

VIDHÄFTNING MELLAN PLATSGJUTEN BETONG OCH LERA

Utvärdering av grovbetongens lastupptagande förmåga vid användande som stämp i lerschakt.



Mylena Anderberg

2018-10-01

FÖRORD

Projektet utfördes mellan 2016 och 2018 av Peab Anläggning delvis genom Norconsult AB på initiativ av Peab Grundläggning. Det har utförts med finansiering från SBUF (Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond).

Mylena Anderberg är huvudförfattare till slutrapporten men försöken har genomförts med stöd av Peab och framfört allt i samarbete med Isabella Andersson som även är medförfattare till det examensarbete som har lett fram till detta projekt.

Från Peab tackas särskilt för det enormt goda mottagande ute på plats under våra veckor på Marieholms projektet. Men även för det hjärtliga omhändertagandet av Peabs Geotekniska avdelningar i Göteborg och Helsingborg. Ett speciellt tack riktas till Johnny Wallgren som tog oss under sina vingar under för och efterarbetet samt till Nils Ryden som har tagit sig tid att läsa och ge feedback på rapporten samt även sett till att projektet möjliggjorts genom att söka finansiering för det.

Norconsult AB tackas för möjliggörandet av fullföljandet av projektet genom att frigöra och bidra med arbetskraft. Speciell uppskattning riktas till Tommy Papp som bidragit med sin tekniska kunskap och gett goda råd och tips under projektets färdigställande fas.

Slutligen riktas ett tack till de externa medlemmar, Joel Wessman (GEOS) och Jonas Magnusson (NCC) som tog sig tid att engagera sig i projektet genom att närvara och komma med värdefull input under referensgruppmötet.



Mylena Anderberg, Norconsult AB, Göteborg, Oktober 2018.

SAMMANFATTNING

Projektet har behandlat vidhäftning mellan platsgjutna betongplattor och underliggande schaktbotten av kohesionsjord. Huvudsyftet har varit att utreda vilken vidhäftning som utvecklas mellan leran och betongen samt framför allt hur denna aktiveras då betongen blir utsatt för vertikal belastning. Utredningen gjordes primärt med hjälp utav fullskaleförsök på Marieholmprojektet i Göteborg under våren 2016.

Tidigare forskning har gjorts i form utav ”Pull-out”-tester där slitsmurar eller pälår gjuts in-situ i lera. För att sedan dras upp efter härdning, på så vis har vidhäftningen mellan betongen och leran utretts. Denna tidigare forskning har påvisat att kapaciteten ökar med tiden.

Försöken kopplade till föreliggande utredning utfördes i anslutning till Marieholms projektet under våren 2016 i Göteborg. Fem plattor i två olika storlekar gjöts i botten på en schakt, tre stycken plattor med måtten 1×4 meter och två plattor med 2×4,8 meter. Per dag trycksattes sedan två plattor av vardera storleken. Trycksättningen skedde med hjälp utav domkrafter vilka placerades mellan betongplattorna och sponten, plattorna trycks sedan stegvis till brott. Den femte och sista plattan trycktes även den stegvis, men stegringen avbröts vid ca 80 % av den brottslast de tidigare tryckningarna påvisat. Trycket hölls sedan konstant under 5 timmar med syfte att iaktta eventuella krypeffekter.

Vid brott bildades sprickor i leran som sträckte sig ca 15 respektive 25 centimeter ut från betongplattornas långsidor, sprickornas längd varierade med plattornas dimensioner. Det fanns under försöken ingen tvekan om när brott uppstod, dels till följd av ovan nämnda sprickor men även för att trycket samtidigt sjönk markant och plattornas förskjutning ökade kraftigt. Under trycksättningen av plattorna mäts dess förskjutning i plattornas fyra hörn.

Resultaten från tryckförsöken visar på ett tydligt samband mellan den mothållande kraft som kan mobiliseras av vidhäftningen under betongplattorna och den tiden som förlöpt sedan betongens härdning påbörjades. Vanligtvis belastas platsgjuten betong av det här slaget ca 16 timmar efter gjutning. Resultaten från försöken indikerar att den vidhäftning som kan tillgodoräknas vid denna tidpunkt ligger runt 45%-75% av den odränerade hållfastheten hos den underliggande kohesionsjorden.

En intressant faktor i sammanhanget är hur skjuvtöjningen utvecklas under försöken. Vad som framför allt kan konstateras är att rutinerna för att fastställa töjningar i lera är bristfällig och inte håller jämna steg med nya forskningsrön och uppdaterade regelverk.

INNEHÅLL

BILAGOR	4
1. INLEDNING.....	5
1.1 SYFTE	5
1.2 FRÅGESTÄLLNINGAR	5
1.3 BAKGRUND	5
1.4 METODIK	6
1.5 DISPOSITION	7
2. TEORI.....	8
2.1 SKJUVHÅLLFASTHET	8
2.2 KOHESION OCH ADHESION	8
2.3 TIDIGARE FORSKNING	8
2.4 DEFORMATIONSMODULER	10
2.5 TÖJNINGAR	15
2.6 AKTUELL DIMENSIONERING	15
2.7 PARAMETERVAL	18
2.8 INTERFACE.....	18
3. METOD.....	20
3.1 HANDBERÄKNINGAR.....	20
3.2 FEM-MODELL	20
3.3 FÄLTFÖRSÖK.....	21
<i>Arbetsgång</i>	22
<i>Försöksuppställning</i>	24
<i>Kraftapplicering</i>	25
4. RESULTAT	27
4.1 BERÄKNINGSRESULTAT	27
4.1 FEM-MODELLEN.....	28
4.2 FÖRSÖKSRESULTAT.....	29
<i>Platta 1</i>	30
<i>Platta 2</i>	31
<i>Platta 3</i>	32
<i>Platta 4</i>	33
<i>Platta 5 (Krypförsöket)</i>	34
4.3 OBSERVERAD SPRICKBILDNING.....	35
4.1 BROTTYTAN.....	36

4.2	SAMMANTAGET OCH MEDELVÄRDEN	38
4.3	RESULTATSAMMANSTÄLLNING	40
5.	FELKÄLLOR.....	41
5.1	FEM-MODELL.....	41
5.2	FÄLTFÖRSÖK.....	41
6.	DISKUSSION	43
6.1	INLEDANDE DISKUSSION	43
6.2	VALET AV SKJUVHÅLLFASTHET	44
6.3	TRYCKSÄTTNINGEN AV DEN SISTA PLATTAN, 'KRYPFÖRSÖKET'	44
6.4	SKJUVTÖJNINGAR	45
6.5	UTFÖRDA FÖRSÖK OCH TIDIGARE FORSKNING	45
6.6	SKILLNADER MELLAN FÄLTFÖRSÖK OCH VERKLIGA FALLET	46
7.	SLUTSATTSER	47
	LITTERATURFÖRTECKNING	48

BILAGOR

<i>Skjuvförsök</i>	<i>Bilaga 1</i>
<i>Skjuvhållfastheter (utdrag ur MUR)</i>	<i>Bilaga 2</i>
<i>Konflytgräns (utdrag ur MUR)</i>	<i>Bilaga 3</i>
<i>Förkonsolidering (utdrag ur MUR)</i>	<i>Bilaga 4</i>

1. INLEDNING

I Göteborgsområdet är leror med låg till extremt låg hållfasthet vanlig, med en skjuvhållfasthet som inte sällan understiger 10 kPa i de övre lagren. Som en direkt följd av detta kan kostnaderna för oförutsedda problem kopplat till grundläggning och geoteknik bli höga. Ungefär en tredjedel av de oförutsedda kostnaderna som uppstår under byggnads- och anläggningstiden, är en följd av problem kopplade till eftersatt Geoteknik (Wood, 2016). För att kunna reducera dessa kostnader, finns behov av mer forskning och uppdaterade regelverk, på området. Speciellt i en tid när begränsningarna i så väl bruksgräns- som brottsgränstillståndet blir allt strängare. Med detta som bakgrund kan det anses viktigt att tillförskansa sig mer kunskap om bland annat den vidhäftning som utvecklas mellan betongen och leran när den platsgjutna betongen används som stämp. Detta med en förhoppning om att höja så väl säkerheten som exaktheten vid utformningen och dimensioneringen.

1.1 Syfte

Rapporten syftar till att undersöka vilken vidhäftning som mobiliseras mellan platsgjuten grovbetong och underliggande lera vid horisontell belastning av betongen. För att utvärdera den dimensioneringsmetod som idag används vid etappvis schaktning och nyttjande av stämp i form utav platsgjutna betongplattor. Samt även fastställa om antagna beräkningsmodeller verkligen är applicerbara för den typen av konstruktioner.

1.2 Frågeställningar

I förstahand är det intressant att utreda hur stor del av lerans skjuvhållfasthet som kan tillgodoräknas vid dimensionering av betongplattor som stämp i lerschakt, det vill säga vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) i ekvation (1). Det finns även ett visst sekundärt intresse av att studera vilka töjningar som utvecklas innan brott uppstår detta med syfte att ligga till grund för eventuella framtida kontrollprogram.

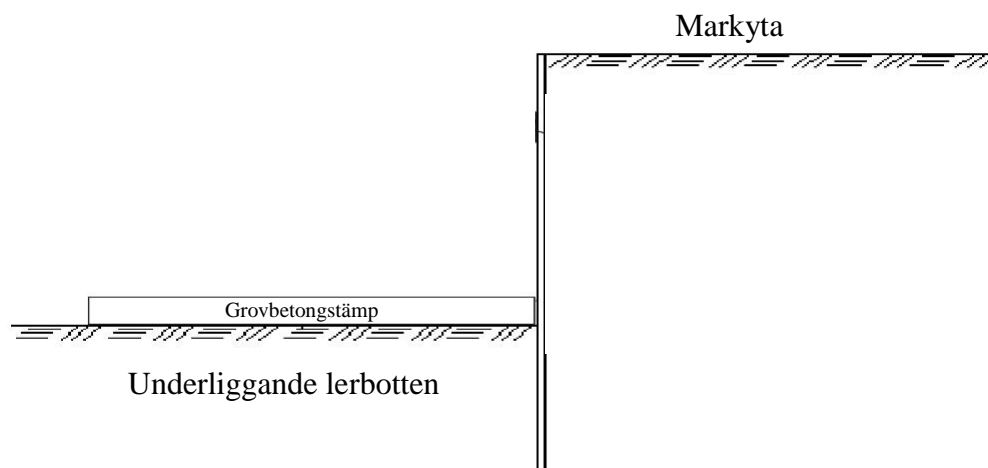
1.3 Bakgrund

Vid etappvis schaktning fördelas pådrivande kraft på kvarvarande jordmassor. Då kan en platta av fiberarmerad grovbetong gjas på plats. Denna betongplatta verkar sen som stämp då nästa jordetapp schaktas av. Lasten som betongplattan tar upp antas föras ner i leran med hjälp av den vidhäftning som utvecklats mellan leran och betongen. Kraften vilken betongen antas kunna belastas med beräknas idag enligt

$$F_{btg} = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (1)$$

där skjuvkraften (F_{btg}) som betongen kan ta upp innan brott tas upp via betongens kontaktyta (A_{btg}) med underliggande lera. Kraftens storlek är beroende av lerans skjuvhållfasthet (c_u) och vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}), alltså den andel av lerans skjuvhållfasthet som går att tillgodoräkna vid skjuvning av betongen. Vidhäftningen bestäms idag i enighet med schablonvärden av skiftande källor, vilket får till följd att dess storlek skiftar beroende av vilken utövare som utför beräkningen.

I Figur 1 nedan går det att schematiskt se hur en spont med mothållande grovbetong stämp kan utformas. Belastning av betongen sker i praktiken ca 16 timmar efter gjutning av betongplattan, alltså vid fortsatt schaktning nästföljande morgon.



Figur 1. Schematisk illustration av en spontkonstruktion med betong som stämp.

1.4 Metodik

Studien är uppdelat i tre faser där den inledande fasen, fas ett, består av litteraturstudie kompletterad med förberedande beräkningar. Beräkningarna är utformade så att de ska ge en indikation av vilka resultat som kan antas genereras i fas två.

Fas två innefattar fältförsök där platsgjutna betongplattor utsätts för skjuvkrafter, tills det att brott uppstår under plattorna. Fältförsöken utförs på Marieholmsprojektet i Göteborg, våren 2016, och innefattar skjuvning av fem betongplattor, av två olika dimensioner.

I den slutgiltiga fasen, fas tre, sammanställs, utvärderas samt diskuteras resultaten från utförda försök och jämförs med utförda beräkningar samt tidigare forskning och teorier.

1.5 Disposition

Kap 1

Inledning – En kortare introduktion och beskrivning av mål, tillvägagångsätt och förutsättningar samt en kortare översikt över varje kapitels roll och innehåll.

Kap 2

Teori – Teorikapitlet behandlar den teori, tidigare forskning och de valda värden vilka kan anses viktiga för rapporten och dess syfte.

Kap 3

Metod – En kortfattad presentation av utförda modelleringar och en redogörelse för utförda fältstudier.

Kap 4

Resultat – Här presenteras resultaten från utförda modelleringar och fältstudier samt en översikt över resultaten från rapportens olika delar

Kap 5

Noterade felkällor – Registrerade felkällor redovisas.

Kap 6

Diskussion – Diskussion angående felkällor, metodval och en analys av resultatens betydelser.

Kap 7

Slutsatser – Arbetets slutsatser presenteras.

Referenser – En sammanställning av rapportens samtliga källor.

Bilagor – Diagram, mätvärden och bilder som anses ta upp för stort utrymme för att vara en del av texten men är av intresse för rapportens syfte.

2. TEORI

I följande kapitel presenteras för försöken relevanta teorier och tidigare forskning på området. Sådant som kan anses vara allmän kunskap inom målgruppen för denna rapport, så som till exempel vad skjuvhållfasthet är, samt hur det finns en uppdelning mellan aktiv, passiv och direkt skjuvhållfasthet, redovisas inte i denna rapport.

2.1 Skjuvhållfasthet

Den direkta skjuvhållfasthet för en lera kan uppskattas grovt genom dess konflytgräns och den vertikala effektivspänningen enligt Hansbos relation (Kenneth Axelsson, 1995).

$$c_u = \sigma' * 0,45 w_L \quad (2)$$

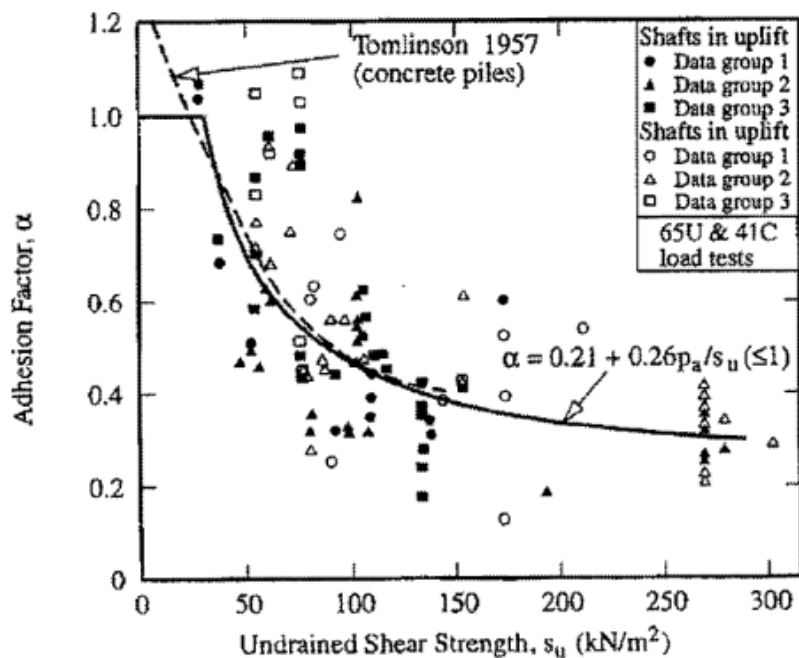
2.2 Kohesion och adhesion

Kohesion är intermolekylära bindningar mellan partiklar av samma typ så som mellan lerpartiklar. Motsvarande beteende kan även iaktas mellan olika typer av material men kallas då adhesion eller vidhäftning. Då betongen platsgjuts utvecklas en vidhäftning/adhesion mellan materialen. Denna benämns ibland även råhet och brukar anges som en faktor mellan noll och ett, där ett står för fullt utvecklad vidhäftning.

Tidigare forskning inom ämnet, som beskrivs i nästa avsnitt, indikerar att vidhäftningen blir närapå fullt utvecklad över tid. Ett resonemang vilket stöds av gällande praxis (IEG, 2008) vid beräkning av kohesionspålasters geotekniska bärförmåga.

2.3 Tidigare forskning

Tidigare forskning på utvecklad vidhäftning mellan lera och betong har utförts i vertikalled antingen i form av så kallade ”pull-out”-tester eller genom belastnings försök. I Jessweins rapport från 2017 redovisas ett samband som visar på att den vidhäftning som utvecklas mellan betongpålarna och omgivande lera är beroende av lerans skjuvhållfasthet. Dessa resultat är baserade på belastningsförsök, sambandet går att utläsa i figuren nedan (Marcus Jesswein, 2017). Den ’vanliga Göteborgs leran’ faller inom spektra som antas ha en fullt utvecklad vidhäftning. Värt att notera är att detta samband inte innefattar någon tidsfaktor utan utvecklad registrerad vidhäftning antas vara efter ’långtid’.



Figur 2 Samband mellan skjuvhållfasthet och vidhäftning (Marcus Jesswein, 2017)

Inför uppförandet at Götatunneln i Göteborg användes så kallade ”pull-out”-tester, vilket innebär att en påle eller slitsmur dras upp ur jorden, efter en viss tid. Genom att mäta den kraft som krävs för att dra upp konstruktionerna kan vidhäftningen beräknas. Metoden användes i form av fullskaleförsök, slitsmurarna gjöts då in-situ. Tre veckor efter gjutning provdrogs de första slitsmurarna med en genomsnittlig vidhäftning på ca 60-70 %. Efter åtta veckor kunde en ökad vidhäftning noteras, den uppgick då till 77-98 % (SGF, 2002). Försöken visade alltså att vidhäftningen ökade med tiden, tre bidragande faktorer till detta fenomen presenterades. Tillfällig störning av leran vid installation samt betongens härdningsprocess, där vatten från omgivande material antas nyttjas med resultatet att leran ’gror’ fast i betongen samt ett initialt porövertryck i samband med installationen antas ligga till grund för denna ökande vidhäftning över tid (SGF, 2002).

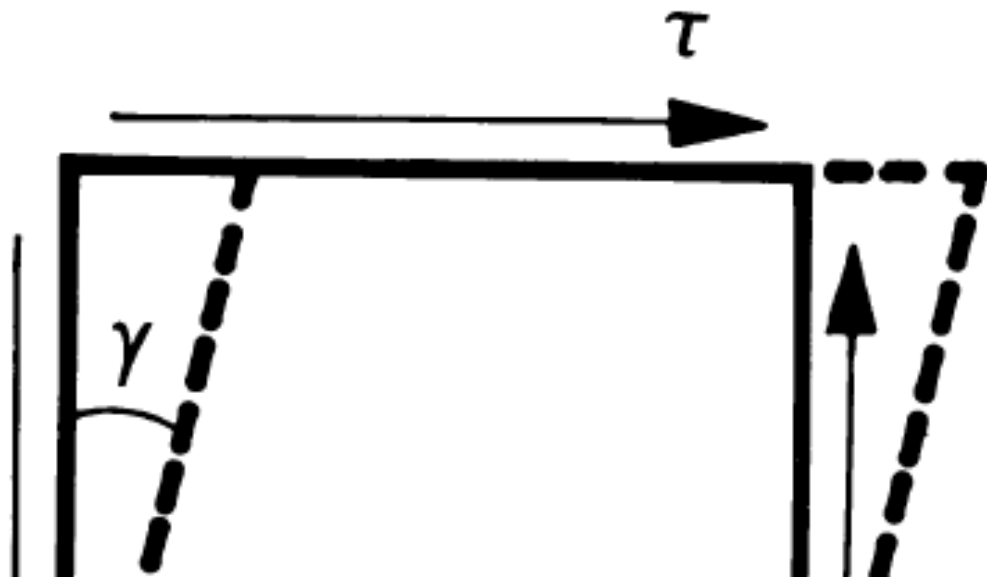
2.4 Deformationsmoduler

Det finns ett antal olika moduler som beskriver den deformation som uppstår till följd utav spänningsförändringar, de som främst används inom geoteknik för att beskriva detta samband är elasticitetsmodulen, kompressionsmodulen och skjuvmodulen. För detta projekt anses inte kompressionsmodulen vara av större intresse varpå denna avhandlas vidare.

Elasticitetsmodulen (E) anger förhållandet mellan den axiala spänningen i ett material och den töjning som uppstår i samma riktning som belastningen angriper, utan att ta hänsyn till vilka töjningar som uppstår i andra riktningar. E-modulen ansätts enligt gällande regelverk (Moritz, 2016) inom spannet mellan $500 \cdot c_u$ och $250 \cdot c_u$ för vanlig lera.

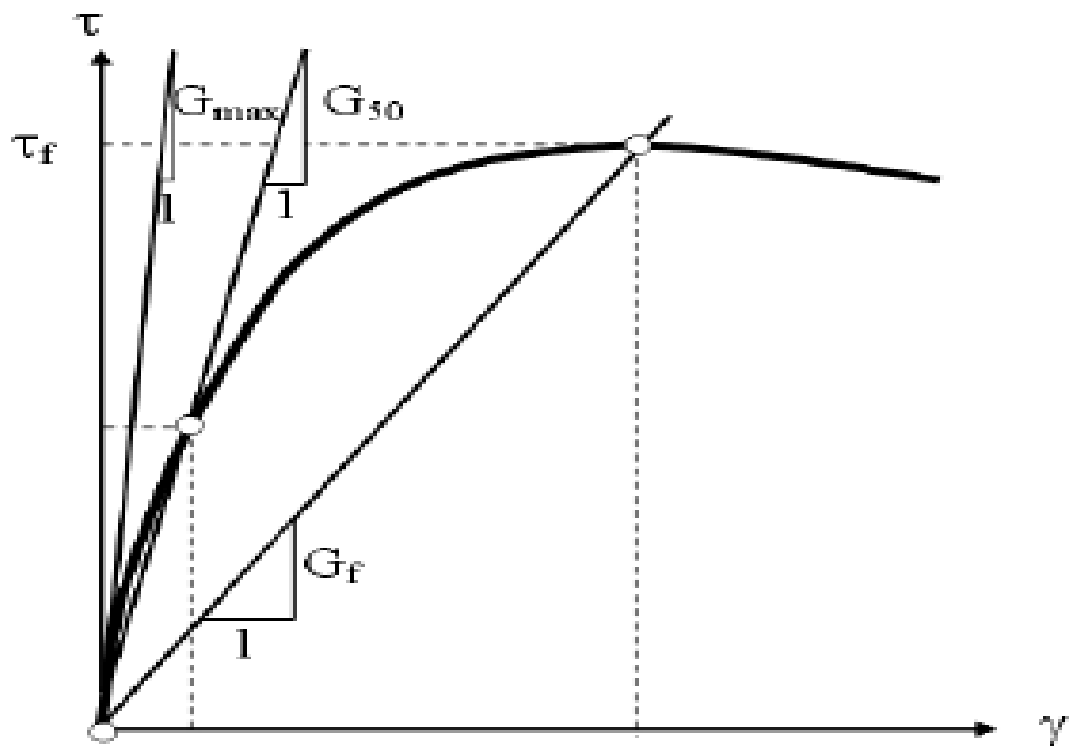
Inför testtryckningar kopplade till föreliggande rapport kartläggs skjuvmodulen (G) samt det förutsättningar som krävs för att mer definitivt bestämma en modul med större säkerhet och precision. Skjuvmodulen är förhållandet mellan skjuvspänningen och vinkeländringen som sker till följd av denna enligt Ekvation 3 (Larsson, 2008). För grafisk illustration se Figur 3.

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (3)$$



Figur 3. Visar vinkeländringen, (γ), som uppstår till följd av skjuvspänningen, (τ), (Larsson, 2008).

Skjuvmodulen kan även ses som tangenten till spännings-töjningskurvan. Nedan visas ett schematiskt spännings-töjnings samband för lera (Massarsch, 2004).

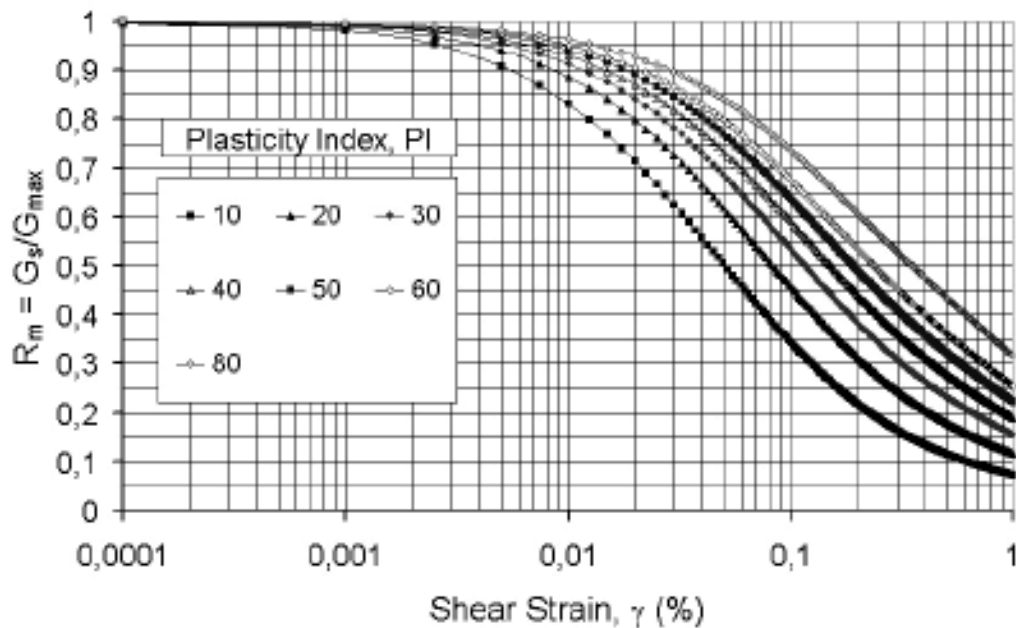


Figur 4. Tvärspänning- tvärtöjnings- samband för odränerade finkorniga jordar under belastningsökning (Massarsch, 2004)

Den största modulen fås precis i början av förloppet när spänningarna är relativt låga och den lägsta när materialet övergått till plastiskt beteende. Den hyperboliska kurvan i figuren kan beskrivas enligt ekvationen nedan (Mulabdic', 1991).

$$G = G_0 / (1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}) \quad (4)$$

Där γ är aktuell töjning och γ_r är en referenstöjning detta är ett förenklat samband vilket kan utvecklas vidare för att få en mer exakt utvärdering av parametern (Mulabdic', 1991). I Massarasch rapport från 2014 går det att hämta ett mer komplext och utvecklat samband där skjvumodulen är starkt töjningsberoende där ett antal faktorer spelar in så som till exempel plasticitetsindex, se Figur 5.

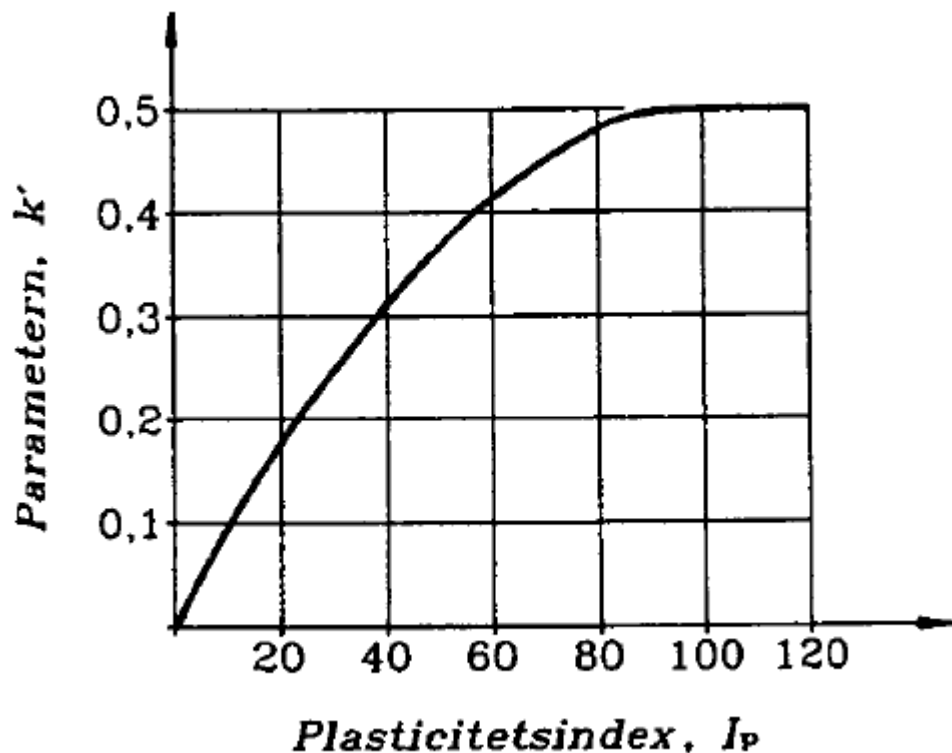


Figur 5 Grafen visar förhållandet mellan modulens reduktionsfaktor och skjuvtöjningen (Massarsch, 2004).

Baserat på dessa samband kan empiriska ekvationer för G_{max} i lågplastisk och gyttjiga leror fastställas (B Möller, 2000).

$$G_{max} = \frac{625}{0,3+0,7e^2} OCR^k (\sigma'_{vo} p_a)^{0,5} \quad (5)$$

OCR är överkonsolideringsgraden, e är portalet, σ'_{vo} är den effektiva vertikala huvudspänningen, p_a är en referensspänning vilken för konstitutiva modeller ofta sätts till 100 kPa vilket är motsvarande atmosfärtrycket (B Möller, 2000) och k är en faktor baserad på plasticitetsindex I_p , se Figur 6 för utveckling av detta samband mellan plasticitetsindex och k .

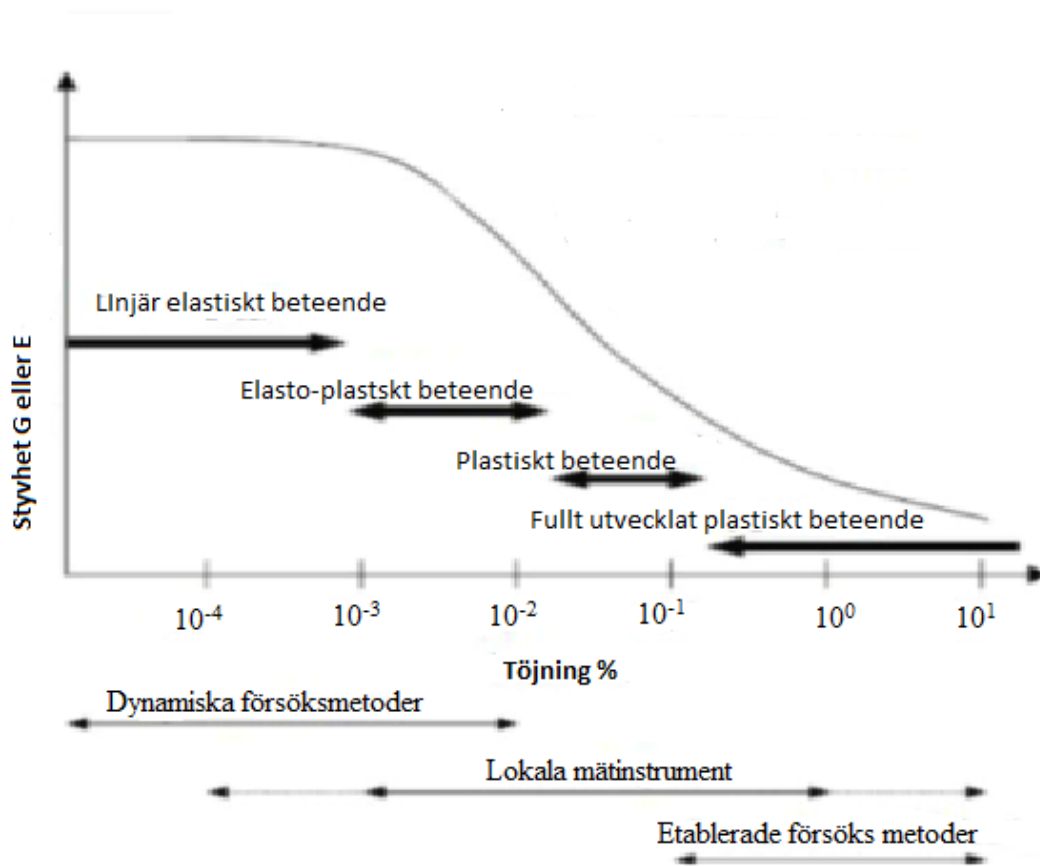


Figur 6. Faktorn k som funktion av plasticitets index (B Möller, 2000).

Den initiala skjuvmodulen för normalkonsoliderad samt svagt överkonsoliderad lera bestäms genom ekvationen nedan (Björn Möller, 2000).

$$G_0 = 504 * c_u / w_L \quad (6)$$

Vid försök att få fram G-modulen utifrån etablerade metoder så som Triaxialförsök och direkta skjuvförsök ges värden som inte understiger en töjning på ca 0,1% (Craig & Knappett, 2012). Eftersom värdena vid dessa större töjningar är lägre än G_{max} finns en överhängande risk för en underskattning av lerans styvhet (Massarsch, 2004) vid nyttjande av dessa värden för hela töjningsförloppet. Det finns metoder utanför de gängse utövade metoderna vilka ger värden på längre ner på spänningskurvan. Främst är dessa baserade på dynamiska försöksmetoder. I Figur 7 visas vilka undersökningsmetoder som ger de olika tangenterna för spännings-töjningskurvan.



Figur 7. Översikt över vilket område på spännings-töjningskurvan som fås genom olika metoder (Wood, 2016).

Om det finns anledning att bestämma G_{max} mer exakt och inte förlita sig på empiriska samband är det rekommenderat att utföra tester där skjuv vågens hastighet i leran mäts i ostörda prover eller fält (Mulabdic', 1991). Då kan G_{max} bestämmas av sambandet i Ekvation 7, där V_s är skjuv vågens hastighet, vilket ger mer tillförlitliga indata för en modellering av materialets töjningar.

$$G_0 = V_s^2 * \rho_{lera} \quad (7)$$

Något som överensstämmer med gällande riktlinjer där det anges att direkta skjuvförsök och triaxialaförsök ska användas för bestämning av skjuvmodulen för större töjningar. I övriga fall hänvisas till seismisk bestämning genom seismisk CPT-sondering eller mellanhålsseismik (L Moritz, 2016) samt där på följande ekvation 7.

Skjuvmodulen kan även härledas från materialets E-modul enligt gällande linjärelastisk teori. Detta samband har dock till följd av detta samma begränsningar som övriga modeller baserad på

linjärelastiska teorier i ett material vilket inte uppvisar dessa tendenser vid närmare studier. Det är värt att nyttja detta samband när det inte finns tillräckligt underlag för mer precisa bedömningar.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (8)$$

Tvärkontraktionstalet (ν) kan för ett inkompressibelt material som odränerad lera ansättas till ca 0,45 (Moritz, 2016).

Vissa utvecklade modeller så som small-strain-stiffness tar hänsyn till att skjuvmodulen är töjningsberoende. Men de parameterintervall som krävs av användaren för att modellerna ska ge tillförlitliga resultat finns det idag dålig dokumentation kring. Enligt Wood 2016 är trenden i allmänhet är att ingångsmodellen är högre än de värden som anges av regelverket (Wood, 2016).

2.5 Töjningar

Betongplattan och leran direkt under denna antas röra sig som en kropp fram tills att brott uppstår. Vilket medför att kunna uppskatta den förskjutning som sker av plattan vid en viss belastning, krävs att lerans egenskaper fastställs. För att beräkna de skjuvtöjningar som sker i leran måste skjuvmodulen (G) vara känd. Med hjälp utav denna kan töjningen (γ) beräknas slutligen en total förskjutning (γ_x). Men för att detta ska vara möjligt krävs även att det är känt vilken volym av leran som mobiliseras vid skjuvningen. I försöken innebär det till vilket djup underplattan som leran skjuvas till följd av att plattan utsätts för skjuvkraft. Töjningen i form av vinkeländring beräknas enligt ekvation 9.

$$\Delta\gamma = \frac{P_{brott}}{A_{btg} \cdot G} \quad (9)$$

Förskjutningen fås sedan genom trigonometriska samband där $\Delta\gamma$ ger förhållandet med töjningen i horisontalled och aktiverat djup. Denna beräkningsgång är en grov förenkling av ett komplicerat samband mellan moduler och materialspecifika parametrar vilket syftar till att få en översiktlig bild av sambandet.

2.6 Aktuell dimensionering

Det saknas specifika föreskrifter för utformandet och dimensionerandet av grovbetong som stämp och dess lastupptagande förmåga. Något som gör att bakgrunden till användandet av föreliggande dimensioneringsmetoder går att härleda till andra användningsområden. Dessa bakomliggande teorier och regelverk redovisas i efterföljande stycken, efter det att föreliggande beräkningsmodell snabbt presenterats.

Föreliggande beräkningsmodell

Vid dimensionering av grovbetong som stämp utförs beräkningarna med antagandet att kraften tas upp genom den vidhäftning som uppstår mellan materialen, se ekvationen nedan. Hur stor del av den underliggande lerans skjuvhållfasthet som antas mobiliseras i form av angiven vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) kan variera stort mellan olika geo-konstruktörer.

$$F_{btg} = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (1)$$

Nedan beskrivs dimensioneringsmetoderna som för pålar och plintar vilka ligger till grund för antagen dimensionering av betongplattestämp.

Dimensionering av pålar

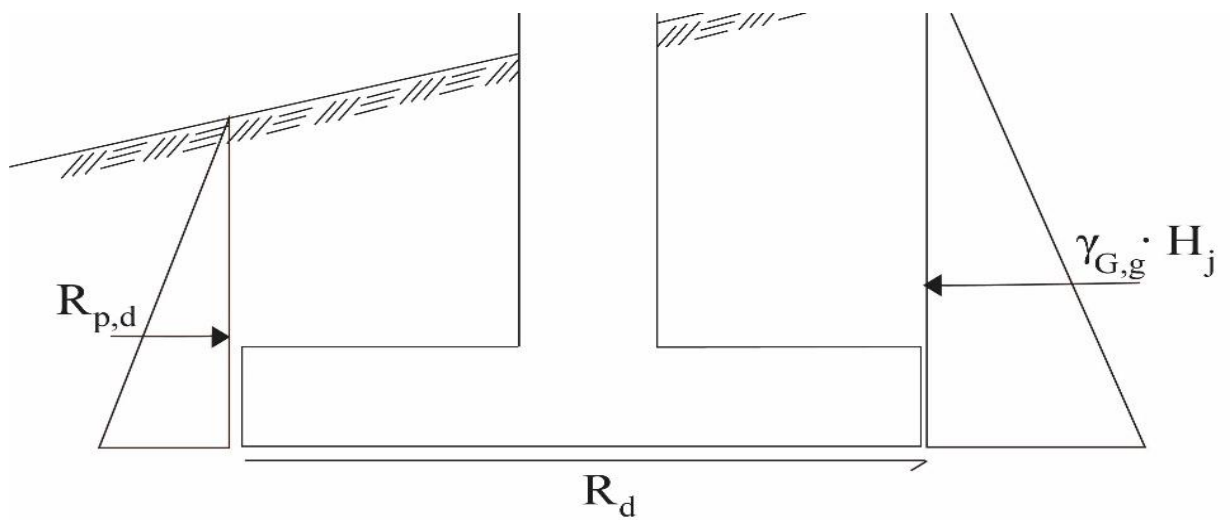
Kapaciteten hos mantelburna pålar antas bero av utvecklad vidhäftning mellan påle och omkringliggande jord (Pålgrundläggning, 1993). Den maximala möjliga mothållande kraft som uppkommer bestäms enligt ekvationen nedan (Craig & Knappett, 2012).

$$\tau_{int} = \alpha \cdot c_u \quad (10)$$

Faktorn α är en adhesionsfaktor som beror på pålens area, utformning och installationsmetod (IEG, 2008). Denna faktor kan jämföras med tidigare nämnda vidhäftningsmekanismer och motsvarar γ_{vh} i ekvation (1). Vilket gör det uppenbart att beräkningsgången är likartad, vad som kan var osäkert i sammanhanget är om samma applicering är tillämpbar i vertikalled, där andra spänningsförhållanden är gällande.

Dimensionering av plintar

Dimensionering av plintar ger en uppfattning av hur det är applicerbart i vertikalled. Enligt TK Geo 13 (L Moritz, 2016) ska plintar kontrolleras med hänsyn till stabilitet, vertikal bärförmåga, glidning och stjälpning, glidningskontrollen är den som är intressant för gällande fall. I Figur 8 går det att utläsa hur en sådan kontroll utförs enligt gällande regelverk där vår mothållande kraft mot glidning motsvarar R_d .



Figur 8. Illustration av ingående parametrar i glidningsberäkningen (Moritz, 2016).

I ekvationen nedan redogörs för mothållande kraft mot glidning beräknas, det framgår då att det för det här fallet används en fullt utvecklad vidhäftning (Moritz, 2016).

$$R_d = A_{btg} \cdot c_{ud} \quad (11)$$

Fullt utvecklad vidhäftning gäller då det inte finns risk för yttre inverkan i glidytan. Vid odränerad analys där leran inte hunnit rekonsolidera ska den omrörda hållfastheten användas (IEG, 2010). När det finns risk för att luft eller vatten i kontaktytan reduceras vidhäftningen. Intressant är i vilken utsträckning det kan anses finnas risk för detta vid installation av grovbetong som stämp. Eller om störning vid installation kan anses vara försumbar.

Även en dränerad analys ska genomföras för glidning vid installation av plinter. Där mothållande kraft beräknas enligt ekvationen nedan, V_d är den vertikalt belastande kraften och δ_d den dimensionerande friktionsvinkeln.

$$R_d = V_d * \tan(\delta_d) \quad (12)$$

Det är värt att notera att mothållande kraft för betongstämp enligt denna beräkningsgång skulle vara nära noll för det dränerade fallet, då ovanliggande material är litet och därmed ger en låg effektivspänning.

Arbetsgången för så väl plitar som pålar vid dimensionering ger belägg för antagen ekvation 1.

2.7 Parameterval

I följande delkapitel redogörs för val och beräkning, av för resultaten viktiga parametrar.

Skjuvhållfasthet

Med avsikt att bestämma skjuvhållfastheten så precist som möjligt togs ett antal provkroppar i schaktbotten, i samband med försöken. Dessa skickades till Chalmers tekniska laboratorier där två direkta skjuvförsök (enligt gällande regelverk SS 027127) genomfördes, se Bilaga 1 för laboratorieresultat. Värden baserade på försöken kan jämföras med de värden som tagits fram i gällande MUR samt en uppskattning av skjuvhållfasthet baserat på Hansbos relation, samtliga värden går att utläsa i tabellen nedan.

Tabell 1 Skjuvhållfastheten framtagen i samband med försöken.

	<i>Okorrigerad, Cu</i>	<i>Korrigerad, Cu</i>
<i>Baserad på skjuvförsök*</i>	20 kPa	20 kPa
<i>Baserad på MUR</i>	18 kPa	14 kPa
<i>Baserad på Hansbos relation (empiri)</i>		~ 14 kPa

*med en effektivspänning på 50 kPa

Vid utvärderingen av resultaten används båda dessa värden för att ge en bild av den inverkan som valet av parameter har på försöksresultaten. I avslutande diskussions kapitel förs sedan ett resonemang angående hur tillförlitliga dessa olika värden kan anses vara.

2.8 Interface (Råhet)

Interfaceverktyget används för att kunna simulera interaktionen mellan två olika typer av material, i denna rapport mellan lera och betong. Interfacet talar om vilken vidhäftning som gäller mellan de olika materialen och anges genom att ge interaktionen en styrka, R_{inter} (PLAXIS, 2015). Vilket motsvarar vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) och sätts till 0,68 för genomförda FEM-modelleringar.

Utan interface delar två intilliggande material på samma noder och ses av programmet som en och samma kropp (kontinuerliga randvillkor). Genom att ge kontaktytan ett interface utökas antalet noder så att materialen inte längre delar på noderna (PLAXIS, 2018) vilket gör att materialen kan förskjutas gentemot varandra. Interfacet skapar ett artificiellt avstånd mellan de parvisa noderna som egentligen ligger på samma plats i modellen (PLAXIS, 2015).

I PLAXIS är kontaktytan modellerad som till vänster i Figur 9 det vill säga som en plan och homogen yta, men genom ett interface ges den också egenskaper så att kontaktytan i modellen

bättre representerar en ojämn yta. Interfacets utseende och egenskaper illustreras till höger i Figur 9.



Figur 9 Figuren till vänster visar hur ett interface ser ut i PLAXIS medan figuren till höger illustreras vad de tilldelade egenskaperna skulle kunna representera.

3. METOD

Utförandet delades upp i två steg. Ett första som infattade skapandet av ett antal mindre avancerade FEM-modeller samt ett komplement i form av överslagsmässiga handberäkningar. Följt av ett mer omfattande steg där projektets huvudsyfte ligger, det vill säga utformningen och utförandet av fältförsöken.

3.1 Handberäkningar

Handberäkningarna utfördes enligt teorikapitlet främst för att få en uppfattning av möjlig lastupptagnings förmåga. Men även i syfte att få en uppskattning av i vilken storleksordning resultaten skulle komma att hamna.

3.2 FEM-modell

FEM-modellerandet utfördes med syfte att ligga till grund för resonemang runt vilka skillnader som kan antas finnas mellan fältförsöken och det verkliga fallet. Modellerna utfördes så att de representerar de olika typerna av förutsättningarna, så som med och utan spont. FEM-modellerna användes även för att skapa en uppfattning om faktorer vilka inte mätts in i fält, till exempel töjningar mot djupet. För modellering av försöken används finita elementmodelleringsprogrammet PLAXIS 2D version 2016.

Analyserna i PLAXIS utfördes med materialmodellen Mohr-Coulomb. Mohr-Coulomb innebär en linjärelastisk perfekt plastisk modell som ger en enkel och snabb analys med bra, om än inte så precis, uppskattning av vad som sker. På bekostnad av att den endast tar hänsyn till delar av jordens egenskaper och beteende.

Det upprättades tre FEM-modeller. Samma materialparametrar används för de olika fallen men utformandet skiftar. Första modellen består av en platta med en horisontellt applicerad kraft vilken då ska representera försöken. Den andra två består av en spontschakt där den ena modellen är med betongplatta som stämp och den andra utan.

Det gjordes försök att undersöka förskjutningar med rekommenderade moduler från gällande regelverk med de förskjutningar som genererades i modellen var i fel storleksordning och uteslöts (centimeter istället för millimeter). Efter försöken gjordes delvisa försök att kalibrera modellen i efterhand.

3.3 Fältförsök

Fältförsöken utfördes på Marieholmprojektet i Göteborg, 2016, och sträckte sig över nio dagar. Under dessa dagar förbereddes försöken, genom bland annat: gjutning av betongplattor och färdigställande av schakt. Sedan utfördes själva tycksättningen av plattorna i kombination med insamling av mätvärden.

I tabellen nedan går det att utläsa vilka plattdimensioner som användes under försöken.

Tabell 2. Plattdimensioner.

Mått	Platttyp 1	Platttyp 2
Tjocklek [m]	~0,1	~0,1
Bredd [m]	1	2
Längd [m]	4	4,8

Totalt trycktes fem plattor under fältförsöken, tre var av platttyp 1 och två av platttyp 2. Två av varje platttyp trycktes stegvis till brott för att utvärdera brottlasten och deformationerna förknippade med denna. Den femte och sista plattan trycktes i form utav ett krypförsök där den lämnas under konstant tryck på 80 % av den tidigare iakttagna brottlasten. Storleksvariation av plattorna gjordes med förhoppning att se vilken inverkan arean har på resultatet.

Lasten påfördes i laststeg om 10 % av den beräknade brottlasten med en vidhäftningfaktor på 0,66 (alltså 66% av lerans skjuvhållfasthet tillgodoräknades). Lastökning på fördes med 10 minuters intervall. Kraftgivarna till domkrafterna kalibrerades inför försöket.

Arbetsgång



Figur 10. I bild sätts sponten på plats.

DAG 1

Schaktningen påbörjades och ungefär hälften av massorna schaktades bort varpå spontplanken sattes på plats. Avrinning av ytvatten från omgivande område ledde till en vattenfylld schaktbotten.

DAG 2

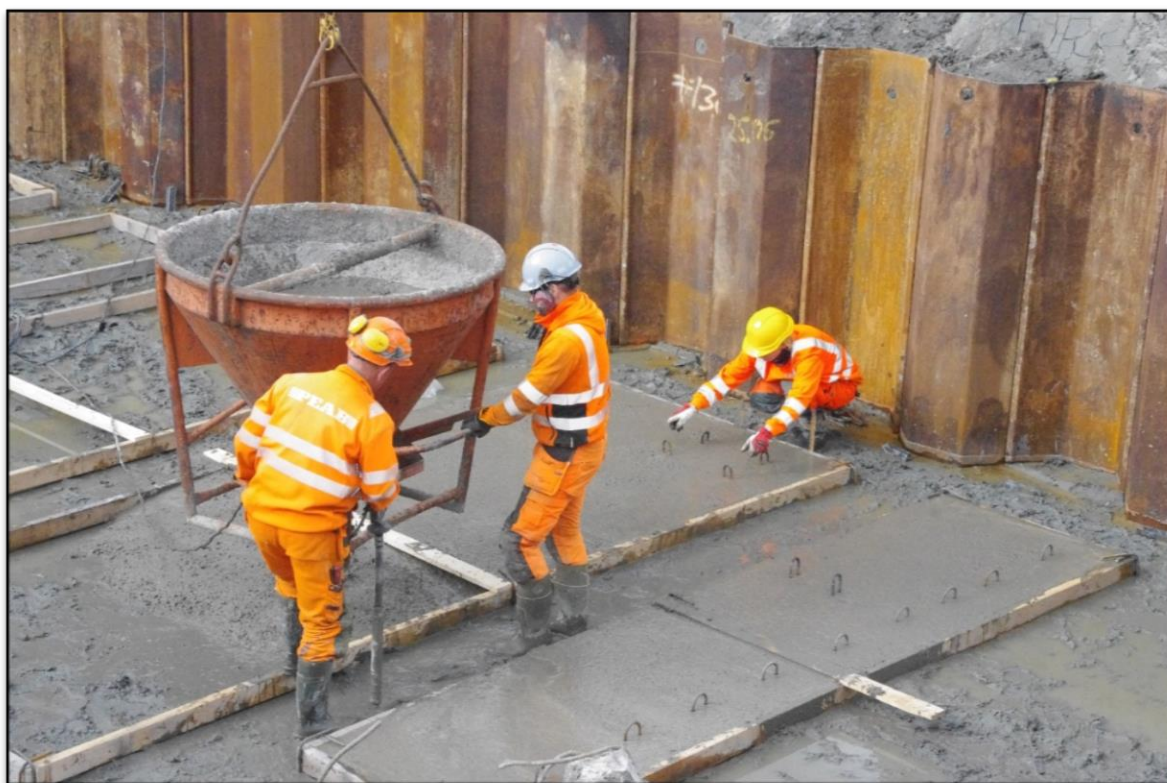
Schaktarbetet stod stilla, under dagen färdigställdes gjutformar och ställningar för mätklockorna.

DAG 3

Schaktarbetet stod fortfarande stilla. Prover på leran från schaktbotten togs och fraktades till Chalmers Tekniska Högskola där skjuvförsöken utfördes enligt gällande standard (SS 027127) för direkta skjuvförsök.

DAG 4

Schakten färdigställdes under förmiddagen och en schaktgrop på ca 14×7×3,3 meter var klar för försöken. Schakten blev något djupare än vad som först var tänkt, dels för att säkerställa att orörd lera nåtts, men också för att marken från början inte var helt horisontell. Djupet ner till schaktbotten varierar därför något, differensen mellan de olika ändarna rent djupmässig uppskattades till ca 0,5m. Gjutformarna sänktes ner och under eftermiddagen gjöts de fem fiberarmerade betongplattorna med hjälp av en bask Figur 11. Betongen lämnades att härda över natten.



Figur 11 I bild gjuts platta 4.

DAG 5

Mätprismor borrades ner i betongplattorna, en i varje ände av samtliga betongplattor. Reflextelj placerades på spanten och allting mättes in mot en totalstation. Sedan börjar uppställningen utav försöken med VKR-rör, distanser, domkrafter och mätklockor. Platta ett och tre, längst till vänster samt i mitten av Figur 12 trycks under eftermiddagen och kvällen.



Figur 12 Färdiggjutna plattor i botten på schakten, med respektive numrering i den blå rutan på varje platta.

DAG 6

Efter utvärdering av mätvärdena från föregående dag trycks platta två och fyra.

DAG 7

Under dagen var byggarbetsplatsen stängd.

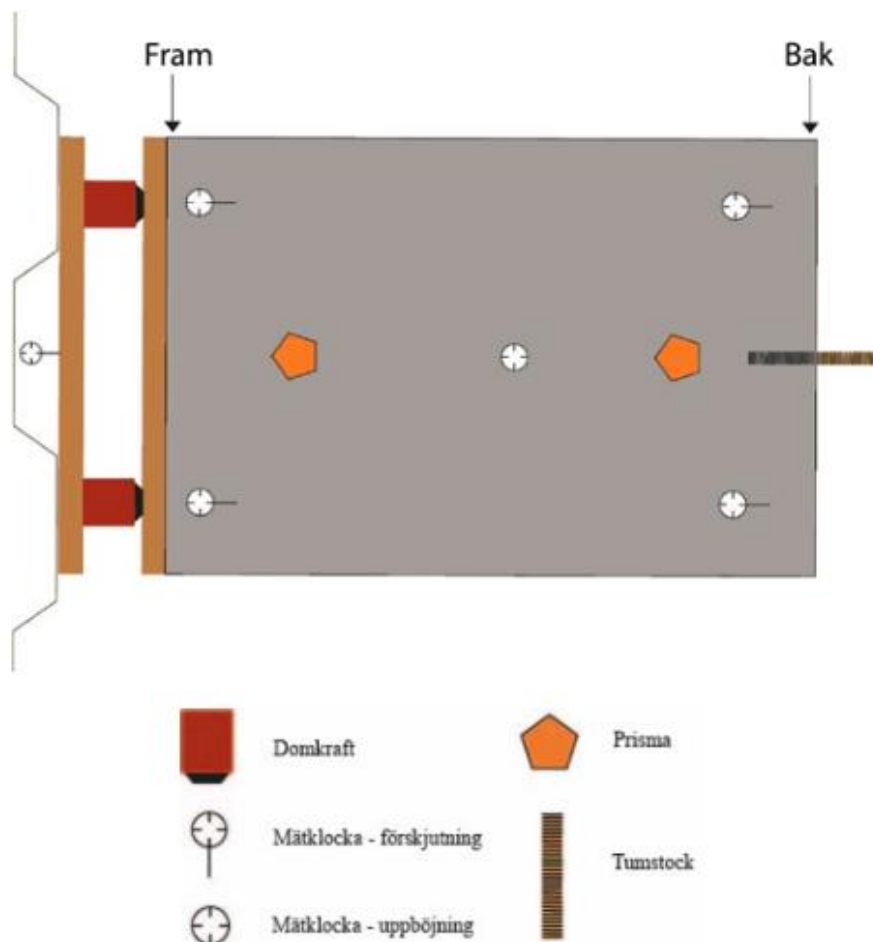
DAG 8

Platta fem trycksattes stegvis precis innan lunch och fick sen ligga under konstant tryck under 5 timmar innan den trycktes till brott. Under dagen vändes samtliga plattor i syfte att studera hur mycket av leran som följde med för att eventuellt utvärdera var brotten hade uppstått under tryckningarna.

Försöksuppställning

Figur 13 visar försöksuppställningen. I plattans bakre ände (längst från domkrafterna) ses en tumstock vilken användes för att kontrollera att övrig utrustning fungerade som de skulle och att mätklockorna inte hängt sig. Figuren visar också placeringen av de analoga mätklockorna. Mätklockor hade en noggrannhet på 0,01 millimeter och avlästes manuellt innan och efter varje tryckning. Med hjälp utav dessa mättes förskjutningen i varje hörn på betongplattorna samt VKR-rörets utböjning och plattans uppböjning strax bakom plattans centrum.

På varje platta placeras dessutom två prismor vilka mäts in under varje steg, mot en totalstation för att sen kunna kontrollera att inte hela schaktbotten rört sig. På sponten placerads reflextejp som läses in före och efter varje skjuvförsök för att kontrollera eventuella rörelser i spont.



Figur 13. Försöksupställning

Kraftapplicering

Mellan spont och betongplattor placerades två handpumpade domkrafter. För att se till att trycket blir så jämnt fördelat och rakt applicerat som möjligt placerades VKR-rör mellan spont och domkraft samt mellan domkraft och betongplatta. Lokal buckling på VKR-rören motverkades genom användandet av lastspridande stålplattor mellan domkraft och VKR-rör. Då utrustningen var tung används en tillklippt geoduk som underlag för att förhindra utrustningen från att sjunka i leran, se Figur 14 nedan.



Figur 14. Placering av domkrafter.

Tryckgivaren återgav ett något skiftande tryck vilket ger att de beräknade laststegen mer blev en riktlinje än absoluta nivåer (tryckförändringar var inte större än någon tiondels kPa och följderna av detta antas inte ha påverkat försöken). När den önskade trycknivån uppnåddes antecknades det faktiska trycket och samtliga mätpunkter läses av. Trycket tilläts efter lastpåläggning att sjunka under ett antal minuter varpå ytterligare en avläsning av mätpunkterna skedde samtidigt som det aktuella trycket noterades. Detta moment följs av ny lastpåläggning. För de första fyra plattorna var tiden mellan varje ny lastpåläggning 10 minuter. När sedan brottslasten uppnåts fanns ingen möjlighet att hålla trycket konstant längre då brottslasten karakteriserades bland annat genom att trycket sjönk, samtidigt som mätklockornas utslag ökade kontinuerligt.

För krypförsöket prioriterades att hålla betongplattan tryckt under så lång tidsperiod som möjligt, varvid laststegens tidsintervall förkortades till fem minuter. När den eftersträvade belastningen på 31 kN uppnåddes hölls detta under de kommande fem timmarna på en relativt stabil nivå. Även här kan noteras att det ibland var svårt att hålla det exakta trycket och uppskattningsvis slår det på ca 1 kN i båda riktningar under försöket. Det var under krypförsöket svårt att se ett samband mellan förfluten tid och hur mycket trycket avtog. Under vissa perioder kunde det vara stabilt under längre tid för att sedan plötsligt tappa relativt mycket i tryck under ett kortare tidsintervall.

4. RESULTAT

I följande kapitel redovisas relevanta resultat från samtliga faser för föreliggande utredning. Först redovisas resultaten från FEM-modellen följt av de relevanta beräknade värdena. Sist redovisas huvuddelen i form av resultaten från utförda fältförsök.

4.1 Beräkningsresultat

Konflytgränsen för området kan antas till ca 75% i enlighet med gällande MUR, se bilaga 3. Vilket ger skjuvmoduller enligt Tabell 3. Presenterade värden är de som finns att tillgå med föreliggande underlag i åtanke.

Tabell 3. I tabellen redovisas de olika beräknade skjuvmodulerna (G).

G baserat på:	w_L^*	$E=250 \cdot c_u^{**}$	$E=500 \cdot c_u^{**}$
$c_u = 14 \text{ kPa}$	9,4 MPa	1,2 MPa	2,4 MPa
$c_u = 20 \text{ kPa}$	13,4 MPa	1,7 MPa	3,4 MPa

* Baserat på ekvation 7

** Baserat på ekvation 9

Den förväntade maximala brottlasten beräknas enligt resonemang i teorikapitlet. Vilket ger att den största möjliga horisontella kraften som kan påverka betongplattan utan att brott uppstår beräknas med en vidhäftningsfaktor på 1,0. Beräknade maximala brottslaster redovisas i tabell nedan baserat på de två alternativa antagna skjuvhållfastheterna för leran, $c_u = 14 \text{ kPa}$ samt $c_u = 20 \text{ kPa}$.

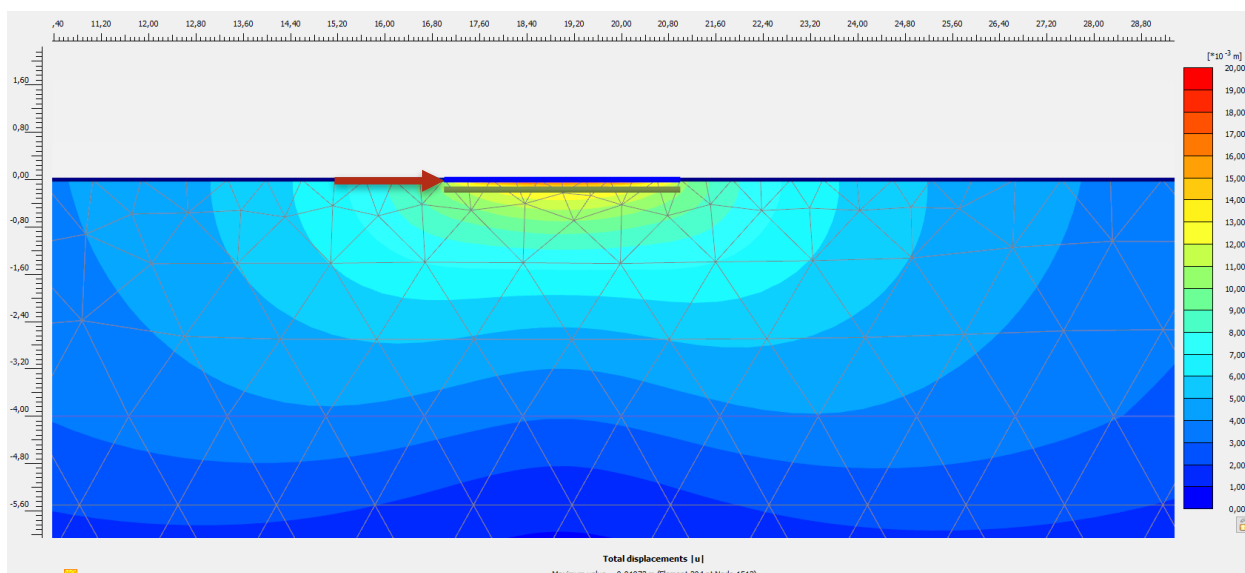
Tabell 4 Maximala beräknade bottenlast.

c_u	1x4 m	2x4,8 m
14 kPa	56 kN	134 kN
20 kPa	80 kN	192 kN

4.1 FEM-modellen

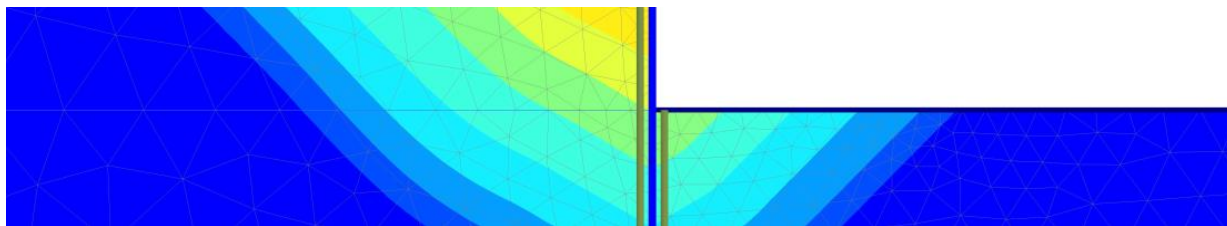
Här redovisas resultaten från FEM-modellerandet, det som studerades var rådande skjuvspänningar, samt de förskjutningar som uppstod i samband med brott. Dels de sammanvägda förskjutningarna men även de som uppstod i x-led. Samtliga utskrift av modeller skedde i gällande modells sista steg vilket för samtliga fall var ett säkerhetssteg. Inga absoluta värden har tagits ur modellerna utan endast överslagmässiga indikationer på samband har studerats.

I Figur 15 nedan går det att utläsa skjuvspänningarnas utbredning vid skjuvning av plattan. Det indikeras att spännings inverkan når ett djup på ca 6 meter vid skjuvning av en platta med en längd på 4 meter. Modellerandet påvisar även att influensdjupet ökar i korrelation med plattans längd, det vill säga att influensdjupet ökar när plattans längd ökar. För modellerna med sponter var det svårare att utläsa inverkansdjupet av själva betongen eftersom det är fler faktorer som spelar in.

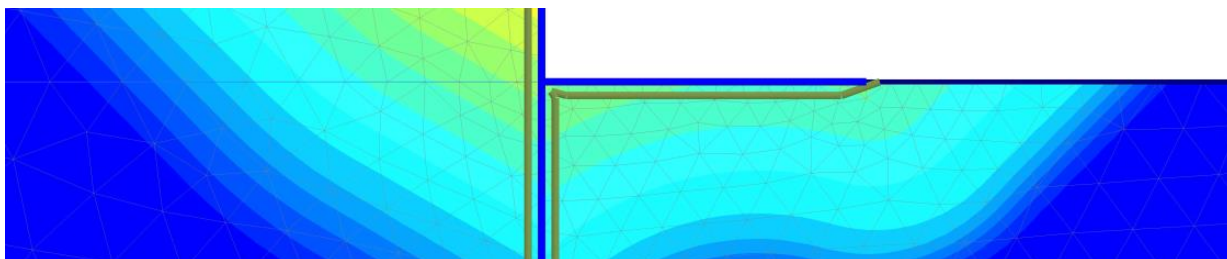


Figur 15. Visar en platta med en längd på 4 meter och ett influensdjup på som mest 6 m.

Figur 16 och Figur 17 nedan visar de teoretiska förskjutningar som påvisats uppstå vid brott för de två modellerna med spont. Betongens inverkan i form av en större influensarea var tydligt i modellen.



Figur 16. Förskjutningar vid brott för spont-modell utan grovbetong.



Figur 17. Förskjutningar vid brott för spont-modell med grovbetong.

Det gjordes även försök att undersöka förskjutningar med ett spann av de moduler som rekommenderas av gällande regelverk. Då tillbörliga undersökningar för att bestämma apcigika parametrar saknas. Men de förskjutningar som genererades uteslöts då de var i fel storleksordning stora, det vill säga centimetrar istället för millimetrar. Det har gjorts försök att kalibrera modellen i efterhand men med en skjuvmodul på 13,5 MPa ger modellen resultat vilka fortfarande inte korresponderar mot försöksresultatens förskjutningar, alltså krävs värden långt över de antagna för att få tillförlitliga och riktiga resultat.

4.2 Försöksresultat

Något som gäller för resultat i samtliga försök är att brotten är väldigt tydliga, det fanns alltså ingen tvekan gällande när brottslasten uppnås. I tabellerna nedan presenteras förutom maximal beräknad och verklig brottslast, två relativa brottslaster baserade på de två olika skjuvhållfastheterna som definierats tidigare. De relativa brottslasterna definieras enligt

$$\text{Relativ brottslast} = \frac{\text{Verklig brottslast}}{\text{Maximal beräknad brottslast}} \quad (13)$$

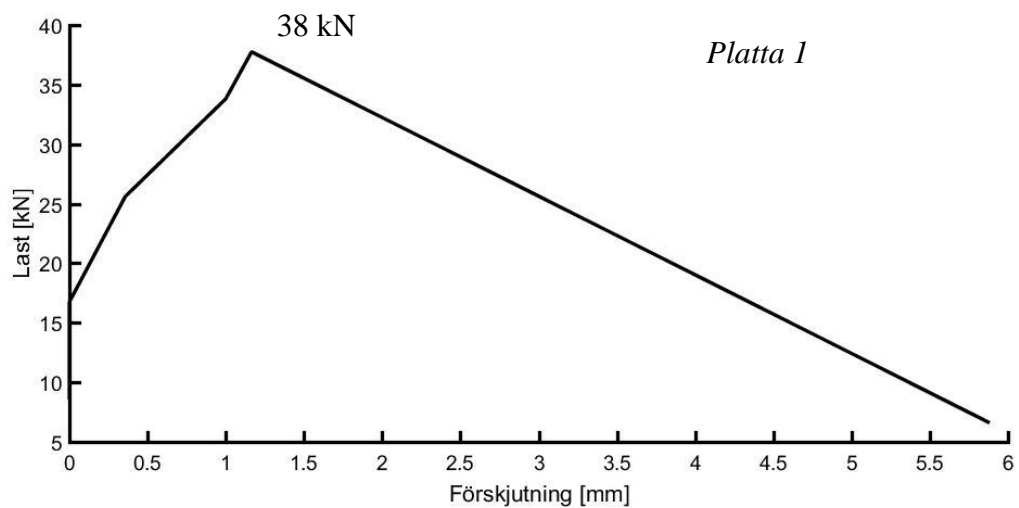
Platta 1

I Tabell 5 redovisas uppmätta mätresultat för Platta 1 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 5. Försöksresultat för platta 1.

<i>Platta 1</i>	
<i>Platttyp</i>	1
<i>Dimensioner [m]</i>	1×4
<i>Härkningstid [h]</i>	24
<i>Verklig brottslast [kN]</i>	38
<i>Relativ brottslast $c_u = 14 \text{ kPa}$ [%]</i>	68
<i>Relativ brottslast $c_u = 20 \text{ kPa}$ [%]</i>	48

I Figur 18 visas ett interpolerat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 18. Medelförskjutning peakvärden för platta 1.

Resultaten kan ha påverkats av att leran omkring störces av fortgångare.

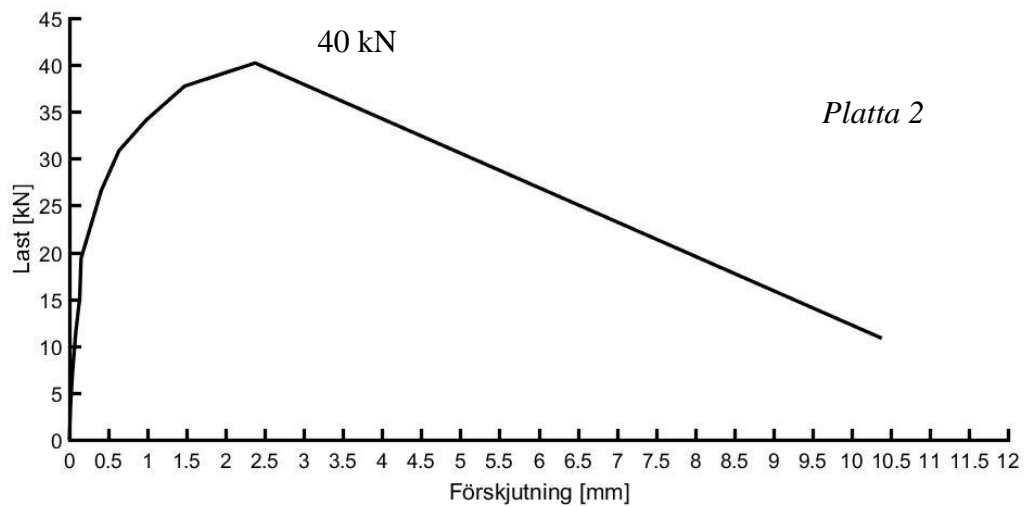
Platta 2

I Tabell 6 redovisas uppmätta resultat för Platta 2 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 6. Försöksresultat för platta 2

Platta 2	
Platttyp	1
Dimensioner [m]	1×4
Härkningstid [h]	47
Verklig brottslast [kN]	40
Relativ brottslast $c_u = 14 \text{ kPa}$ [%]	71
Relativ brottslast $c_u = 20 \text{ kPa}$ [%]	50

I Figur 19 visas ett interpolerat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 19. Medelförskjutning Peak värden för platta 2

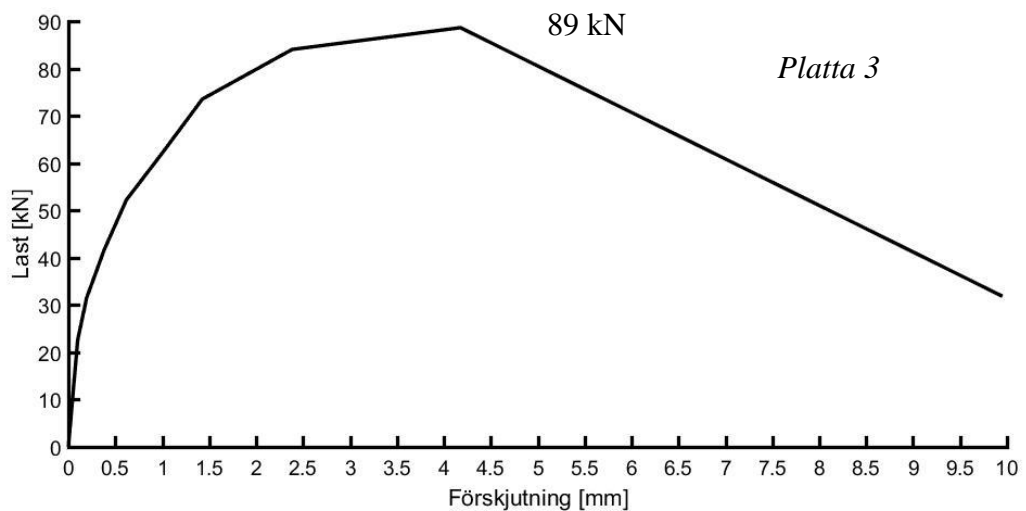
Platta 3

I Tabell 7 redovisas uppmätta mätresultaten för Platta 3 från utförda försök.

Tabell 7. Försöksresultat för platta 3

Platta 3	
Platttyp	2
Dimensioner [m]	2×4,8
Härkningstid [h]	28
Verklig brottslast [kN]	89
Relativ brottslast $c_u = 14 \text{ kPa}$ [%]	66
Relativ brottslast $c_u = 20 \text{ kPa}$ [%]	46

I Figur 20 visas ett interpolerat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 20. Medelförskjutning peakvärden för platta 3.

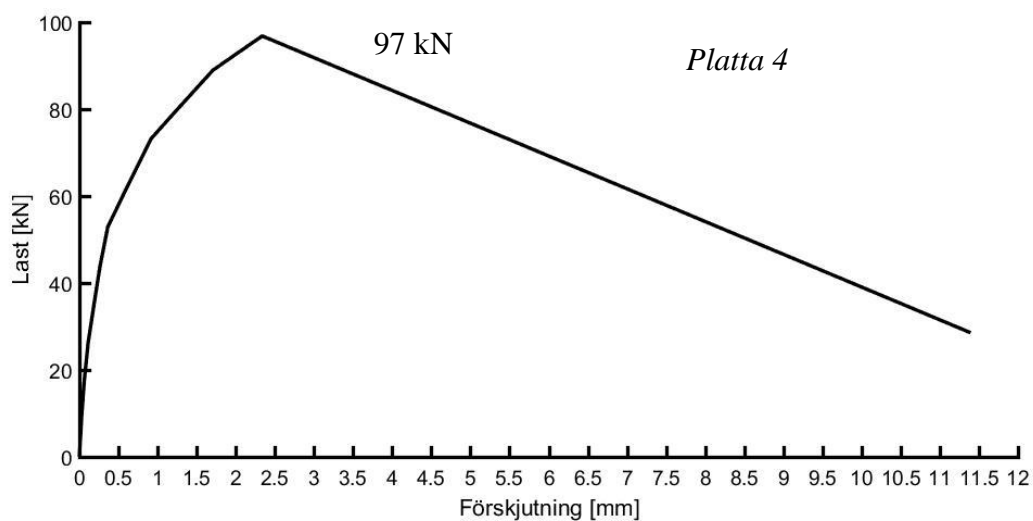
Platta 4

I Tabell 8 redovisas uppmätta mätresultaten för Platta 4 från utförda försök.

Tabell 8. Försöksresultat för platta 4

<i>Platta 4</i>	
<i>Platttyp</i>	2
<i>Dimensioner [m]</i>	2×4,8
<i>Härkningstid [h]</i>	43
<i>Verklig brottslast [kN]</i>	97
<i>Relativ brottslast $c_u = 14 \text{ kPa}$ [%]</i>	72
<i>Relativ brottslast $c_u = 20 \text{ kPa}$ [%]</i>	51

I Figur 21 visas ett interpolerat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 21. Medelförskjutning peakvärden för platta 4.

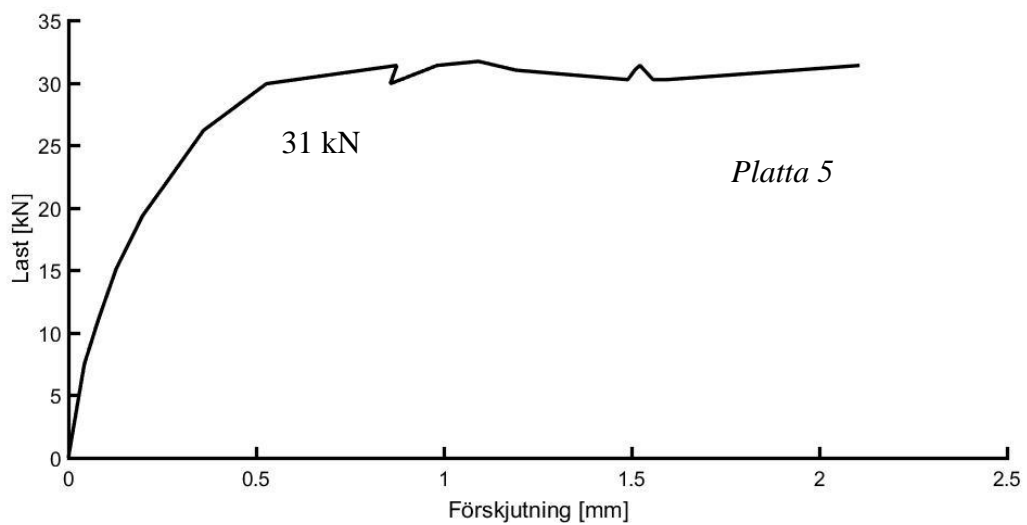
Platta 5 (Krypförsöket)

I Tabell 9 redovisas uppmätta mätresultaten för Platta 5 från utförda försök

Tabell 9. Försöksresultat för platta 5 (krypförsök)

Platta 5	
Platttyp	1
Dimensioner [m]	1×4
Härkningstid [h]	93
Verklig brottslast [kN]	54
Relativ brottslast $c_u = 14 \text{ kPa}$ [%]	97
Relativ brottslast $c_u = 20 \text{ kPa}$ [%]	68
Trycksatt vid [kN]	31

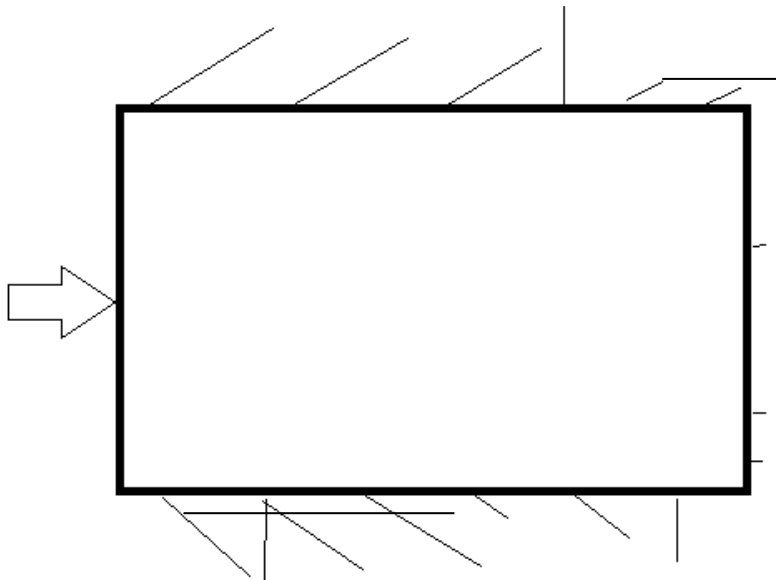
I Figur 22 visas ett interpolerat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår. Under krypförsöket ger en av mätklockorna konstiga utslag varpå dess mätvärden bortses från. Därför är det svårt att utreda en eventuell vridning av plattan. Det bör noteras att grafen i Figur 22 skiljer sig något från övriga grafer i den mening att den inte visar själva brottslasten utan den last med vilken plattan trycksattes under försökets första timmar.



Figur 22. Medelförskjutning för platta 5, det bör noteras att angiven last i .

4.3 Observerad sprickbildning

De sprickor som uppstod vid brott, uppstod plötsligt vid uppnådd brottlast, i vissa fall gick sprickorna att ana i laststeget innan, de växte till snabbt och blev slutligen en till två centimeter breda. Sprickorna sträckte sig upp emot 25 centimeter från sidan på de stora plattorna och runt 15 centimeter på de små plattorna. De flesta sprickorna utvecklades i en vinkel på ca 30° ut från plattan och övriga i 90°. Ett antal lite längre sprickor löper parallellt med betongens långsida, antingen precis intill betongplattan eller en bit ut, men även dessa sprickor börjar i en vinkel på ca 30°. Se Figur 23 för sprickmönster och utbredning samt Figur 24 exempel på sprickans utseende.



Figur 23. Schematisk bild över sprickbildningen runt plattorna vid brott.



Figur 24 Exempel på en spricka i leran utmed plattans kant.

4.1 Brottytan

Efter tryckning vändes plattorna för att göra det möjligt att studera brottytan. Platta 1, 2, 3 och 4 vänds på måndag 50-75 timmar efter brott uppstått. Vilket innebär att de eventuellt hade fått tid att läka ihop efter brottet. Överlag är det svårt att uppskatta om den yta som blottläggs under vändningen motsvarar den brottyta som uppstått under skjuvningen eller om det är en ny brottyta som uppstått till följd av lyftet. Områdesvis följde det med upp emot två centimeter lera, och på andra delområden ingen alls, detta gäller även för platta 5 som vältes inom en halvtimme efter att den avlastats. Se Figur 25 för exempel på plattornas underyta.



Figur 25. Platta 3's underyta.

Plattornas botten var heterogen, betongen och leran hade blandats i olika hög grad längs plattan vilket ger den en vågig undersida. Även i de fall då leran buktade upp i betongen skedde brottet i kontaktytan och alltså inte i ett vågrätt plan. På sina ställen hade leran och betongen blandat sig, något som i kanterna där detta har iakttagits hade lett till kollaps, vilket går att se i Figur 26.



Figur 26. Leran går upp i betongplattan, brottet har gått i leran. Till höger i bild har leran och betongen blandat sig och vilket ger att denna del kollapsat.

Betongen hade även flutit ut och blandat sig med leran vilket går att se i Figur 27 där det som följde med på sidorna var en blandning av lera och betong. Det var lite svårt att skilja på vad som

var betong och vad som var lera då betongens hållfasthet på sina ställen är väldigt låg och färgen är i stort sett den samma.



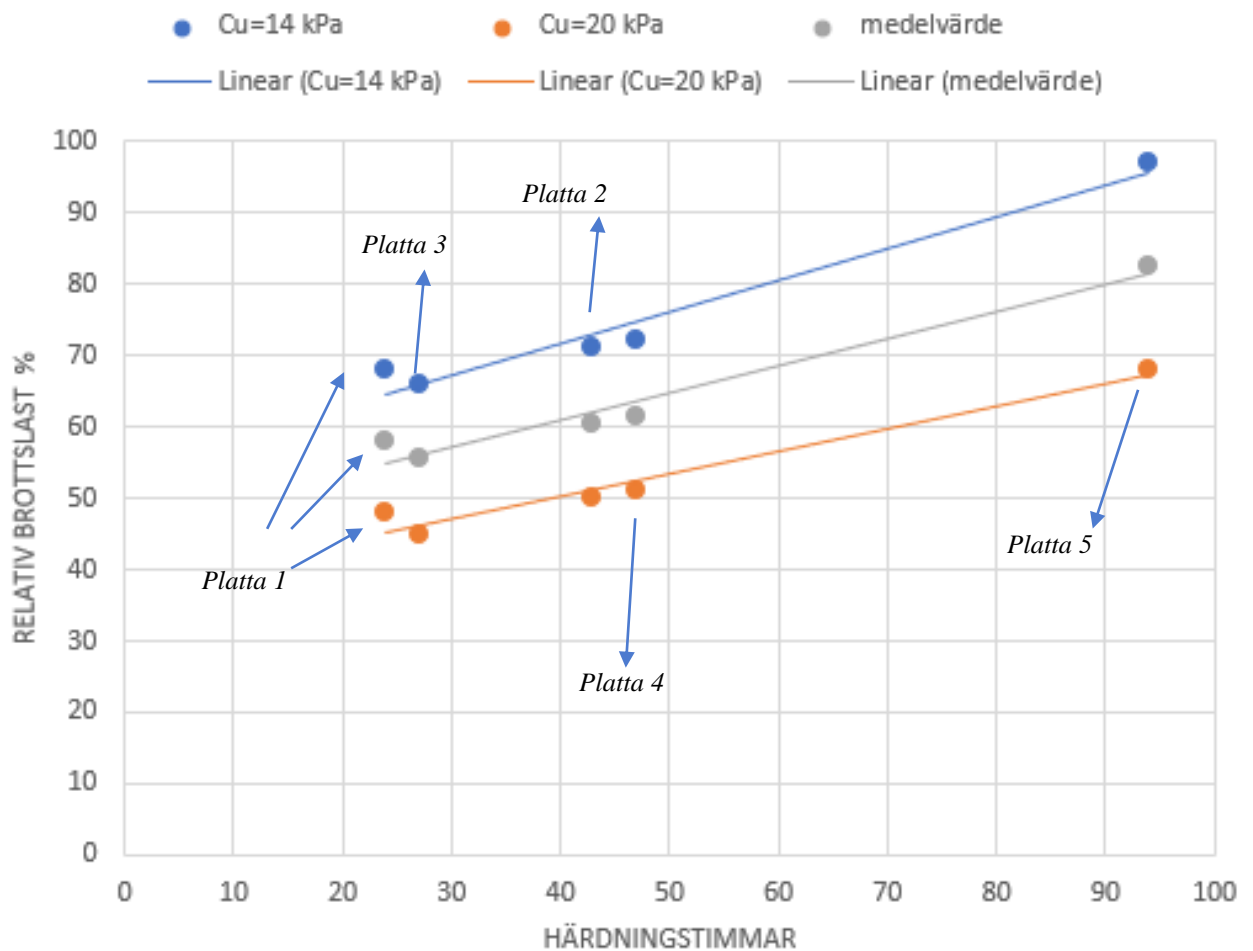
Figur 27. I bild framgår att betongen har flutit ut på sidorna av plattan.

4.2 Sammantaget och medelvärdet

Som det går att utläsa ur Figur 28 ligger vidhäftningafaktorn mellan 0,45 och 0,71 de första dagarna. Vilket innebär att 45-71 % av lerans skjuvhållfasthet aktiveras. Det går att se förväntat direkt korrelation mellan lastupptagningsförmåga och respektive plattas area.

De tre olika färgerna i Figur 28 visar relativ brottlast beräknad med de olika valen av skjuvhållfasthet för lera ($c_u = 14$ kPa respektive $c_u = 20$ kPa) samt ett medelvärde av de två.

Linjerna i respektive färg visar det linjärt interpolerade sambandet för den ökande vidhäftningen. De plattor som tilläts vila längst efter gjutning uppvisade högst lastupptagningsförmåga. Vilket innebär att den platta om trycktes fyra dagar efter gjutning, uppvisade en relativ brottlast vilken var mycket högre än den som trycktes en dag efter gjutning. Samtliga plattor uppvisade efter brott en kraftigt nedsatt hållfasthet i brottplanet.



Figur 28. Graf över samband mellan härdningstimmor och relativ brottlast.

Platta nummer fyra, som trycktes dryga 15 timmar senare än platta 3, uppvisar mindre förskjutningar och högre brottslast. Samma beteende för förskjutningarna var inte uppenbart för plattorna av den mindre storleken. För de större plattorna, platta 3 och 4, var förskjutningarna, vid låga tryck, större i främre änden av plattorna (närmast sponten) än vid den bakre änden. Det var även tydligt att plattorna svängde något så att olika delar gav olika stora utslag. Vilket skulle kunna bero på en ojämnt applicerad last, alternativt ett ojämnt motstånd mot skjuvningen i brottytan.

4.3 Resultatsammanställning

Tabell 10. Resultat från analytiska beräkningar.

Analytiska beräkningar	Plattyp 1 (1x4 m)			Plattyp 2 (2x4,8 m)	
	1	2	5	3	4
Last					
Maximal brottslast 14 kN [kN]*	56,00	56,00	56,00	134,40	134,40
Maximal förväntad brottslast 20 kN [kN]*	80,00	80,00	80,00	192,00	192,00

*Den fullt utvecklade lasten upptagningsförmågan når 100% av lerans skjuvhållfasthet

Tabell 11. Resultat från fältstudier.

Fältstudie	Plattyp 1 (1x4 m)			Plattyp 2 (2x4,8 m)	
	1	2	5	3	4
Last					
Brottslast [kN]	37,75	40,21	53,66	88,63	96,83
Relativ brottslast för $C_u=14$ kPa [%]*	67,41	71,80	95,82	65,94	72,05
Relativ brottslast för $C_u=20$ kPa [%]*	47,19	50,26	67,07	45,92	50,43
Förskjutning					
Minimal förskjutning innan brott [mm]	0,00	1,33	-	1,18	1,05
Maximal förskjutning innan brott [mm]	2,10	2,23	-	3,37	2,67
Maximal förskjutning efter brott [mm]	8,25	14,11	-	11,7	13,19
Maximal förskjutning enl. prismor innan brott [mm]	-	2	-	3	3
Maximal förskjutning enl. prismor efter brott [mm]	-	14	-	11	12
Härddningstid					
	24	47	93	28	43

*Relativ den maximala brottslasten beräknad för fullt utvecklad vidhäftning

5. FELKÄLLOR

I följande avsnitt redovisas noterade felkällor kopplade till föreliggande utredning.

5.1 FEM-modell

Då det har valts att endast modellera med MC finns risk att det fallit bort information som skulle framkommit om det hade valts att använda en mer avancerad modell. Det finns även en risk att eventuella felaktigt valda indata som använts har påverkat resultaten.

5.2 Fältförsök

Felkällorna under själva försöket beror mestadels på den mänskliga faktorn, vilken inte går att komma ifrån när det gäller försök av denna typ. Framförallt handlar det om avläsningar och belastningshastigheter. Samtliga mätklockor avläses manuellt, även trycksättningen skedde manuellt, vilket kan ha påverka resultaten. För att minimera dessa felkällor så mycket som möjligt utförs varje moment av samma person i samtliga tryckningar i så stor mån som möjligt.

Vid gjutning och placering av utrustning kan leran påverkas av allt springande och grävande runt plattorna, något som uppmärksammas och minimeras efter första försöket, istället används plattorna eller plank som gångunderlag för att störa leran så lite som möjligt. Vid uppförande av den konstruktion där betongen faktiskt används som stämp skulle den typen av störning upphöra när den gjutits på plats.

Ett par gånger under försöken stöts ställningarna av misstag till, varpå de oerhört känsliga mätklockorna kan ha visat felaktig förskjutning, detta verkar dock inte ha påverkat resultaten nämnvärt då tydliga mönster utan störningar kan utläsas.

Medan krypförsöket pågår vänds de tre första plattorna, vilket genererar rejäla dunsar i leran, något som kan störa leran, men inga tydliga tecken går att se i resultaten.

Sponten i schakten är inte helt rak vilket försvårar placeringen av VKR-rör, distanser och domkrafter. Detta ger att de inte placerades helt parallellt med spont och platta, vilket i kombination med att VKR-röret i vissa fall gav efter relativt mycket kan leda till en något skev belastning. Domkrafternas placering och riktning är svår att kontrollera då schaktbotten är mer eller mindre vattenfylld under försöken, men justeringar görs i så stor mån som möjligt i både höjd- och sidled.

I ena hörnet av schakten, nära krypförsöksplattan, stack en gammal påle upp, syns i Figur 29. Huruvida denna har påverkat försöken har inte utretts.



Figur 29. Pålen som stack upp precis bredvid krypförsöksplattan.

6. DISKUSSION

I detta kapitel förs en diskussion angående vad beräknade och uppmätt resultat indikerar. Samt hur dessa slutsatser stämmer överens med eller eventuellt avviker från tidigare forskning och underliggande teorier.

6.1 Inledande diskussion

I stort kan resultaten från fältförsöken anses vara tillförlitliga då det aldrig var någon tvekan om när brotten uppstod. Leran sprack tydligt upp i anslutning till plattan när brottslasten uppnåddes, samtidigt som mothållande kraft minskade och följaktligen även trycket mellan domkrafterna och plattan.

Förhållandet mellan spänning och töjning följer de förväntade sambandet. Där leran först utvecklade små förskjutningar vilka sedan succesivt ökade med belastningen, för att slutligen övergå i ett omvänt samband där förskjutningarna ökade trots att inverkan kraft minskade. Försöken även påvisar att betongens area inverkar enligt de antagande som gjorts inför försöken. Det vill säga att kraftupptagnings förmåga korrespondera mot kontaktytan mellan materialen och därmed plattornas storlek.

Intressant är att även längden på sprickorna vilka uppstod vid brott var beroende av plattans area. Detta indikerar att en större area aktiverar en större volym av leran även utöver i kontaktytan mellan materialen, något som stöds av de modelleringar som utförts. Detta konstaterande väcker frågan angående hur det skulle ha påverkat lastupptagningsförmågan med långt större plattor då betongstämpan vid användandet tenderar att ha större area än de plattor vilka testats. Detta skulle kunna påverka resultaten av försöken. Dels skulle dessa 'verkliga' plattor med stor sannolikhet aktivera en långt större volym lera, vilket skulle kunna ge en större mothållande volym även på djupet för de större plattorna. Dels skulle inverkan av eventuella 3D effekter kunna vara marginellt större för de mindre plattor aktuella för föreliggande tester.

Valet av hållfasthet är den enskild mest avgörande faktorn i sammanhanget, det har tagits fram två olika värden, $c_u = 14 \text{ kPa}$ respektive $c_u = 20 \text{ kPa}$, samtliga resultat har redovisats baserat på båda dessa värden. Intensionen med detta är att skapa en uppfattning av ett rimligt spann inom vilket vidhäftningen kan antas ligga. Resultaten visar entydigt på att vidhäftningen och därmed kraftupptagnings kapaciteten ökar med tiden.

Det finns ett antal skillnader mellan de utförda försöken och tidigare forskning, den mest uppenbara är att tidigare försök har skett i vertikal led samt utförts efter ett varit installerande under en betydligt längre tidsperiod.

Även vissa skillnader mellan utförda försök och den applikation av grovbetong som stämp, vilket har försökts efterlikna i fältförsöken har noterats. Där en av de stora är avståndet mellan

spont och platta, samt kraftapplikationen i form av punktlaster (i försöken) vilka bara verkar på plattan till skillnad från en spont som verkar över hela plattans bredd samt även på den underliggande jordvolymen.

Utredningen kring förväntade förskjutningar tydliggjorde hur avancerat och komplext det är att precis förutsäga vilka förskjutningar som förväntas uppstå. Tydligt var att det finns ett glapp mellan den kunskap som succesivt växer fram genom forskning på området och de rutiner som är gällande vid fastställande av deformations moduler.

6.2 Valet av skjuvhållfasthet

Valet av skjuvhållfasthet är den enskild mest avgörande faktorn vid utvärderingen av resultaten. Med avsikt att bestämma skjuvhållfastheten så precis som möjligt togs ett antal provkroppar i schaktbotten på vilka det utfördes skjuvförsök. Dessa provkroppar förkonsoliderades och skjuvades under en spänning på ca 50 kPa vilket kan anses vara i överkant för denna nivå (se bilaga 4) och kan därför antas ge värden i just överkant för området. Det utfördes inga CRS-försök i samband med skjuvförsöken följaktligen är det svårt att kontrollera dom exakta förutsättningarna. Men skjuvhållfasthetsvärdena från försöken ligger markant högre än de som redovisas i gällande MUR och de vilka baseras på empiri genom Hansbos relation. Något som föranleder att värdena från skjuvförsöken betraktas med viss skepticism. Men då det i vanliga fall brukar anses att skjuvförsök är en tillfredställande källa för att höja skjuvhållfasthet har valet att redovisa resultaten baserat på båda dessa värden gjorts.

6.3 Trycksättningen av den sista plattan, 'krypförsöket'

Det kan konstateras att utvecklade vidhäftningen för krypförsöket ligger i linje med övriga tryckningar trots att försöket utförs under en längre tidsperiod. Den ökade vidhäftning som påvisas i detta sista försök ligger alltså i linje med den utveckling vilken påvisats genom samtliga tryckningar och kan antas inte ha med förfarandet att göra utan helt enkelt vara ett resultat av den längre härdningstiden.

Det uppstår inte större töjningar vid tryckning av den sista plattan, något som kunde ha förväntats till följd av den längre trycktiden. Avsaknaden av detta ger tillförsikt i att det inte ska göra det under längre trycksättning. Dock kan detta försök anses ha utförts under en för kort tidsperiod för att kartlägga om leran eventuellt över tid kan dränera. Ett dränerat brott för denna typ av konstruktion skulle till följd av den låga normalspänningen ha en betydligt lägre kapacitet än det odränerade. Däremot kan det konstateras att dränerade förhållanden inte hann uppstå under de 5-6 timmar som tryckningen av den sista plattan pågick.

6.4 Skjuvtöjningar

Inom detta delområde kan det mest intressanta vara det glapp som verkar finnas mellan vad föreliggande forskningen påvisar och gällande rutiner för bestämning av deformationsparametrar. Inställningen i stort verkar vara att det är svårt att bestämma några precisa värden för töjningar. Det kan även konstateras att de flesta modeller som används idag inte återger den avtagande styvhet leror uppvisar. Inte heller kan det anses att de rutiner som finns inom geoteknik i Sverige i dag ger ett bra underlag för att bestämma deformationsparametrar för små töjningar. Som en följd av detta missas den styvaste delen av sammabandskurvan. Vilket ger att de modellerade förskjutningarna innan brott i leran uppstår kan överstiga de verkliga värdena markant. Skillnaden mellan förväntade töjningar och observerade töjningar kan leda till problem med att fastställa när brott är nära i en konstruktion samt vilka gränsvärden som kan bli aktuella för olika projekt. Kanske finns det anledning att uppdatera procedurerna för framtagning av moduler och i större utsträckning fastställa parametrar som påverka deformationsmodulerna. För att rutinerna ska följa de nya rön och behov som föreligger skulle en utökning av undersökningar vilka inkluderar till exempel plasitetsindex och seismiska mätningar kunna vara alternativ att se närmre på.

Ett problem som uppdagades när förskjutningen av plattan skulle uppskattas numeriskt var att det inför försöken var svårt att uppskatta vilken volym av lera som aktiverades i skjuvningen. Ser man till de modelleringar som utförts landar dessa på en volym där djupet uppgår till ca 6 meter under plattan. Men med tanke på det otillförlitliga resultatet i övrigt gällande förskjutningar är det svårt att avgöra om detta beror av numeriska fel till följd av valet av beräkningsmodell eller om det är ett tillförlitligt mått. Med ledning av de sprickor som uppstod längs med plattornas sidor vid brott och dessa sprickors inbördes variation större plattorna aktiverar en större volym än den mindre, en tes som finner stöd i utförda modelleringar med längre plattor. Det går även att se att de större plattorna har en relativt sett större förskjutning i förhållande till de mindre, något som även kan tyda på ett större influens djup.

6.5 Utförda försök och tidigare forskning

Det finns ett antal skillnader mellan de utförda försöken och tidigare forskning, den mest uppenbara är att tidigare försök har skett i vertikal led samt utförts efter att ha varit installerande under en betydligt längre tidsperiod. En annan skillnad är att leran runt en påle rekonsoliderar under trycket som uppstår till följd av massundanträngningen, det vill säga ett tryck som antagligen är marginellt högre än tidigare. Vilket ger att skjuvhållfastheten blir minst lika stor som innan. Även en slitsmur innebär att omkringliggande lera rekonsoliderar under ett visst tryck något som inte är fallet när grovbetongen används som stämp.

Färdigställandet av en slitvägg, installerandet av en påle och uppförandet av en schakt skiljer sig på flertalet punkter. Vilket skulle kunna ge olika störning på omgivande lera, något som

eventuellt skulle kunna vara en anledning till att vidhäftningen visar tendenser på att utvecklas snabbare för grovbetongen än för slittmurarna.

Något som överensstämmer med tidigare forskning är att det finns en stark korrelation mellan utvecklad vidhäftning och härdningstid.

6.6 Skillnader mellan fältförsök och verkliga fallet

I försöken påförs krafter i form av punktlaster vilka bara verkar på plattan, till skillnad från när kraften appliceras via en spont som verkar över hela plattans bredd samt även på den underliggande jordvolymen, vilket innebär att en eventuell ökad lastupptagning i jorden under betongplattan inte fås med i försöken. Detta i kombination med att betongen i vanliga fall gjuts direkt mot spont och därmed får chans att utveckla en vidhäftning till denna. Vilket eventuellt skulle kunna betyda att resultatet från försöken ger en lägre kraftupptagningsförmåga än den verkliga.

Betongplattan gör i vanliga fall att leran blir innesluten i alla riktningar då den ligger intill sponten, vilket ger en massa som först flyttar sig när krafterna blir tillräckligt stora för att skjuva betongen över leran. Då leran är odränerad och inkompressibel torde den ge en mer eller mindre oändligt styv, lervolym under plattan. Eftersom lasten tar den styvaste vägen är det då rimligt att anta att lasten inte helt tas upp som skjuvning av betongen utan att även lastupptagningsförmågan för den underliggande vattenmättade lervolym borde öka till följd av inneslutningen.

När leran under plattan har töjt sig i kraftens riktning så har omkringliggande lera legat kvar i sitt ursprungsläge. Något har lett till att dragspänningar i leran uppstått, vilket i sin tur kan ha lett till en höjd lastupptagningsförmåga hos leran i jämförelse med fallet då leran under och bredvid rör sig med plattan till följd av plattans större area. Detta blir då en form av 3D effekt vilken skulle kunna påverka utslaget av testerna.

7. SLUTSATTSER

Rapportens huvudsyfte har varit att bestämma vidhäftningsfaktorn, mellan lera och betong då betongen utsätts för skjuvning. Detta vid användning av platsgjutna betongplattor som stämp mot spont för schakt i lera, samt i förlängningen för att kunna utvärdera och använda sig av, ekvation 1

$$F_{btg} = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (1)$$

Huvuddelen av utredningen har genomförts i form av fältförsök i Göteborg i anslutning till Marieholmsprojektet. Resultaten från fältförsöken är i stort samstämmiga och entydiga. Betongplattans förskjutning pekar på att det förväntade sambandet mellan spänning och skjuvtöjning som antagits för leran. Försöken visar på att betongens area spelar roll enligt det antagande som gjorts inför försöken då den relativa brottlasten för de olika platttyperna är lika stor vid de försök som utförts ungefär samtidigt.

Enligt resultaten från fältförsöken bör inte en vidhäftningsfaktor (γ_{vh}) högre än 0,45-0,7 användas för dimensionering av betongplattor vid en första belastning 16 timmar efter installation. I Tabell 12 redovisas de olika vidhäftningsfaktorerna ca 16 timmar efter gjutning. Det påvisas ett tydligt samband mellan härdningstid och lastupptagningsförmåga där kapaciteten ökar med härdningstiden. Betongplattan lämnades dock inte tillräckligt länge för att utesluta dränering på sikt.

Tabell 12. Tabellen visar utvecklade vidhäftning under första dagen av belastningsförsök.

<i>Cu baserad på</i>	<i>Vidhäftningsfaktor</i>
<i>Skjuvförsök (Cu=20kPa)</i>	~0,45-0,5
<i>MUR (Cu=14 kPa)</i>	~0,65-0,7

Förskjutningarna är den del vilken har visat sig vara mest komplex. Intressant är det glapp som verkar finnas mellan vad forskningen visar och gällande rutiner för bestämmandet av deformationsmoduler. I dagens läge där bestämmandet av mer specifika deformations egenskaper är vitala skulle det kunna vara läge att se över dessa rutiner.

LITTERATURFÖRTECKNING

- B Möller, R. I. (2000). *Geodynamik i praktiken*. Linköping: SGI.
- Björn Möller, R. I.-E. (2000). *Geodynamik i praktiken*. Linköping: SGI.
- Craig, R., & Knappett, J. (2012). *Craig's Soil Mechanics* (8 uppl.). Abingdon, Oxford: Spon Press (Taylor & Francis Group).
- Holm, G., & Olsson, C. (1993). *Pålgrundläggning*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst och Statens Geotekniska Institut.
- IEG. (2008). *Rapport 8:2008, Rev 2, Tillämpningsdokument, EN 1997-1 kapitel 7, Pålgrundläggning*. Stockholm: IEG.
- IEG. (2010). *Rapport 7:2008, Tillämpningsdokument, EN 1997-1 kapitel 6 Plattgrundläggning*. Stockholm: IEG, Implemetionskommision för europastandarder inom geoteknik.
- Kennth Axelsson, E. O.-E. (1995). *Skredkommissionen, Rapport 3:95*. Linköping: Roland Offset.
- L Moritz, M. K. (2016). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner*. Trafikverket.
- Larsson, R. (2008). *Jords Egenskaper*. Linköping: SGI (Sveriges Geotekniska Institut).
- Marcus Jesswein, M. C. (2017). *Reliability of pile axial capacity in glacial tills*. Toronto, Ontario, Canada: Department och Civil Engineering, Reyerson University.
- Massarsch, K. (2004). *Deformations properties of fine-grained soils from seismic tests*. Rotterdam: Millpress.
- Moritz, K. (2016). *Trafikverkets tenkniska råd för geokonstruktioner-TR Geo 13*. Trafikverket.
- Mulabdic', L. (1991). *Rapport 40, Shear moduli in scandinavian clays*. Linköping: SGI.
- PLAXIS. (2015). *Reference Manual PLAXIS 2D*. PLAXIS.
- PLAXIS. (2016). *Material Models Manual*. PLAXIS.
- PLAXIS. (den 20 Augusti 2018). *PLAXIS hemsida*. Hämtat från Modelling soil-structure interaction: interface: <http://kb.plaxis.com/tips-and-tricks/modelling-soil-structure-interaction-interfaces>
- SGF. (2002). *Grundläggningsdagen 2002, Geoteknik på G*. SGF.

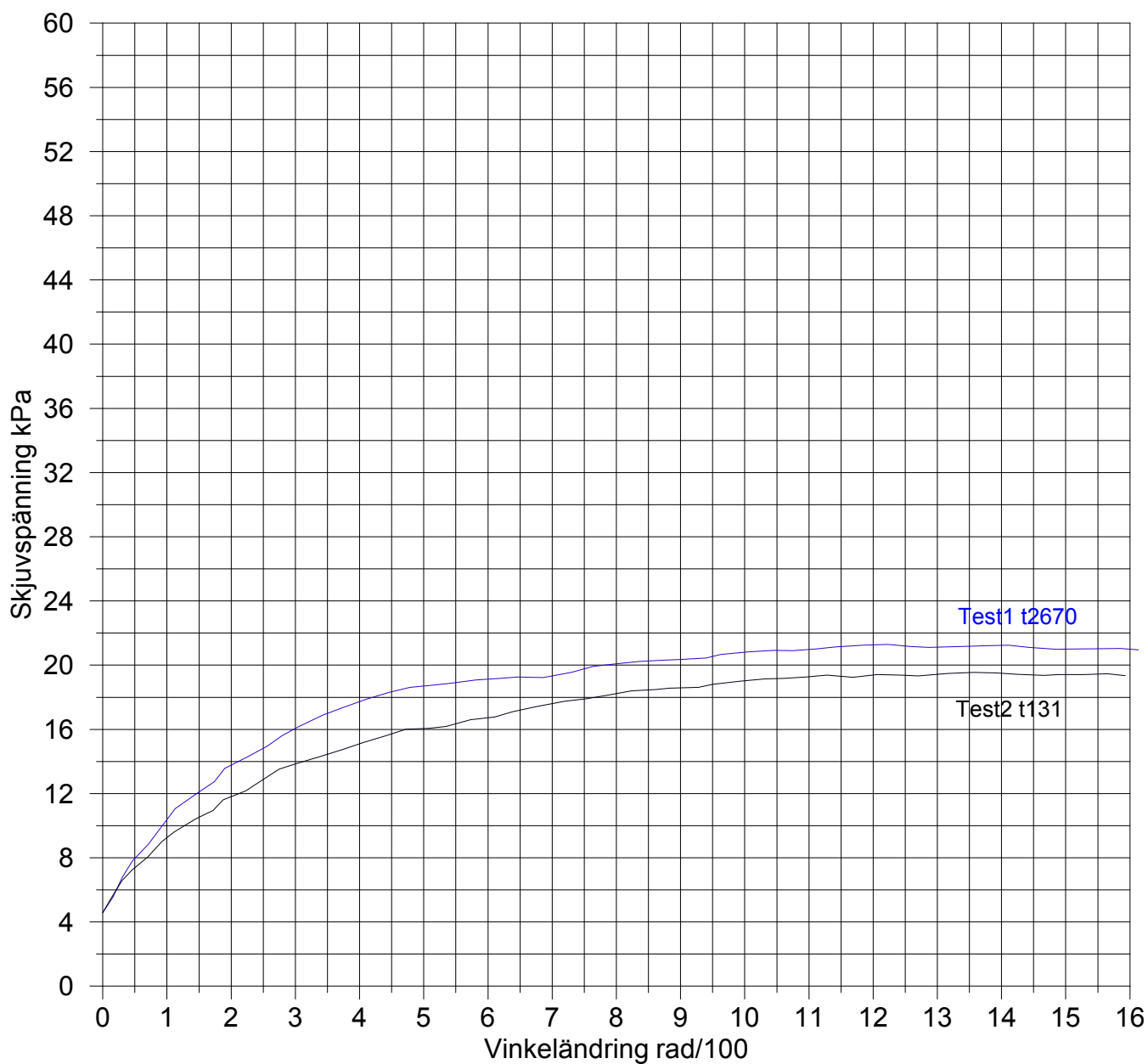
Wood, T. (2016). *On the small strain stiffness of some scandinavian soft clays and impact on deep excavations*. Göteborg: Chalmers univeristy of technologi.

SKJUV FÖRSÖK 2016



PM LABTEK AB
Madängsvägen 11
43932 ONSALA
Tel. 0704674666

Projekt	Exjobb	Belastningshastighet	0,10mm/h
Datum	2016-05-01	Försöksmetod	odränerat
Borrhål	Peab1	Konsolideringsspanning	50(50)kPa
Beställare	Peab	Vattenkvot före	
Uppdragsnr.		Skrymdensitet	
Provtub	130 & 2670	Höjd	15,4 & 15,2mm
Djup:	3,3m	Diameter	50,0 mm
Utfört av	Peter Hedborg	Konsolideringstjnjning	4,31% & 4,64%



MARIEHOLMSFÖRBINDELSEN
FÖR UTFÖRANDE AV TRAFIKPLATS MARIEHOLM (ED2)
GÖTEBORGS KOMMUN, VÄSTRA GÖTALANDS LÄN

Titel	Datum	Rev datum
6.8.1.3 Bilaga: Sammanvägda härledda värden Geoteknik	2012-10-31	2013-12-19
Objektnummer	Handlingsnummer	
85423612	2G11H230	

Lättklinkerns friktionsvinkel ska antas till $\phi'_k = 35^\circ$ avseende bankens inre stabilitet och $\phi'_k = 32^\circ$ vid samverkan med lera i stabilitetsberäkning. Om lättklinker med högre friktionsvinkel används ska samma procentuella sänkning av friktionsvinkeln utföras vid samverkan med lera i stabilitetsberäkning.

Då de geotekniska förutsättningarna med avseende på hållfasthet bedöms skilja sig åt inom ED2 har området delats upp i två delområden. Gränsen mellan områdena lagts utmed Sävveån gamla strandlinje. Den strandnära zonen mot Sävveån benämns nedan som delområde B. Delområde A avser resterande del av ED2. Delområden redovisas i bilaga "Delområden ED2".

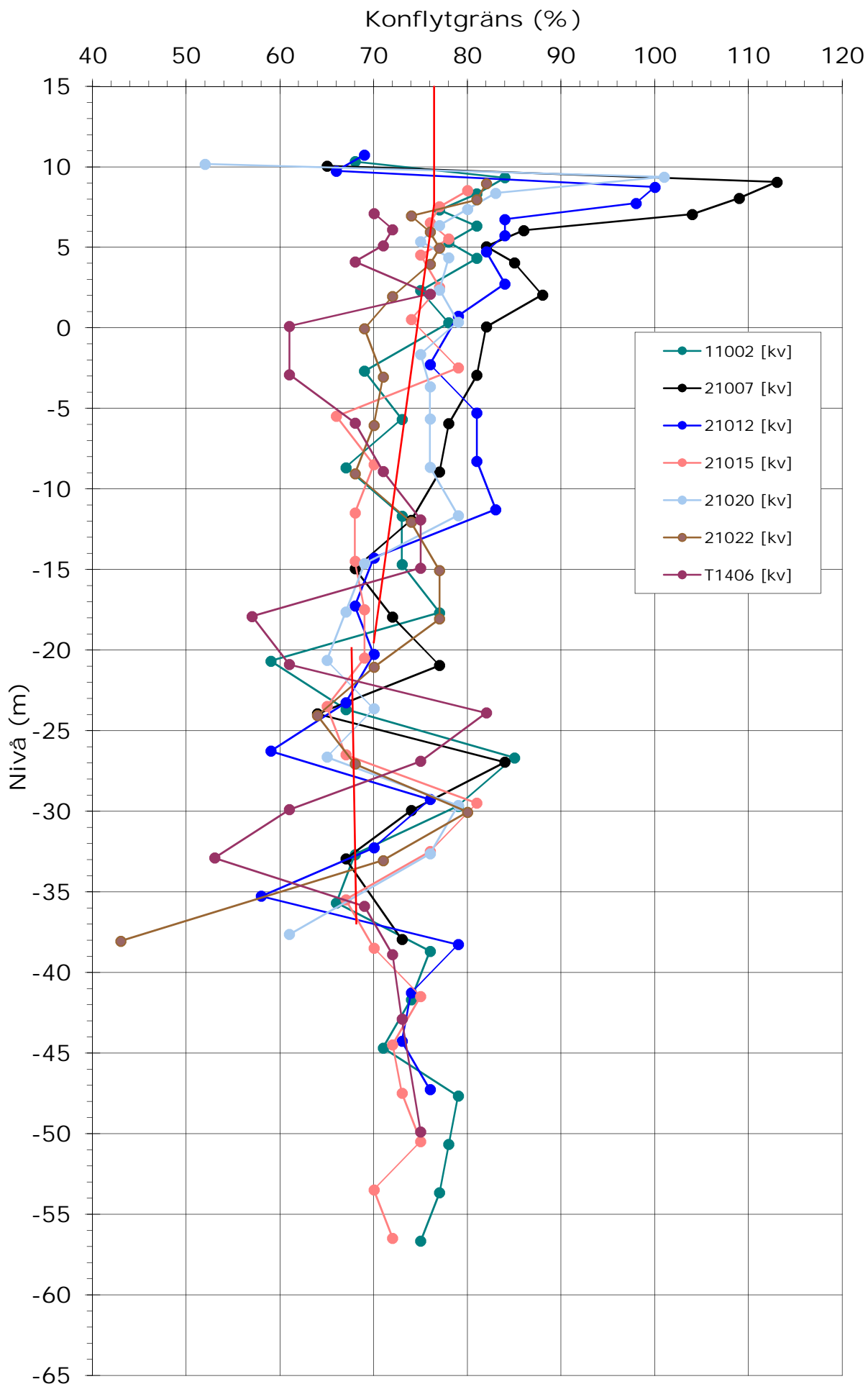
Tabell 1: Valda värden på lerans hållfasthetsegenskaper Delområde A

Nivå	Jord	Tunghet γ kN/m ³	Φ' (grad)	c_u (kPa) okorrigerad	c_u (kPa) korrigerad
Fyllning	Sand	18	33	-	-
Fyllning/Let	Lera	18	-	25	20
+10	Lera	15,3	-	16	13
+5	Lera	15,7	-	20	15
± 0	Lera	15,8	-	26	20
-10	Lera	16,0	-	39	30
-15	Lera	16,5	-	46	36
-20	Lera	16,5	-	53	42
-25	Lera	16,5	-	57	46
-30	Lera	16,0	-	60	50
-40	Lera	16,5	-	80	65
-60	Lera	17,0	-	120	95
-90	Lera	17,0	-	180	140

En nivå på +8 antas gälla för schaktbotten

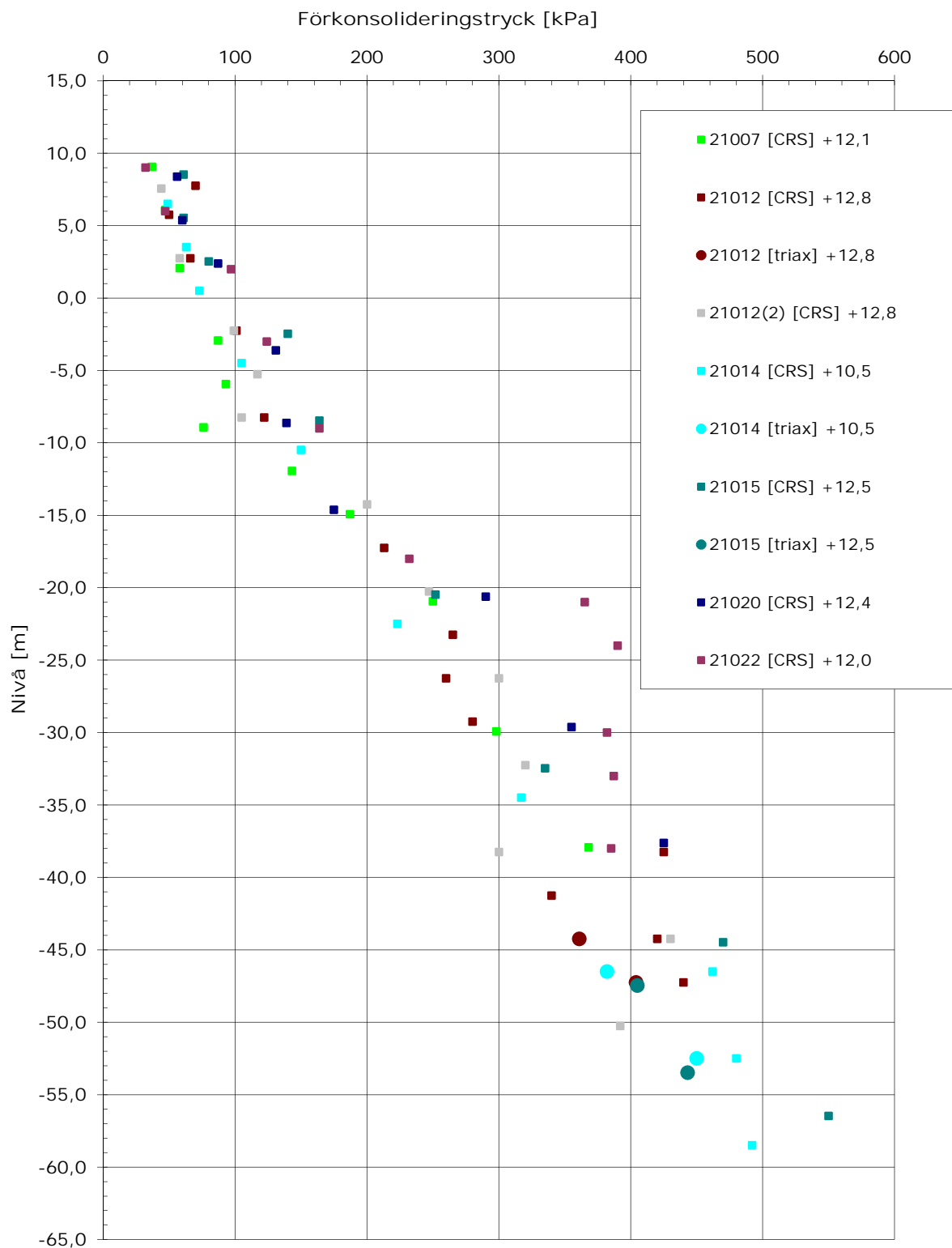


61450934083 Väg E6, E45, E20 Marieholmsförbindelsen
 Marieholm Delområde A



61450934083 Väg E6, E45, E20 Marieholmsförbindelsen
Marieholm område A

Sigma_v vs. Nivå



2012-09-24

V:\45\09\61450934083\2\G\Text\MUR\Underlag bilagor\Parametrar\CRS
Sammanställning_Marieholm_MUR_ED2.xls