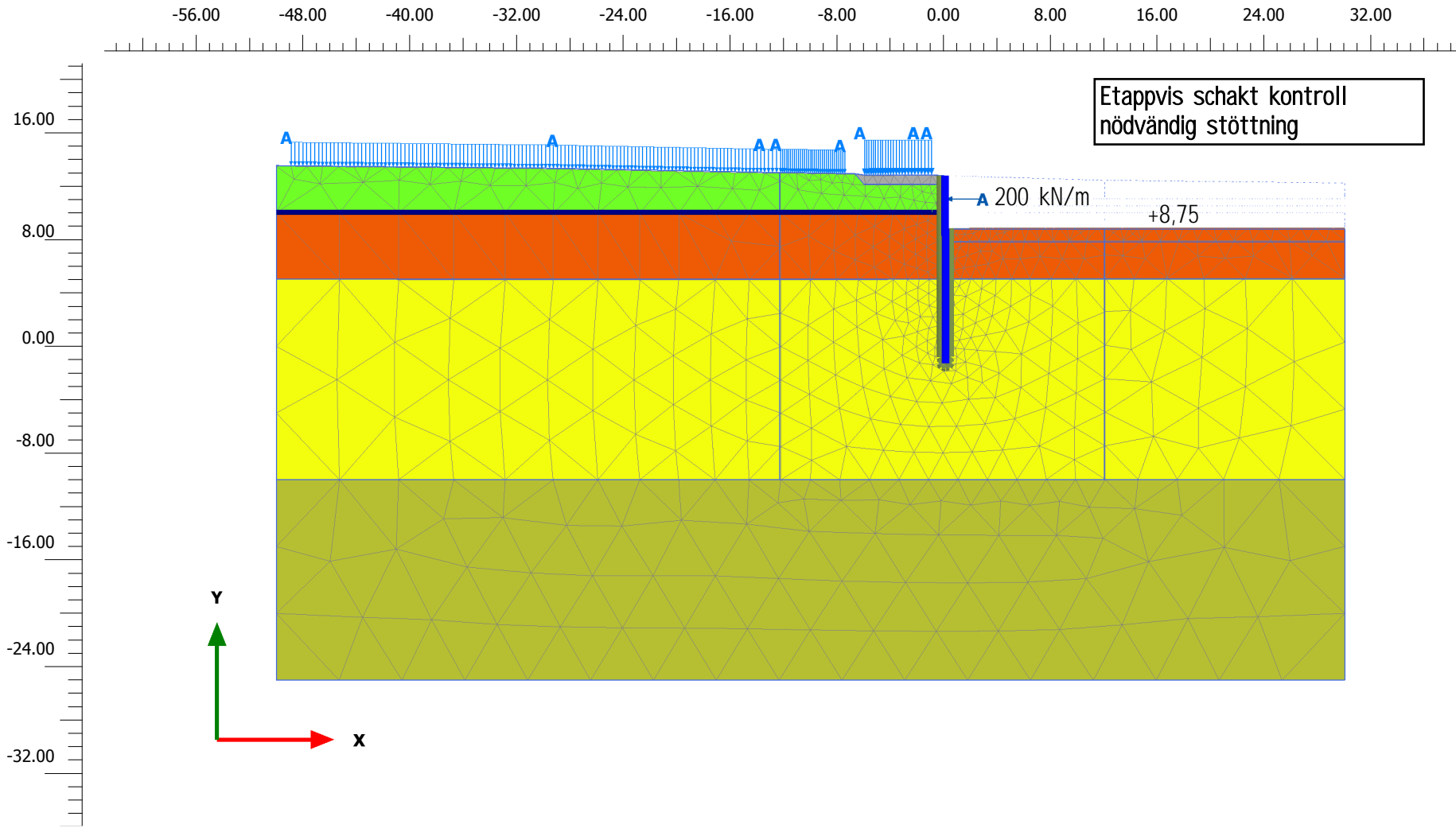




Beräkningsmodell



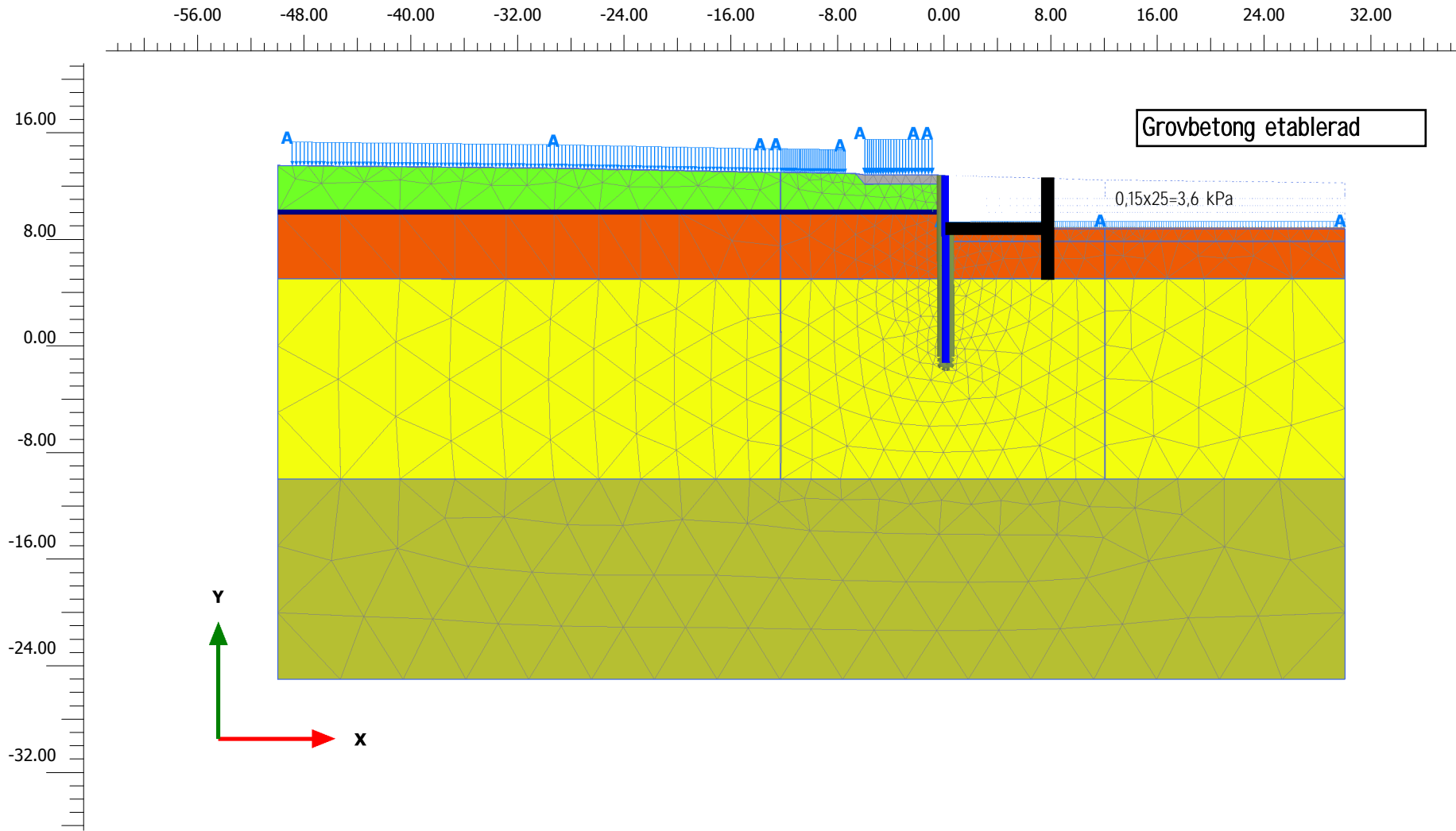
<i>Project description</i> F-F		<i>Date</i> 9/30/2013	
<i>Project filename</i> F-F_JT_130916_r=0,5_eta ...	<i>Step</i> 344	<i>User name</i> Skanska	



Beräkningsmodell



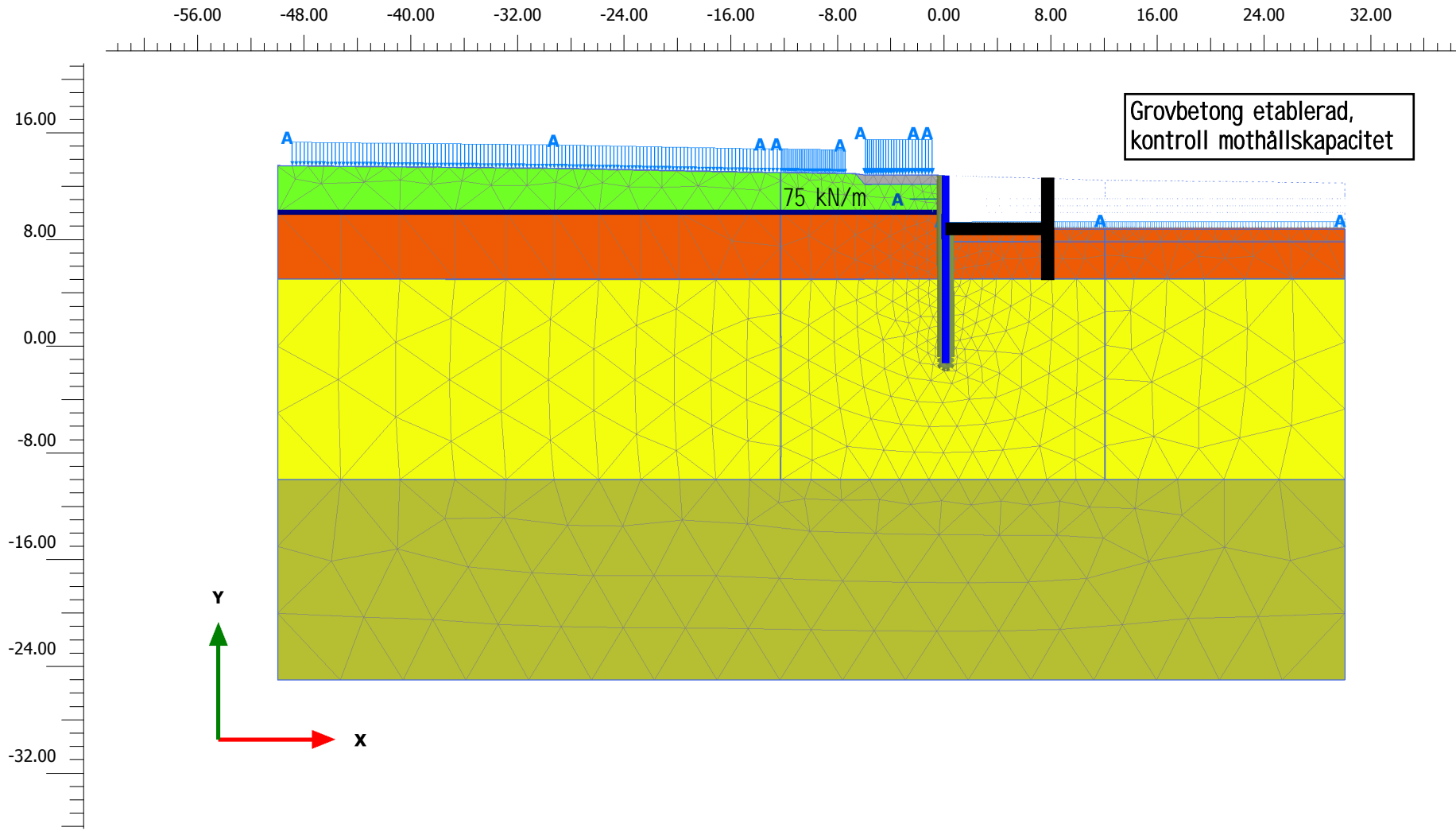
<i>Project description</i> F-F		<i>Date</i> 9/30/2013	
<i>Project filename</i> F-F_JT_130916_r=0,5_eta ...	<i>Step</i> 450	<i>User name</i> Skanska	



Beräkningsmodell



<i>Project description</i> F-F		<i>Date</i> 9/30/2013	
<i>Project filename</i> F-F_JT_130916_r=0,5_eta ...	<i>Step</i> 561	<i>User name</i> Skanska	



Beräkningsmodell



<i>Project description</i>	F-F	<i>Date</i>	9/30/2013
<i>Project filename</i>	F-F_JT_130916_r=0,5_eta ...	<i>Step</i>	692
		<i>User name</i>	Skanska

**Knutpunkt Gamlestad, spårskede III****Kontroll av kraft- och momentjämvikt vid nyttjande av hammarband för etappvis schakt:**

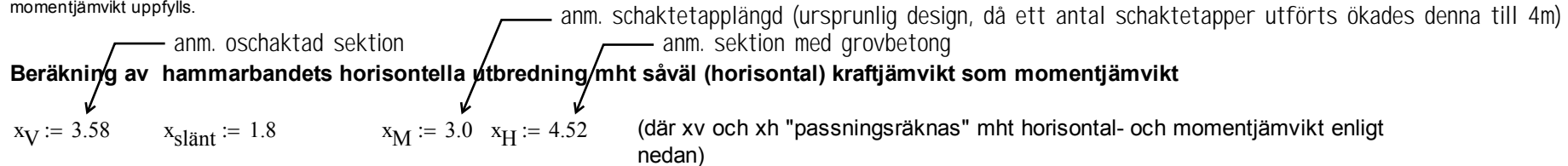
Följande beräkningsgång används vid kontroll av kraft- och momentjämvikt samt böjmomentkapacitet i hammarband:

1. Pådrivande och mothållande laster bestäms utgående från beräkningar med Plaxis.
2. Hammarbandets horisontella utbredning (för upptag krafter / valvverkan i 1 st schaktetapp) bestäms genom "passningsräkning" i MathCad, varvid tillses att såväl (horisontal) kraftjämvikt som momentjämvikt uppfylls, utan nyttjande av mothållande skjuvkrafter i hammarbandets ändar.
3. Hammarbandets böjmomentkapacitet kontrolleras mha datorprogrammet "Frame Analysis".

-  $W_1$  till  $W_N$  är N st krafter pga etappvis schakt (pådrivande schaketapp respektive mothållande sidor).

-  $h_{w1}$  till  $h_{wN}$  är hävamen för respektive mothållande eller pådrivande kraft relativt en rotationspunkt belägen till längst till vänster av schaketappen (sett från schaktgrop mot spont).

-  $x_V$  och  $x_H$  är sökta parametrar, vilka definierar det horisontella läget för hammarbandets vänstra respektive högra kant. Parametern  $a$  bestäms genom "passningsräkning", varvid tillses att såväl kraftjämvikt som momentjämvikt uppfylls.



Delkrafter (positiv pådrivande)

$$W_1 := x_V \cdot -70 \cdot \text{kN} \quad (\text{anm. oschaktad sektion, } Q_c \text{ i SBUF-rapport figur 5.8})$$

$$W_2 := x_M \cdot 200 \cdot \text{kN} \quad (\text{anm. kritisk sektion, } Q_{kritisk} \text{ i SBUF-rapport figur 5.8})$$

$$W_3 := x_H \cdot -75 \cdot \text{kN} \quad (\text{anm. sektion med grovbetong, } Q_A \text{ i SBUF-rapport figur 5.8})$$

Hävarm (kring horisontalläget för  $x_V$ )

$$h_{W1} := (-x_V \cdot 0.5 - x_{slänt}) \cdot m$$

$$h_{W2} := \frac{x_M}{2} \cdot m$$

$$h_{W3} := \left( x_M + \frac{x_H}{2} \right) \cdot m$$

Horisontell kraftjämvikt (om mindre än noll så erfordras mindre mothåll och vice versa). Manuell iteration utförs map  $x_V$  och  $x_H$  tills dess att det relativa felet understiger 2 %:

$$W_1 + W_2 + W_3 = 10.4 \cdot \text{kN}$$

$$\left| \frac{W_1 + W_2 + W_3}{W_2} \right| = 1.7\%$$

Momentjämvikt (om mindre än noll så krävs mer mothåll "till höger" och vice versa). Manuell iteration utförs map  $x_V$  och  $x_H$  tills dess att det relativa felet understiger 2 %:

$$W_1 \cdot h_{W1} + W_2 \cdot h_{W2} + W_3 \cdot h_{W3} = 16.514 \cdot \text{m} \cdot \text{kN}$$

$$\left| \frac{W_1 \cdot h_{W1} + W_2 \cdot h_{W2} + W_3 \cdot h_{W3}}{W_2 \cdot h_{W2}} \right| = 1.8\%$$

Delkrafter och hävamar för respektive mothållande och pådrivande kraft

$$W_1 = -250.6 \cdot \text{kN}$$

$$W_2 = 600 \cdot \text{kN}$$

$$W_3 = -339 \cdot \text{kN}$$

$$h_{W1} = -3.59 \text{ m}$$

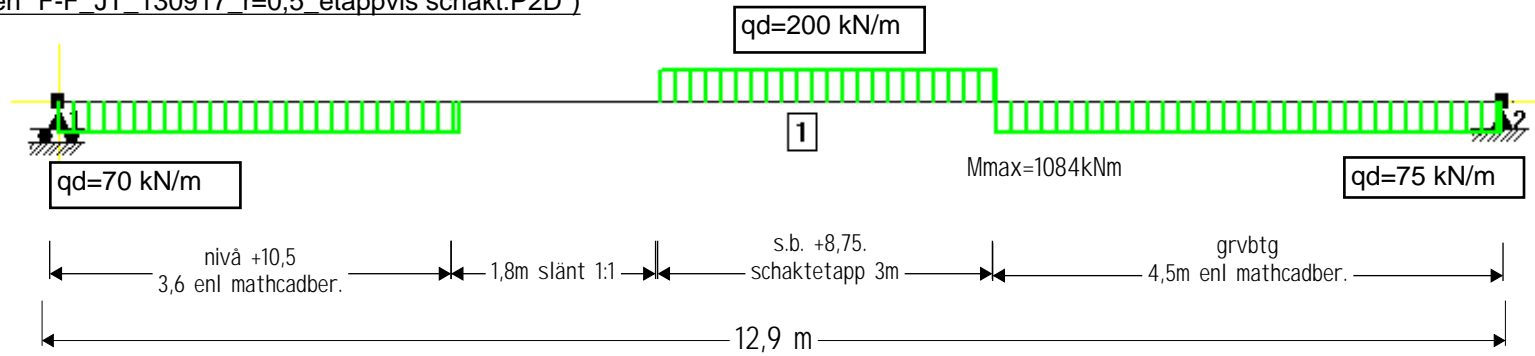
$$h_{W2} = 1.5 \text{ m}$$

$$h_{W3} = 5.26 \text{ m}$$

Totalt längd utnyttjande av hammarband, indata till Frame analysis:

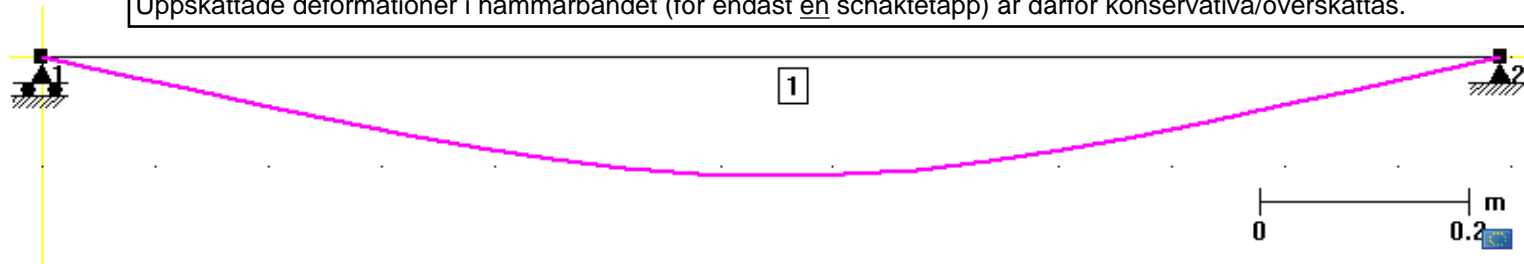
$$x_V + x_{slänt} + x_M + x_H = 12.9$$

Laster  
 (indata från filen "F-F\_JT\_130917\_r=0,5\_etappvis schakt.P2D")



Deformationsdiagram

Obs indata till beräkningarna i Frameanalysis är hammarbandsreaktioner beräknade i brottgränstillstånd. Vidare nyttjas ej 3d-effekter avseende jordens skjuvkraft i beräkningarna, dvs valvverkan medräknas endast i hammarbandet. Uppskattade deformationer i hammarbandet (för endast en schaktetapp) är därför konservativa/överskattas.



Kontroll kapacitet

**Kontroll**

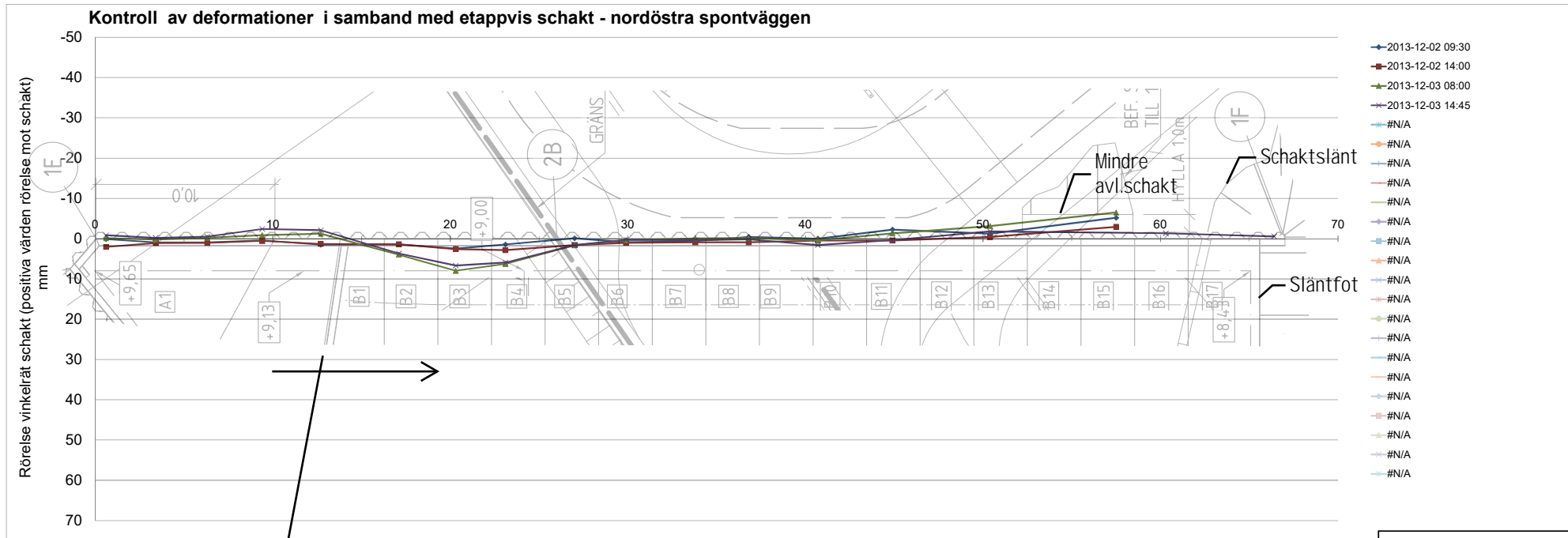
Tvärsnitt / Material: HEB 400 / S355	Element: <input type="text" value="1"/>
Riktning: y-y	Lastfall: <input type="text" value="ULS"/>
	Tvärsnitt: <input type="text" value="HEB 400"/>

**Design: Elastic, theory of the 2nd order.**  
**Bending (Design section, x = 6.45 m)**  
 $M_{y,Ed}/M_{c,y,Rd} = 1084.2/1114.3 = 0.97 < 1.0$



Bilaga 5 – Uppmätta spontrörelser i projektet ”Knutpunkt Gamlestaden,  
spårskede 3”

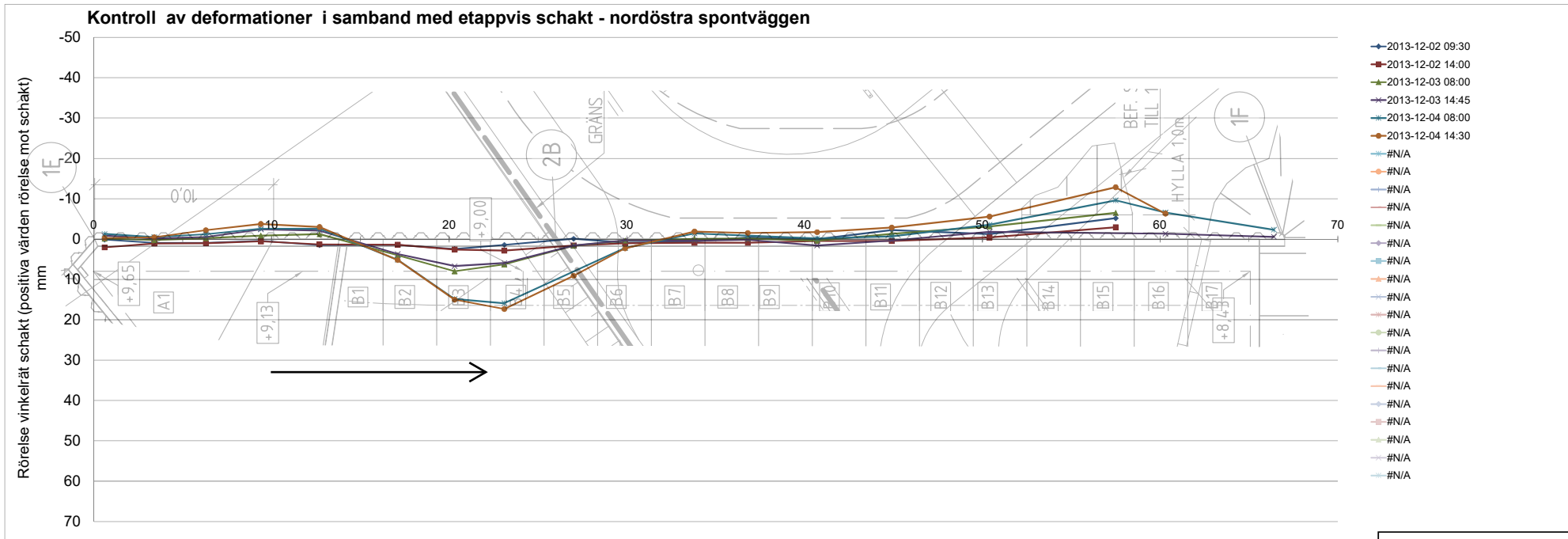
Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Stämp

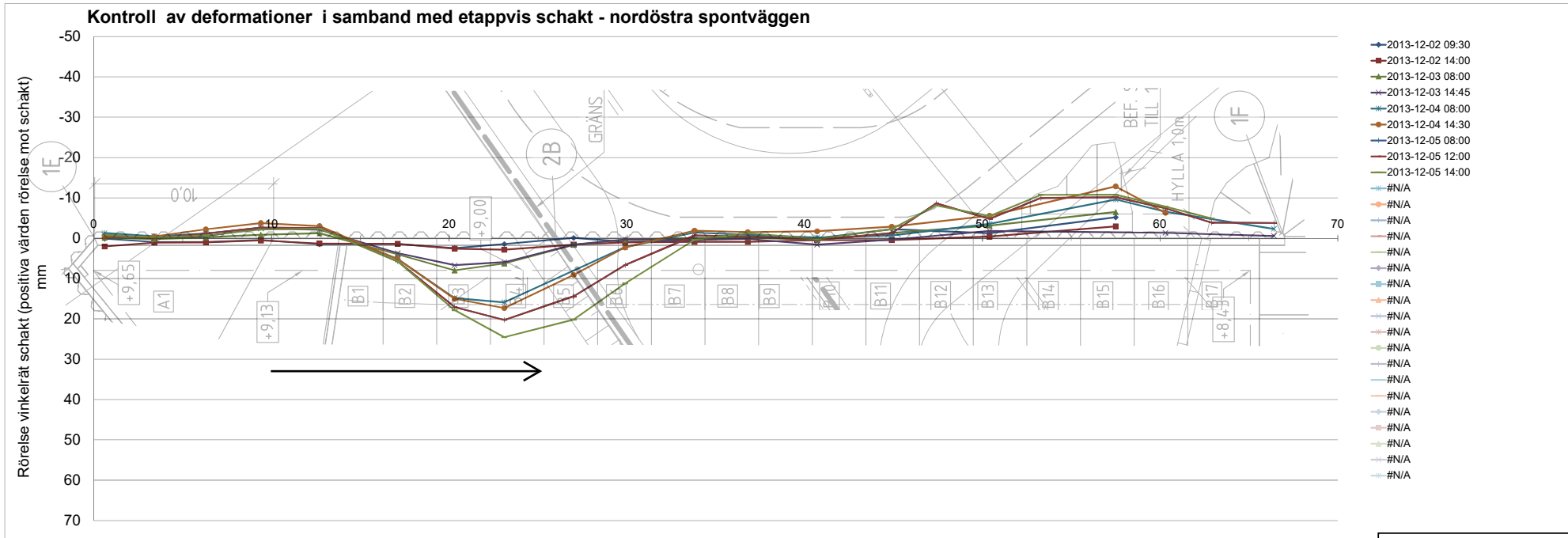
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



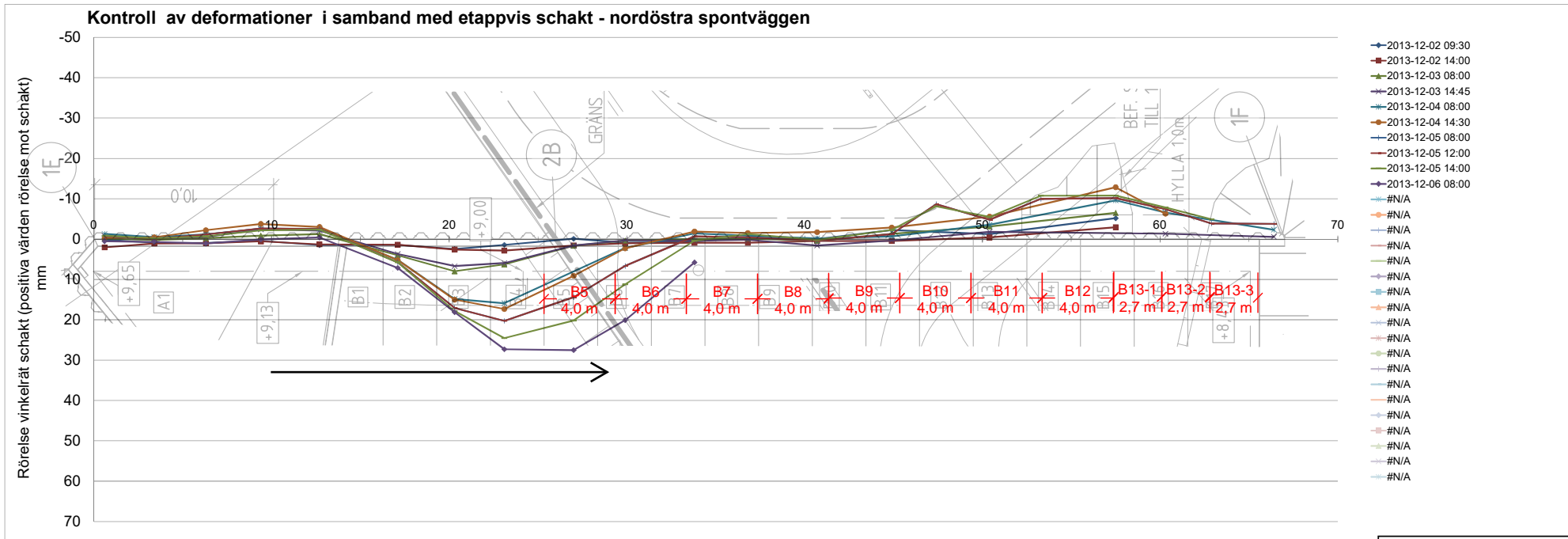
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



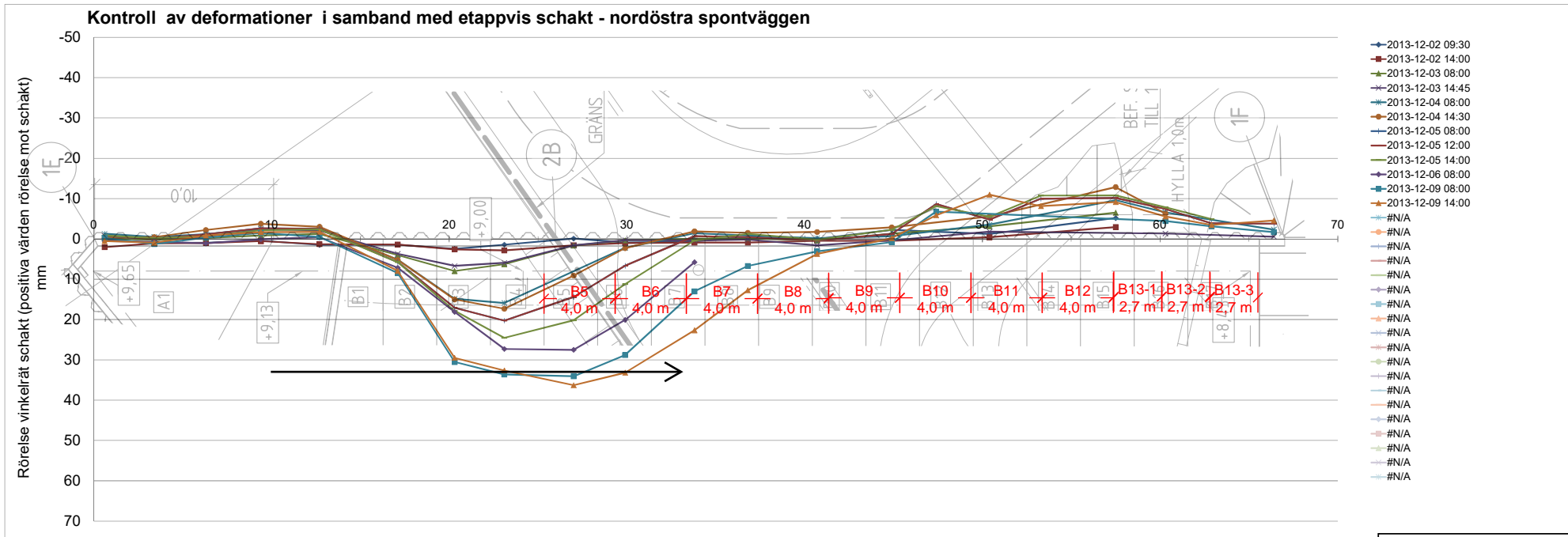
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	









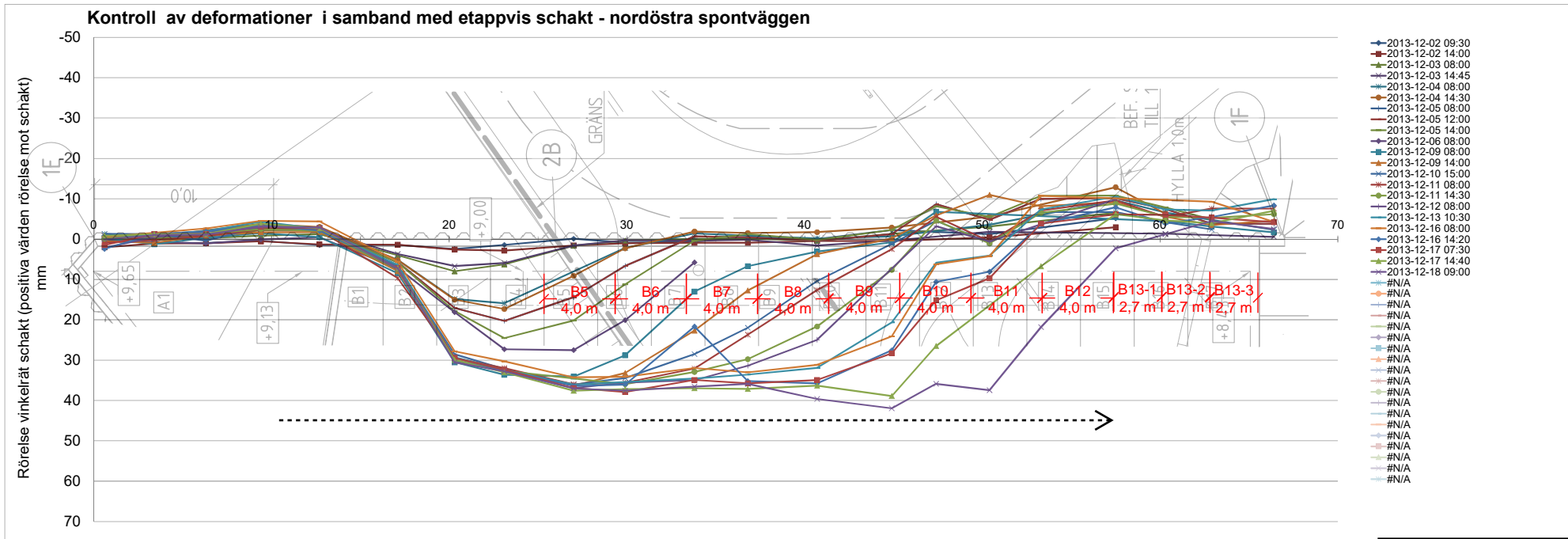






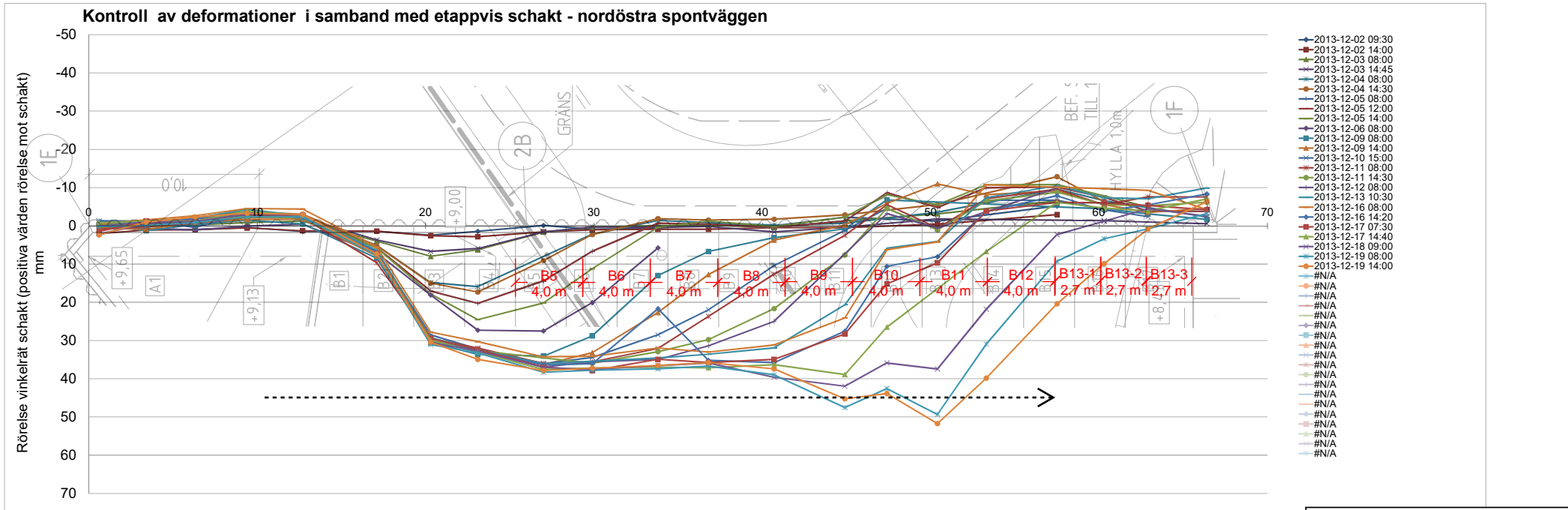


Inmätning 2013-11-27/28/29  
bildar medelvärde nollmätning  
innan start etappvis schakt



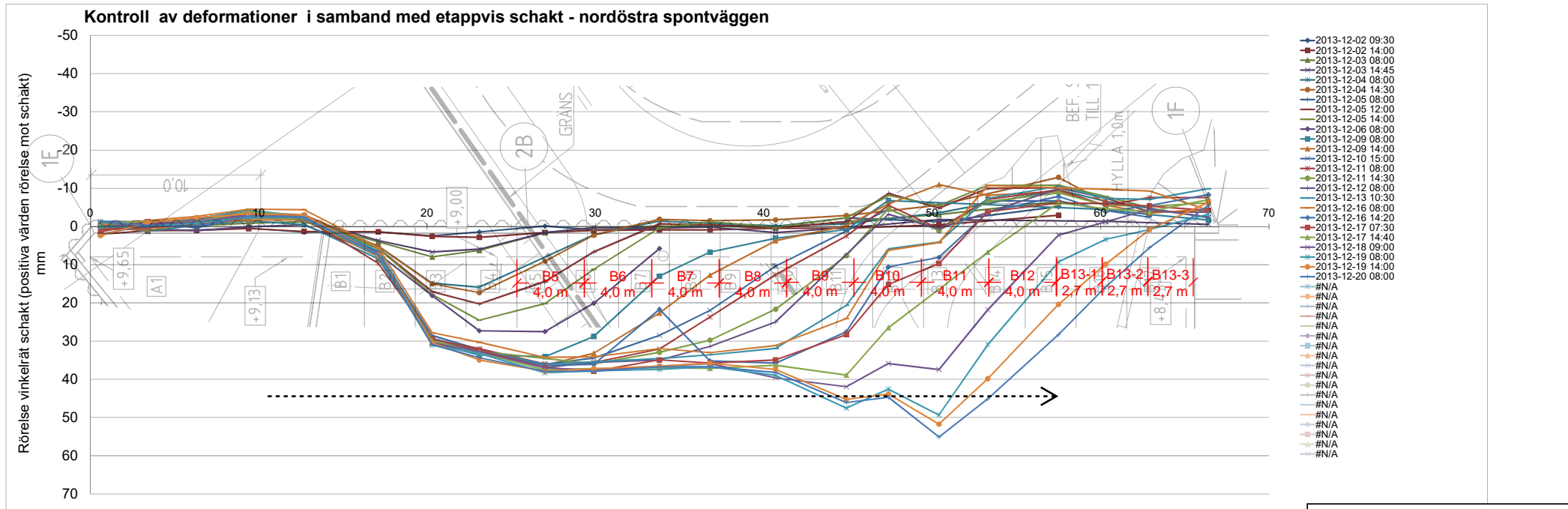
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
Ingen mer schakt innan jul/sem		
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3 sista etappen

Inmätning 2013-11-27/28/29  
bildar medelvärde nollmätning  
innan start etappvis schakt



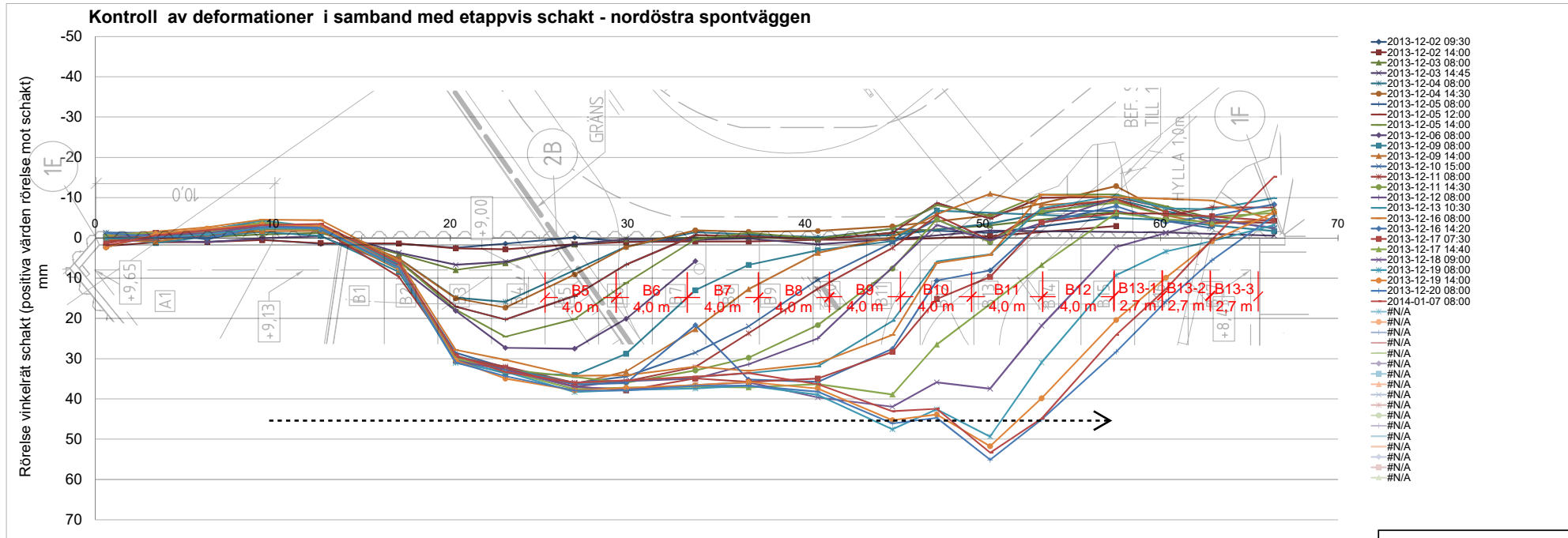
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
bildar medelvärde nollmätning  
innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

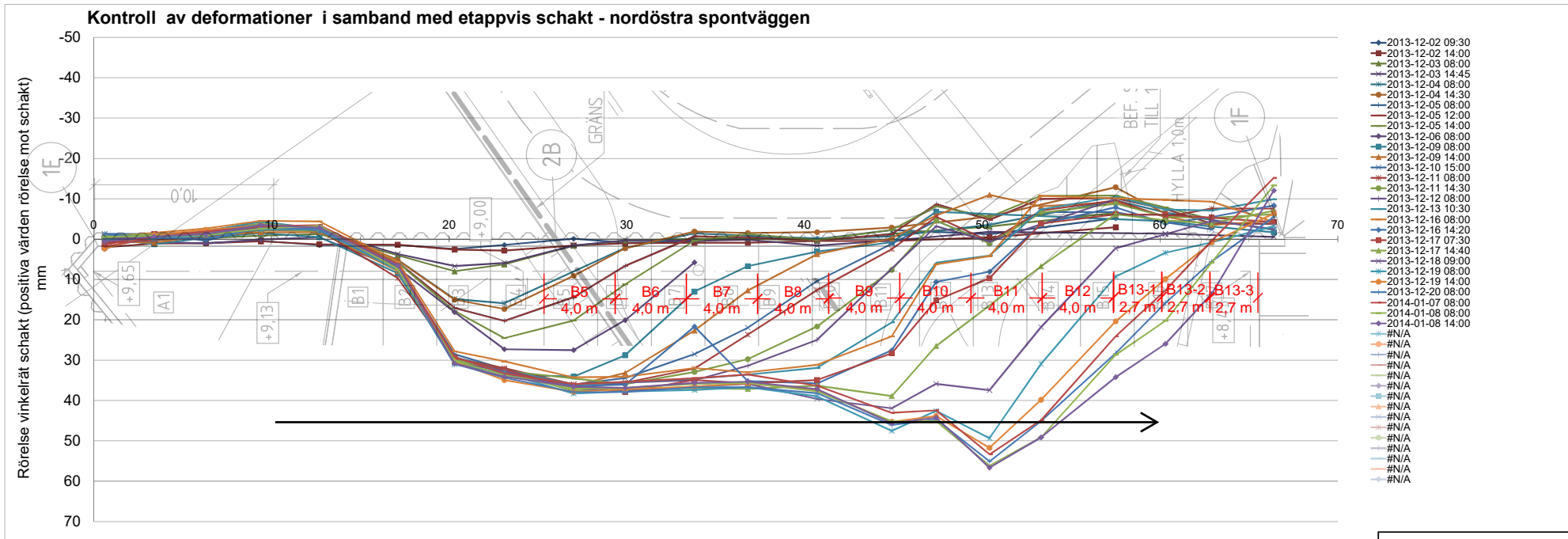
Inmätning 2013-11-27/28/29  
bildar medelvärde nollmätning  
innan start etappvis schakt



- 2013-12-02 09:30
- 2013-12-02 14:00
- 2013-12-03 08:00
- 2013-12-03 14:45
- 2013-12-04 08:00
- 2013-12-04 14:30
- 2013-12-05 08:00
- 2013-12-05 12:00
- 2013-12-05 14:00
- 2013-12-06 08:00
- 2013-12-09 08:00
- 2013-12-09 14:00
- 2013-12-10 15:00
- 2013-12-11 08:00
- 2013-12-11 14:30
- 2013-12-12 08:00
- 2013-12-13 10:30
- 2013-12-16 08:00
- 2013-12-16 14:20
- 2013-12-17 07:30
- 2013-12-17 14:40
- 2013-12-18 09:00
- 2013-12-19 08:00
- 2013-12-19 14:00
- 2013-12-20 08:00
- 2014-01-07 08:00
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A

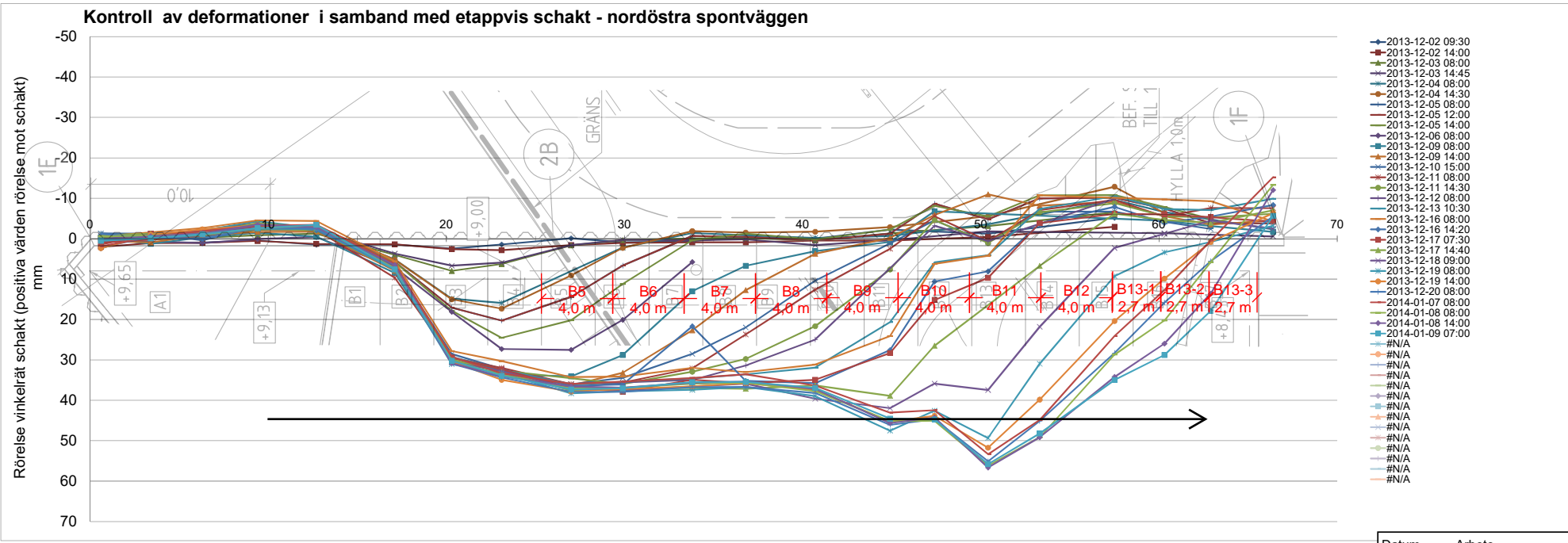
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
bildar medelvärde nollmätning  
innan start etappvis schakt



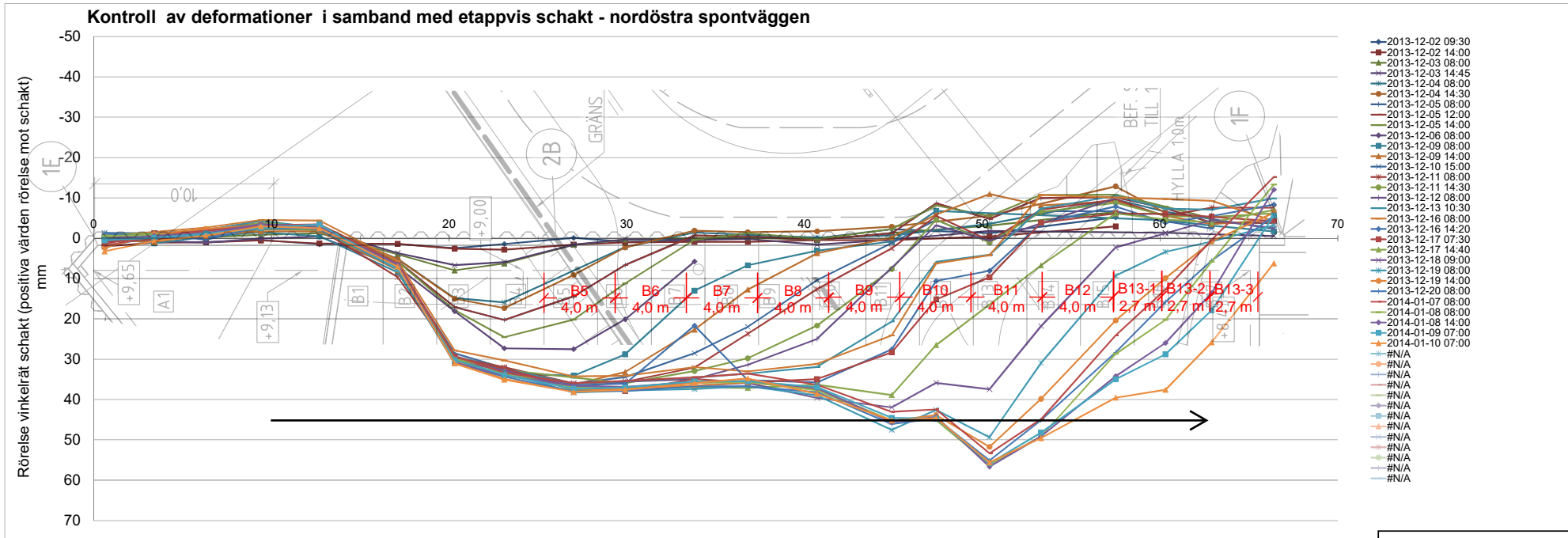
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

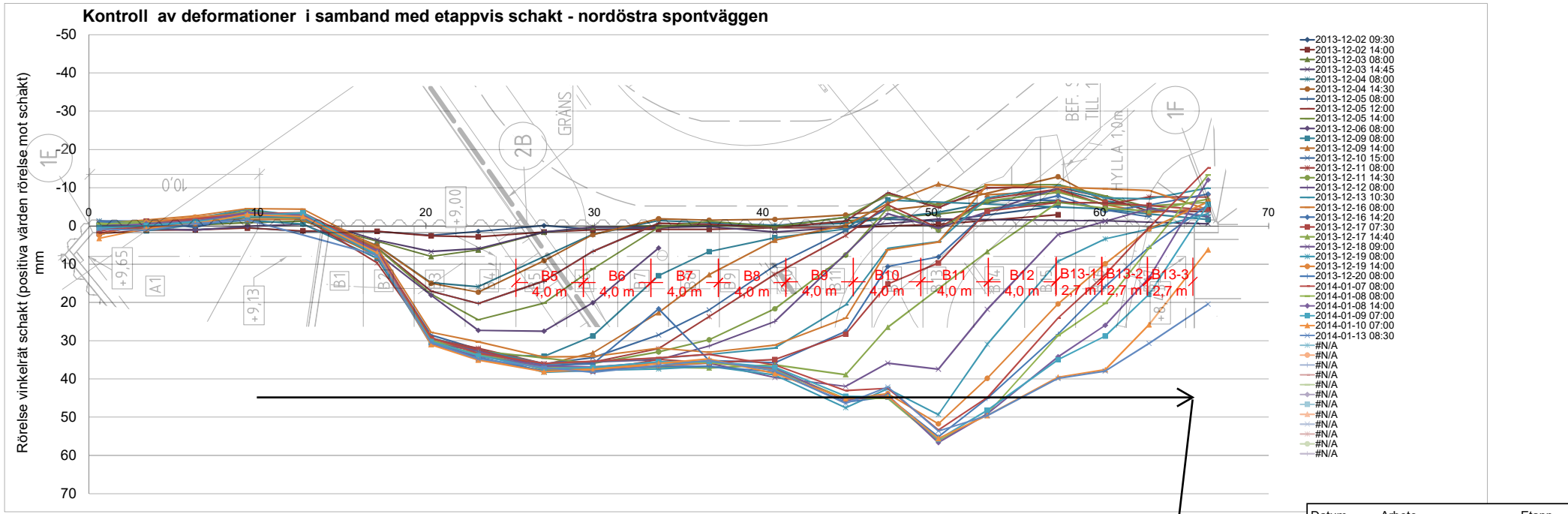
Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	



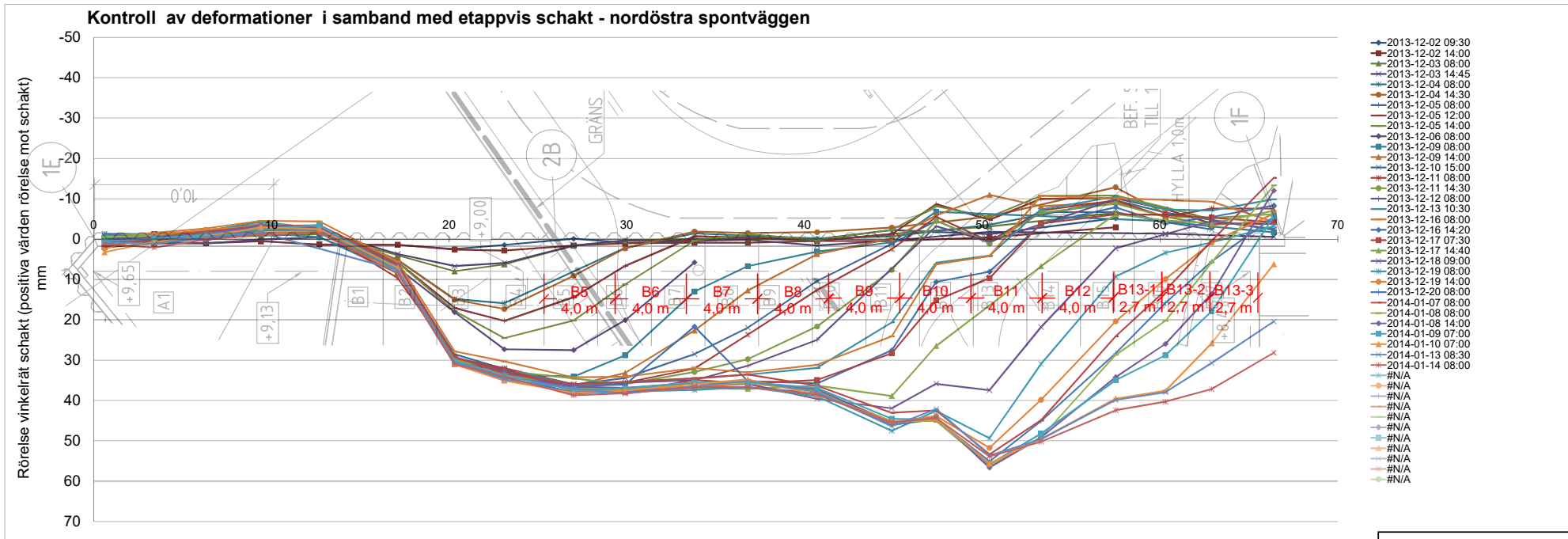
Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Sista schakt & gjutning

Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

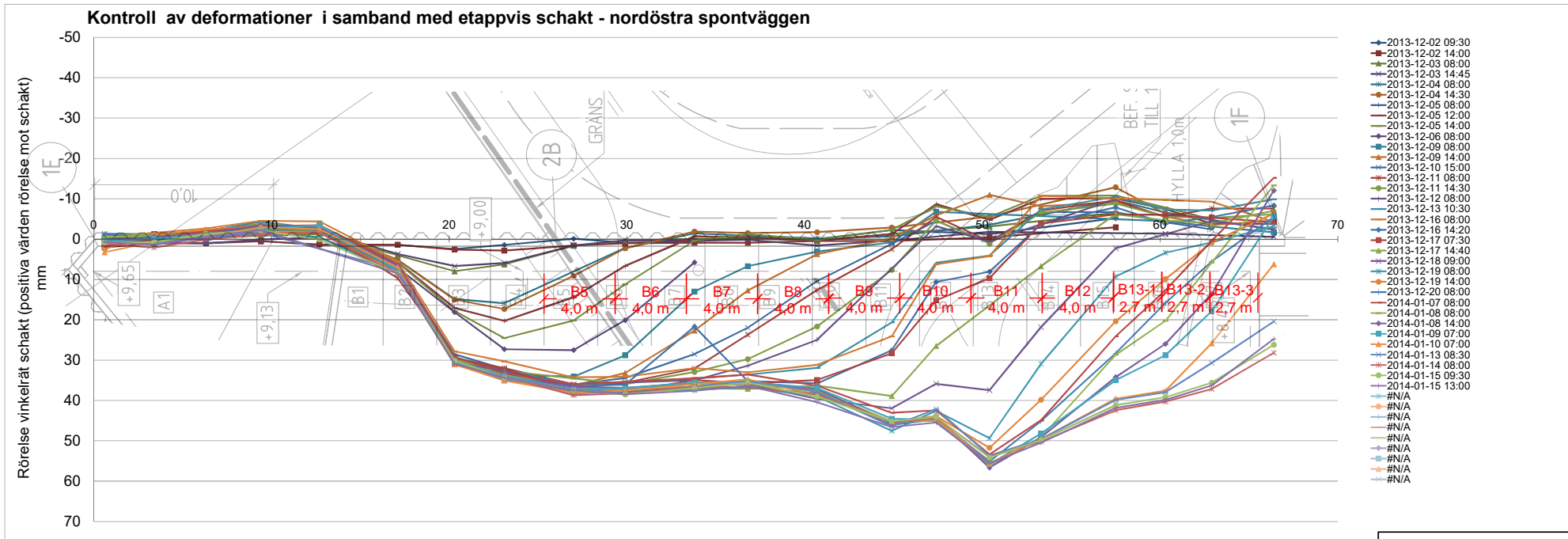
Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



- 2013-12-02 09:30
- 2013-12-02 14:00
- 2013-12-03 08:00
- 2013-12-03 14:45
- 2013-12-04 08:00
- 2013-12-04 14:30
- 2013-12-05 08:00
- 2013-12-05 12:00
- 2013-12-05 14:00
- 2013-12-06 08:00
- 2013-12-09 08:00
- 2013-12-09 14:00
- 2013-12-10 15:00
- 2013-12-11 08:00
- 2013-12-11 14:30
- 2013-12-12 08:00
- 2013-12-13 10:30
- 2013-12-16 08:00
- 2013-12-16 14:20
- 2013-12-17 07:30
- 2013-12-17 14:40
- 2013-12-18 09:00
- 2013-12-19 08:00
- 2013-12-19 14:00
- 2013-12-20 08:00
- 2014-01-07 08:00
- 2014-01-08 08:00
- 2014-01-08 14:00
- 2014-01-09 07:00
- 2014-01-10 07:00
- 2014-01-13 08:30
- 2014-01-14 08:00
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A

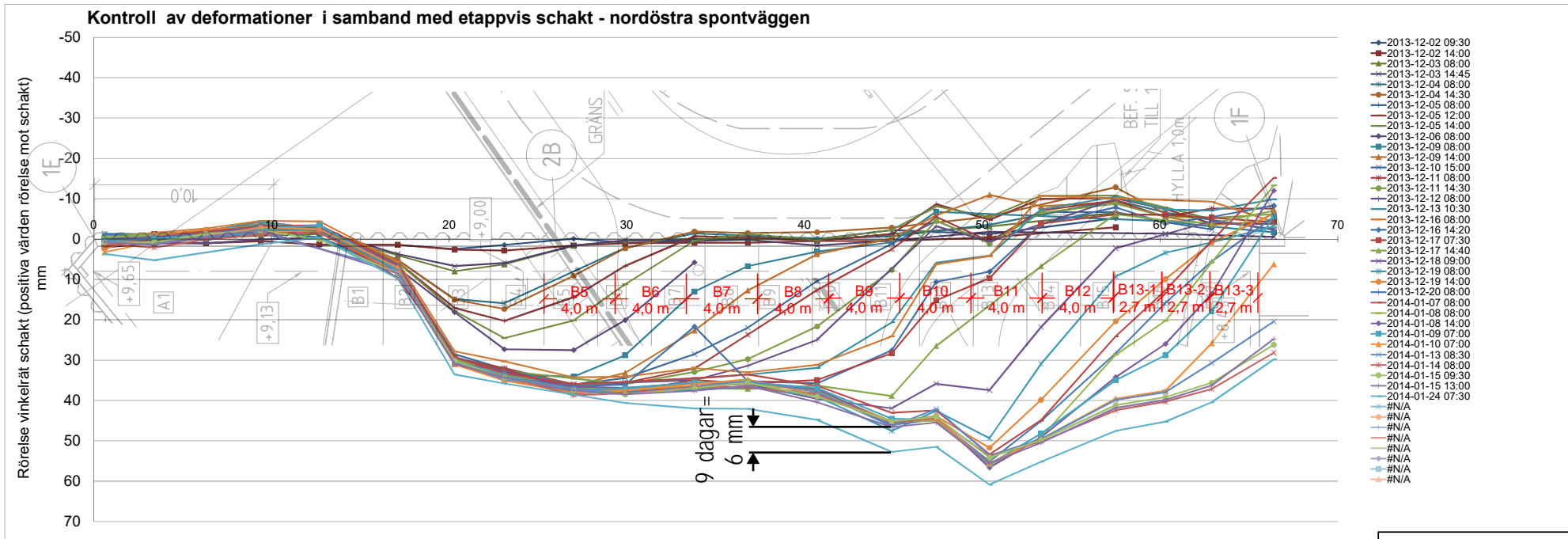
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



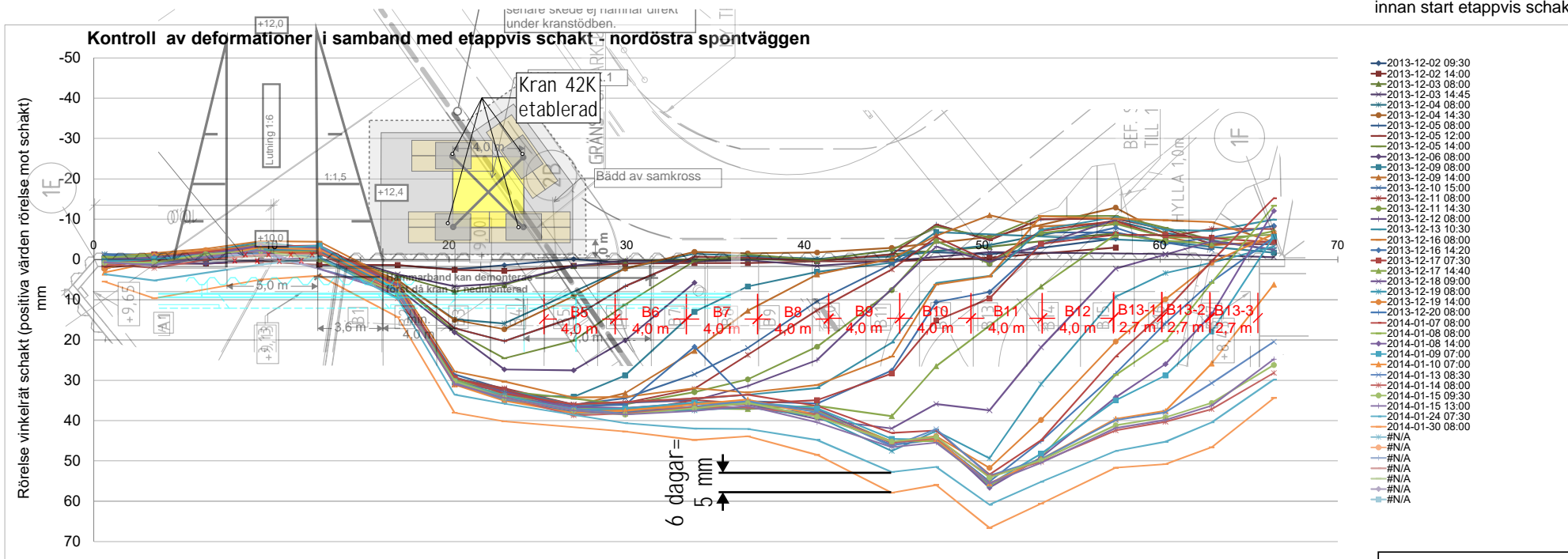
Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

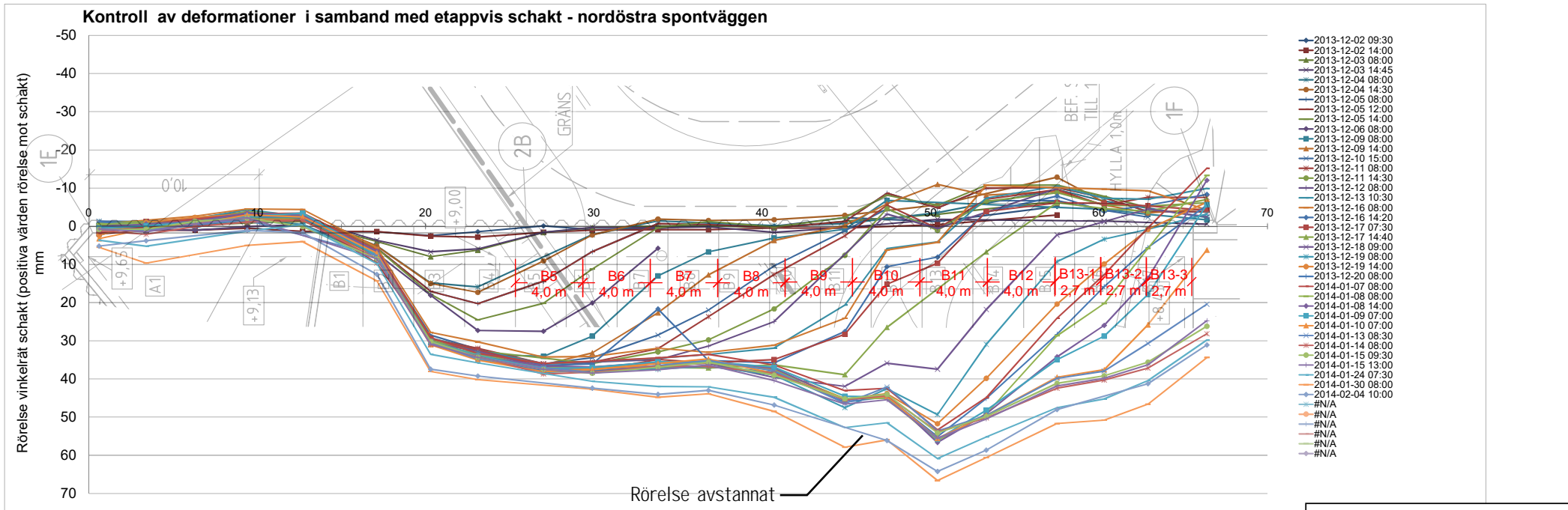
Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



- 2013-12-02 09:30
- 2013-12-02 14:00
- 2013-12-03 08:00
- 2013-12-03 14:45
- 2013-12-04 08:00
- 2013-12-04 14:30
- 2013-12-05 08:00
- 2013-12-05 12:00
- 2013-12-05 14:00
- 2013-12-06 08:00
- 2013-12-09 08:00
- 2013-12-09 14:00
- 2013-12-10 15:00
- 2013-12-11 08:00
- 2013-12-11 14:30
- 2013-12-12 08:00
- 2013-12-13 10:30
- 2013-12-16 08:00
- 2013-12-16 14:20
- 2013-12-17 07:30
- 2013-12-17 14:40
- 2013-12-18 09:00
- 2013-12-19 08:00
- 2013-12-19 14:00
- 2013-12-20 08:00
- 2014-01-07 08:00
- 2014-01-08 08:00
- 2014-01-08 14:00
- 2014-01-09 07:00
- 2014-01-10 07:00
- 2014-01-13 08:30
- 2014-01-14 08:00
- 2014-01-15 09:30
- 2014-01-15 13:00
- 2014-01-24 07:30
- 2014-01-30 08:00
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A
- #N/A

Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	

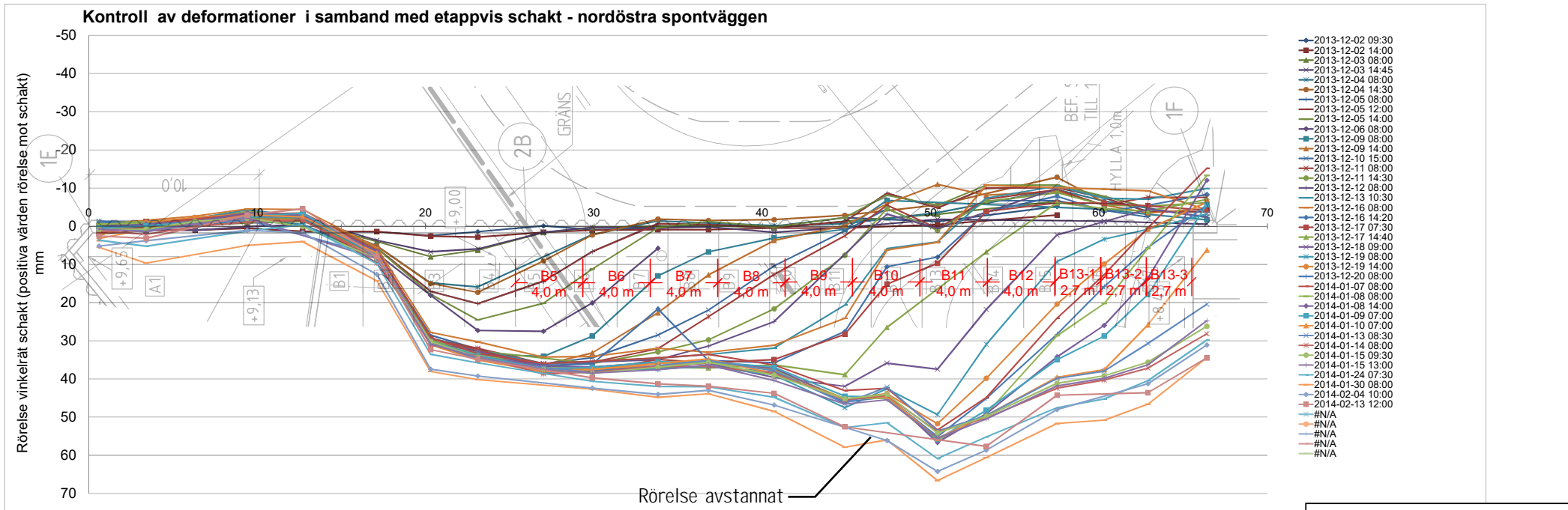
Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	



Inmätning 2013-11-27/28/29  
 bildar medelvärde nollmätning  
 innan start etappvis schakt



Datum	Arbete	Etapp
2013-12-02	Schakt & gjutning	B1
2013-12-03	Schakt & gjutning	B2
2013-12-04	Schakt & gjutning	B3
2013-12-05	Schakt & gjutning	B4
2013-12-06	Schakt & gjutning	B5
2013-12-09	Schakt & gjutning	B6
2013-12-10	Schakt & gjutning	B7
2013-12-11	Schakt & gjutning	B8
2013-12-12	Schakt & gjutning	B9
2013-12-13	Schakt & gjutning	B10
2013-12-16	Schaktarbeten förläggs till andra delar av projektet	
2013-12-17	Schakt & gjutning	B11
2013-12-18	Schakt & gjutning	B12
	Ingen mer schakt innan jul/sem	
2014-01-08	Schakt & gjutning	2,7m 1/3
2014-01-09	Schakt & gjutning	2,7m 2/3
2014-01-13	Schakt & gjutning	2,7m 3/3
	sista etappen	