

Examensarbete 30 hp
December 2008

Undersökning av sekantpåleväggar som temporära och permanenta stödkonstruktioner vid Norra Länken

Investigation of secant bored pile walls as
temporary and permanent support structures at
the Northern Link

Johan Stjärnborg

REFERAT

Undersökning av sekantpåleväggar som temporära och permanenta stödkonstruktioner vid Norra Länken

Johan Stjärnborg

Vid djupa schaktningsarbeten måste schaktgropens väggar stödjas upp med någon typ av stödkonstruktion. I Sverige används i de flesta fall stålspons som stödkonstruktion. Sekantpåleväggar är en typ av stödkonstruktion som är ovanlig i Sverige men utnyttjas mer frekvent utomlands. En sekantpålevägg utgörs av betongpålar som gjuts på plats och överlappande varandra för att på så vis skapa en tät och stabil stödkonstruktion. Metoden har många fördelar men kunskapen om den är begränsad. Eftersom metoden hittills endast har använts vid ett fåtal platser i Sverige finns det inte många projekt att jämföra med. Svenska beställare och entreprenörer väljer hellre mer beprövade metoder.

Sekantpåleväggar som stödkonstruktioner kan användas både temporärt under arbetets gång och permanent som en del av den färdiga konstruktionen. Svenska myndigheter tillåter idag endast temporära sekantpåleväggar. I många andra länder, som till exempel Tyskland, Storbritannien och Frankrike, tillåts och används däremot sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner.

Syftet med detta examensarbete är att öka förståelsen och kunskapen om både temporära och permanenta sekantpåleväggar hos svenska beställare och entreprenörer.

Rapporten är uppdelad i två delar. Del 1 ger dels en allmän beskrivning av sekantpåleväggar, dels en utvärdering av hur väl metoden fungerat vid ett delprojekt av Norra Länken i Stockholm. Delprojektet har benämningen NL 12 och är ett projekt där betongtunnlar i jord ska anläggas. Sekantpåleväggar används som temporär stödkonstruktion vid en sektion av NL 12 som har benämningen Grop G. Utredningen av hur metoden fungerat vid Grop G är ett resultat av kontinuerliga platsbesök, tolkning av kontrollmätningar samt intervjuer med berörda personer. Den allmänna beskrivningen av sekantpåleväggar baseras på en litteraturstudie. Del 2 av rapporten utreder möjligheten att använda sekantpåleväggar som permanenta stödkonstruktioner under svenska förhållanden. Utredningen baseras dels på intervjuer med svenska konsulter och ingenjörer som arbetar med stödkonstruktioner, dels på lösningar som används i andra länder där sekantpåleväggar tillåts som permanenta konstruktioner.

Resultaten i del 1 visar att sekantpåleväggen är en stabil konstruktion som kan installeras under besvärliga geotekniska förhållanden och spara utrymme. En del problem har dock uppstått i samband med omgivningspåverkan och läckage av betong under gjutningsarbetet. Utredningen i del 2 visar att sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner kan tillåtas om sekantpåleväggen bland annat utformas som den starkaste formen (hård/hård), är en typ av tvåskalskonstruktion och kan motstå frost.

Nyckelord: Norra Länken, sekantpålevägg, temporär stödkonstruktion, permanent stödkonstruktion, tvåskalskonstruktion, betongpålar

Institutionen för geovetenskaper, Luft-, vatten- och landskapslära, Uppsala Universitet, Villavägen 16, SE-752 36 Uppsala, Sverige

ABSTRACT

Investigation of secant bored pile walls as temporary and permanent support structures at the Northern Link

Johan Stjärnborg

At deep excavations the pit wall must be supported by some type of retaining wall. In Sweden steel sheet piling is used as retaining walls in most cases. Secant bored pile walls are a type of retaining wall which is unusual in Sweden but used more frequently abroad. A secant bored pile wall consists of bored concrete piles cast in place and overlapping each other in order to create a tight and stable supporting structure. The method has many advantages, but knowledge of it is still very limited in Sweden. Since the method so far has been used only at a few locations in Sweden, there are not many projects from which experiences can be drawn. Swedish clients and contractors rather choose more proven methods.

Secant bored pile walls as retaining walls can be used temporarily during the construction period and permanently as a part of the final design. Swedish authorities only allow temporary secant bored pile walls today. In many other countries, like Germany, The United Kingdom and France on the other hand, permanent secant bored pile walls are frequently used.

The purpose of this master thesis is to increase the understanding and knowledge of both temporary and permanent secant bored pile walls for Swedish clients and contractors.

The report is divided into two parts. Part 1 gives a general description of secant bored pile walls and evaluates how well the method worked at a sub-project of the Northern Link project in Stockholm. The sub-project has been termed NL 12 and is a project where sub-soil tunnels in reinforced concrete are constructed. The secant bored pile wall is used as a temporary support structure at a section of NL 12 termed Grop G. The investigation of how the method worked at Grop G is a result of continuous visits, interpretation of different measurements and interviews of persons concerned. The general description of secant bored pile walls is based on a literature review. Part 2 of this report examines the possibility of using secant bored pile walls as permanent structures under Swedish conditions. The study is based partly on interviews of Swedish consultants and engineers working with retaining structures, partly on the solutions used in other countries where the method is used as a permanent retaining wall.

The results in Part 1 show that the secant bored pile wall is a stable construction which can be installed in difficult geotechnical conditions and save space. Some problems have occurred with regard to the impact of the surrounding and leakage of concrete at the casting process. The investigation in Part 2 includes that secant bored pile walls as permanent structures can be permitted if the secant bored pile wall is designed in the strongest way (hard/hard), is a kind of two-shell design and can withstand frost.

Keywords: The Northern Link, secant bored pile wall, temporary supporting structure, permanent support structure, two-shell design, concrete piles

Department of Earth Sciences, Uppsala University, Villavägen 16, SE-752 36 Uppsala, Sweden

FÖRORD

Examensarbetet har utförts inom Civilingenjörsprogrammet i Miljö- och Vattenteknik vid Uppsala Universitet och omfattar 30 högskolepoäng.

Arbetet har utförts i samarbete med Vägverket region Stockholm, beställare för projektet Norra Länken samt Bilfinger Berger AG, utförande entreprenör vid Norra Länken, NL 12. Handledare har varit Bengt-Åke Nystrand vid institutionen för geovetenskaper, avdelningen för Luft-, vatten- och landskapslära. Ämnesgranskare har varit Kennet Axelsson vid Institutionen för geovetenskaper, avdelningen för byggnadsteknik. Undersökningen är utförd på initiativ av Fredrik Clifford, geotekniker vid Vägverket Konsult region Stockholm/Mälardalen.

Jag vill rikta ett stort tack till alla som varit inblandade i studien. Tack Kennet och Bengt-Åke för era synpunkter och flera viktiga frågeställningar att uppmärksamma under arbetets gång. Ett särskilt tack vill jag rikta till Fredrik Clifford som kommit med idén till studien samt bistått mig med svar på frågor och kommit med lämpliga problemställningar att ta upp. Jag vill även tacka Lina Norström och Tobias Kulick på Bilfinger Berger AG för deras tålamod och generösa bidrag med information om arbetet vid Grop G. Ett tack riktas även till Bertil Beck på Konfem AB för hans tekniska kunskap och bidrag med olika lösningsförslag till arbetet. Även till Lars Bjerin på Vägverket region Stockholm och Ebbe Rosell på Vägverkets huvudkontor i Borlänge vill jag rikta ett stort tack för att ni svarat på mina frågor och gett mig nödvändig information. Slutligen vill jag också tacka Morgan Axelsson på PEAB grundteknik i Stockholm för hans förklaringar av olika begrepp och tips på olika frågeställningar angående arbetet vid Grop G.

Uppsala i december 2008

Johan Stjärnborg

POPULÄRVETENSKAPLIG SAMMANFATTNING

Sekantpålar är en typ av platsgjutna pålar som installeras överlappande varandra för att skapa täta och stabila väggar i samband med djupa schakter. Först borrar ett hål i marken med hjälp av ett foderrör och maskiner med gripskopa eller jordborr. Därefter fylls hålet med betong och den första pålen har bildats. Nästa hål borrar på lite mindre än en påldiameters avstånd från det första hålet och fylls med betong även det. Det tredje hålet borrar mellan de två första så att det skär in i de två andra pålarna som en sekant. Hålet fylls med betong och första delen i en sekantpålevägg har skapats. De första två pålarna kallas primärpålar och den tredje för sekundärpåle. Pålarna kan armeras för att förstärka konstruktionen och reducera sprickbildning.

När sekantpåleväggen används som temporär stödkonstruktion behövs den inte när byggprojektet är avslutat. Mindre krav kan då ställas på dess täthet och beständighet. Det är då vanligt att endast sekundärpålarna armeras för att spara in tid och materialkostnader.

Metoden har hittills endast används vid ett fåtal tillfällen i Sverige och svenska beställare och entreprenörer vet inte mycket om den. En vanlig metod att använda som stödkonstruktion i Sverige är istället stålspont. Utomlands används däremot sekantpålemetoden i större utsträckning. Fördelarna med sekantpåleväggar kan vara flera. Man kan spara utrymme vid till exempel tunnelbyggen eftersom tunnelväggarna kan formas direkt mot sekantpåleväggen. Omgivningspåverkan kan reduceras i och med att foderrörborrningen kan ske med roterande och oscillerande verkan. Stålspont måste i många fall vibreras och slås ned i marken vilket kan skapa sättningar i omgivande mark. Sekantpåleväggar är dessutom mycket styva konstruktioner vilket dels minskar behovet av stag, dels innebär mindre omgivningspåverkan.

Sekantpåleväggar kan även användas som permanenta stödkonstruktioner. Det innebär att väggarna ingår i den färdiga konstruktionen när projektet är avslutat. Metoden gör att ytterligare utrymme kan besparas eftersom det inte behöver konstrueras nya väggar innanför stödkonstruktionen. Här utgör sekantpåleväggen den färdiga väggen. Det kan vara en stor fördel på platser där utrymmet är begränsat, som till exempel tätortsbebyggelse. Sekantpåleväggar som permanenta stödkonstruktioner är ännu inte tillåtet i Sverige.

Norra Länken är ett stort vägnätsprojekt i Stockholm där flera jordtunnlar i betong konstrueras. Sekantpåleväggar har använts och är under produktion som temporära stödkonstruktioner vid några delprojekt av Norra Länken. De geotekniska förhållandena vid delprojekten omfattar bland annat åsmaterial med morän och blockig mark. Det är jordförhållanden som uppstått i samband med istiden och inte finns i sydligare länder som till exempel Tyskland, Frankrike och Storbritannien.

Inför framtida delprojekt vid Norra Länken vill nu entreprenörer och beställare undersöka möjligheten att använda sekantpåleväggar som permanenta stödkonstruktioner. De besvärliga geotekniska förhållandena har ställt annorlunda krav på konstruktionen jämfört med vad som ställts tidigare. Konstruktionen måste till exempel utformas mycket tätare eftersom grundvattennivån överlag är relativt hög i Sverige. Jordmaterialet i en ås är löst lagrat med mycket varierande kornstorlekar och marken innehåller mycket block vilket skiljer sig från sydligare europeiska länders relativt homogena jordar. Olika

lösningssförslag har nu tagits fram av både svenska teknikkonsulter och utländska entreprenörer. Beställare och utförandeentreprenörer måste nu bestämma vilken typ av lösning som passar bäst vid den aktuella platsen. Dessutom måste det ske en revidering av svenska byggnadsnormer för att tillåta sekantpåleväggarna som permanenta konstruktioner.

Detta examensarbete redovisar en undersökning av hur sekantpåleväggarna som temporära stödkonstruktioner fungerat vid en sektion av delprojektet NL 12 vid Norra Länken. Sektionen har benämningen Grop G. Undersökningen omfattar bland annat rörelseanalys av sekantpåleväggen och omgivningen, installationsproblematik och jämförelse med andra metoder. Arbetet ger också en grundläggande beskrivning av hur metoden fungerar i allmänhet. Vidare utreds även möjligheten att använda sekantpåleväggarna som permanenta stödkonstruktioner. Arbetet redovisar bland annat några av de möjliga lösningar som tagits fram i samband med framtida projekt inom Norra Länken. Även problematiken med svenska geotekniska förhållanden tas upp.

Resultaten från undersökningen kring temporära sekantpåleväggarna vid Grop G visar att sekantpåleväggen är en mycket styv konstruktion, endast marginella rörelser i sida och djup har registrerats. Omgivningspåverkan har varit skonsam bortsett från den intilliggande järnvägen som på flera mätpunkter överstigit de ställda kraven på rörelse. Vid installationen av sekantpåleväggarna har en del betong runnit ut i omgivande jord. I övrigt har installationen fungerat bra utan att större problem inträffat.

Utredningen kring möjligheten att använda sekantpåleväggarna som permanenta konstruktioner i Sverige visar att det går att använda dem permanent, dock med vissa tillägg och ändringar av svenska normer. Sekantpåleväggen måste vara utformad som den starkaste formen hård/hård, vara en typ av tvåskalskonstruktion samt kunna motstå frost.

UNDERSÖKNING AV SEKANTPÅLEVÄGGAR SOM TEMPORÄRA OCH PERMANENTA STÖDKONSTRUKTIONER VID NORRA LÄNKEN

Detta examensarbete är uppdelat i två delar, Del 1 och Del 2. Anledningen till uppdelningen är att arbetet utreder två olika fall som en sekantpålevägg kan tillämpas för. Sekantpåleväggar kan användas temporärt under byggnadsfasen och permanent som en del av den färdiga konstruktionen. Nedan följer en kort beskrivning av vad de två delarna handlar om:

DEL 1

Sekantpåleväggar som temporär stödkonstruktion vid Grop G, Norra Länken NL 12

Del 1 behandlar en undersökning av hur sekantpåleväggar har fungerat som temporär stödkonstruktion vid Grop G, en sektion av delprojektet NL 12 i Norra Länken, Stockholm. Del 1 ger också en grundläggande förklaring till hur dimensionering av stödkonstruktioner i Sverige utförs samt en generell beskrivning av metoden med sekantpåleväggar.

DEL 2

Sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner

Del 2 behandlar en utredning av problem och olika lösningsförslag kring möjligheten att tillåta sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner i Sverige. Sekantpåleväggar har hittills endast används som temporära stödkonstruktioner i Sverige varför mer forskning och kunskap kring permanenta sekantpåleväggar är efterfrågat av svenska beställare och entreprenörer.

DEL 1

1 INLEDNING	1
1.1 PROJEKTETS BAKGRUND	1
1.1.1 Norra Länkens utformning och sträckning	1
1.1.2 Norra Länken del 12	1
1.1.3 Grop G	2
1.2 SYFTE	2
1.3 GENOMFÖRANDE	3
2 GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR	4
2.1 GEOLOGI	4
2.2 GEOHYDROLOGI	5
2.3 BEFINTLIGA BYGGNADER OCH ANLÄGGNINGAR	5
3 KRAV ENLIGT FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG	6
3.1 GRUNDVATTENAVSÄNKNING	6
3.2 VIBRATIONER	6
3.2.1 Svängningshastigheter	6
3.2.2 Sättningar	6
4 DIMENSIONERING AV STÖDKONSTRUKTIONER GENERELLT	8
4.1 BROTTGRÄNSTILLSTÅND	8
4.2 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND	12
5 UTFÖRANDE AV SEKANTPÅLEVÄGGAR	13
5.1 BAKGRUND	13
5.2 UTFORMNING	13
5.3 KONSTRUKTIONSMETODER	14
5.3.1 Borrhålsstabilitet	14
5.3.2 Borrning och utgrävning	15
5.3.3 Gjutning	15
5.3.4 Förankring	16
5.4 JÄMFÖRELSE MED ANDRA METODER	18
5.4.1 "Contiguous bored pile wall" och "Widely spaced bored pile wall"	18
5.4.2 Slitsmurar	18
5.4.3 Stålspons	19
6 SEKANTPÅLEVÄGGAR VID GROP G, NORRA LÄNKEN NL 12	21
6.1 AVGÖRANDE FAKTORER VID VALET AV STÖDKONSTRUKTION	21
6.2 UTFÖRANDE OCH UTFORMNING	21
6.2.1 Cut-and-cover	21
6.2.2 Temporära sekantpåleväggar	22
6.2.3 Dimensioner	22
6.3 PROBLEM VID INSTALLATIONEN AV SEKANTPÅLEVÄGGEN	24
6.3.1 Foderrörsborrning	24
6.3.2 Gjutning	24
6.3.3 Stag	24
7 RESULTAT FRÅN UNDERSÖKNINGEN VID GROP G	25
7.1 INSTALLATION	25
7.1.1 Pålstatistik	25
7.1.2 Stagstatistik	25
7.2 RÖRELSER	25
7.2.1 Rörelser i sekantpåleväggen	25
7.2.2 Rörelser i omgivningen	26
7.3 TÄTHET	28

8 DISKUSSION	29
8.1 VALET AV METOD	29
8.2 INSTALLATION	29
8.3 RÖRELSER.....	30
8.3.1 Sekantpåleväggens rörelser	30
8.3.2 Järnvägens rörelser	31
8.4 TÄTHET.....	31
8.5 EKONOMISK JÄMFÖRELSE	32
9 SLUTSATSER	33
 DEL 2	
10 INLEDNING	35
10.1 BAKGRUND	35
10.2 SYFTE	35
10.3 GENOMFÖRANDE.....	35
11 GEOTEKNIK FÖR PERMANENTA SEKANTPÅLEVÄGGAR	36
11.1 Dimensionering i svenska jordar	36
11.2 Borrhålsstabilitet.....	36
12 KONSTRUKTIONSFÖRUTSÄTTNINGAR	37
12.1 ALLMÄNNA KRAV	37
12.2 PROBLEMSTÄLLNINGAR	37
12.2.1 Kritiska parametrar	37
12.2.2 Konstruktion och beständighet	37
12.2.3 Problem vid fogar och skarvar.....	38
13 MÖJLIGA LÖSNINGAR.....	39
13.1 BETONG OCH ARMERING	39
13.2 TÄTHET.....	39
13.3 KONSTRUKTIONSTYPER.....	39
13.3.1 Tvåskalskonstruktion.....	39
13.3.2 Tunnlar konstruerade i jord	39
13.3.3 Tunnlar konstruerade i berg.....	42
13.3.4 Tunnlar konstruerade i både jord och berg	43
14 DISKUSSION	44
14.1 VAL AV KONSTRUKTIONSTYP	44
14.1.1 Inre skalvägg	44
14.1.2 Tunnel konstruerad i jord	44
14.1.3 Tunnel konstruerad i berg.....	45
14.2 TÄTHET.....	45
14.3 VÄGENS UTFORMNING	45
15 SLUTSATSER	46
REFERENSER	47
LITTERATUR OCH INTERNET.....	47
PERSONLIG KOMMUNIKATION	49
APPENDIX	50
TABELLER.....	50
FIGURER	53

Del 1

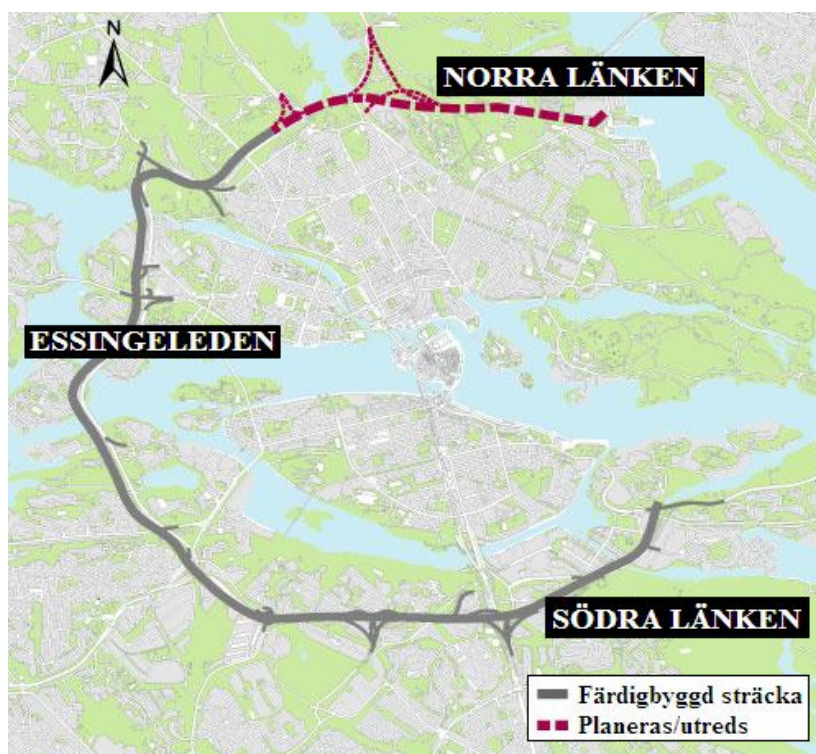
Sekantpåleväggar som temporär
stödkonstruktion vid Grop G,
Norra Länken NL 12

1 INLEDNING

1.1 PROJEKTETS BAKGRUND

1.1.1 Norra Länkens utformning och sträckning

Norra länken (kallas i fortsättningen NL) är ett stort vägnätsprojekt i Stockholm som byggs i syfte att avlasta trafiken i innerstaden, öka framkomligheten till Värtahamnen och Frihamnen samt att skapa möjligheter för utbyggnad av nya bostäder och arbetsplatser i nordöstra Stockholm. NL blir tillsammans med Södra länken och Essingeleden en del av kringfartsleden runt Stockholm och ansluter bland annat till E20 och Uppsala-vägen (se Fig.1.1). Totalt blir NL ungefär 5 km lång varav den del som nu är under påbyggnad blir cirka 4 km lång och sträcker sig från Norrtull till Värtan. Den del som redan är byggd och i bruk (1996) sträcker sig mellan Karlberg och Norrtull. Större delen av NL kommer att gå under jord och totalt byggs cirka 11 km vägtunnlar. Omfattningen och budgeten av projektet gör att det blir ett av Sveriges hittills största vägprojekt. Projektet beräknas kosta cirka 11,6 miljarder kronor. Det startade 2006 och förväntas vara klart i slutet av år 2015 (Vägverket, 2008a).



Figur 1.1. Illustration över kringfartsleden runt Stockholms innerstad. Den streckade vägen är den planerade Norra Länken (Vägverket, 2008b).

1.1.2 Norra Länken del 12

Norra Länken är uppdelad i sex större delprojekt: Norrtull, Bellevueparken, Roslagstull, Frescati, Värtan samt ett delprojekt Installationer som ingår i de andra och inte är geografiskt begränsat (Vägverket, 2008a). NL 12 är ett delprojekt i Norrtull, (se Fig.1.2), där jordtunnlar i betong ska anläggas. Projektet omfattar även tillverkning av två nya järnvägsbroar (Vägverket, 2006a) och har den största kontraktssumman av alla delprojekt inom Norra Länken.



Figur 1.2. Karta över delprojekt vid Norra Länken. Utförandeentreprenörer och kontraktssummor visas även för respektive delprojekt. NL 12 har den största kontraktssumman av alla delprojekt inom Norra Länken (Kulick, personlig kommunikation 2008).

1.1.3 Grop G

På grund av den tunga väg- och tågtrafiken i Norrtullområdet har man varit tvungen att utföra delprojektet NL 12 i flera mindre delmoment. Det delmoment som kommer att behandlas i detta arbete har benämningen Grop G och sträcker sig från den västra gränsen av NL 21 (se Fig. 1.2) och cirka 200 m västerut. I Grop G ska anläggas två betongtunnlar avsedda för tre körfält i varje tunnel (Vägverket, 2006a). Projektet startade hösten 2007 och beräknas vara klart till våren 2009. Då schaktarbetet i gropen var i sin djupaste fas varierade djupet från omkring 13 m till 17 m under befintlig marknivå. Gropen är cirka 420 m i omkrets. Foton på Grop G samt en planritning finns i Appendix, Figurerna A.1 och A.2. Under byggskedet måste gropens väggar förses med en stödkonstruktion. I Grop G har man använt sekantpåleväggar som temporär stödkonstruktion. En sekantpålevägg består av platsgjutna betongpålar som installeras överlappande varandra för att skapa en tät och stabil stödvägg. En temporär stödkonstruktion används endast under byggnadsfasen och behövs inte längre då bygget är klart. Sekantpåleväggar har hittills endast använts vid ett fåtal tillfällen i Sverige. Svenska beställare och entreprenörer väljer idag mer traditionella och beprövade metoder framför sekantpålemetoden.

1.2 SYFTE

Del 1 syftar till att öka förståelsen och kunskapsnivån hos svenska beställare och entreprenörer samt utreda hur metoden fungerat vid Grop G under de förutsättningar som råder för platsen. Utomlands används sekantpåleväggar främst i tätbebyggda områden där liten omgivningspåverkan och små rörelser av stödkonstruktionen är ett krav. I Sverige byggs alltmer i tätorter med höga krav på liten omgivningspåverkan varför tillgången till fler alternativa metoder än de vi använder idag är nödvändigt. Utredningen i Del 1 fokuserar på frågor som omgivningspåverkan, installationsproblematik och rörelser av sekantpåleväggen.

1.3 GENOMFÖRANDE

Fallstudien av sekantpåleväggar som temporära stödkonstruktioner vid Grop G har utförts genom att intervjua flera berörda personer hos både beställare och utförande entreprenör. Information och data från diverse kontrollmätningar har erhållits från utförande entreprenör. Bearbetning och tolkning av resultaten har skett i samarbete med såväl beställare som utförande entreprenör för att skapa en opartisk tolkning av hur väl metoden fungerat. Besiktning av arbetsplatsen har gjorts kontinuerligt under arbetets gång. Ekonomiska aspekter har inte utretts i detalj eftersom både beställare och utförande entreprenör har vissa restriktioner vad gäller överlåtelse av ekonomiska handlingar.

En allmän beskrivning av sekantpåleväggar har tagits fram efter litteraturstudier om metoden.

bland annat bilar, avfall, jord, block och sten ägt rum (Vägverket, 1996). Fyllnadsmassornas mäktighet varierar mellan 2 m och 5 m under markytan (Vägverket, 2006b).

Bergnivån i området varierar kraftigt. I Grop G lutar berget enligt *RH 00*⁴ från cirka -8 m på den västra sidan till omkring -30 m på den östra sidan. Arbetet med att bestämma bergnivån har försvårats på grund av att många block påträffats ovanligt djupt ner i åsen (Vägverket, 2006c). Berggrunden består av gnejs och granit. Granit är den dominerande bergarten (cirka 70 %) (Vägverket, 2006d). Berget klassas som bergtyp 1 enligt ATB Väg 2004 Kapitel A11.3 (Vägverket, 2006c).

Vid fastställande av krav och rekommendationer för grundläggning har materialparametrar och partialkoefficienter för jord och berg enligt Appendix, Tabellerna A.1 och A.2 använts (Vägverket, 2006c).

2.2 GEOHYDROLOGI

Vägverket har utfört flera hydrogeologiska undersökningar i området innan projektets start. Medelnivån för grundvattenytan ligger omkring -0,3 m vilket är relativt djupt under markytan (cirka +10 m) och motsvarar ungefär Brunnsvikens medelvattennivå (Vägverket, 2006b). Kopplingen mellan Brunnsvikens vattennivå och omgivande grundvattennivåer är dock inte helt klarlagd. Åsmaterialet har en hög vattenförande förmåga, transmissiviteten är cirka 0,2 m²/s (Vägverket, 2004).

2.3 BEFINTLIGA BYGGNADER OCH ANLÄGGNINGAR

Norr om Grop G och alldeles intill arbetsplatsen löper en järnväg och på andra sidan järnvägen ligger Stallmästargården. Öster om Grop G ligger Wenner-Grens Center. Uppsalavägen ligger strax väster om arbetsplatsen och övergår i söder till Sveavägen. Väster om Grop G och på andra sidan Uppsalavägen ligger de båda Tullhusen. En karta över byggnader i området med markerat område för Grop G redovisas i Figur 2.2.



Figur 2.2. Karta över byggnader i området kring Grop G (Vägverket, 2008b).

⁴ Rikets höjdsystem baserat på den första precisionsavvägningen i Sverige (1886-1905) med nollpunkt på Riddarholmen i Stockholm (Lantmäteriet, 2008).

3 KRAV ENLIGT FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG

3.1 GRUNDVATTENAVSÄNKNING

Grundvattenavsänkning tillåts i begränsad omfattning inom 30 m från schakter och inte alls bortom denna gräns. Enligt mätningar med ett antal grundvattenrör utplacerade i grusåsen har en lägsta naturlig grundvattennivå på -0,6 m uppmätts. Denna nivå kallas larmnivå och får inte underskridas vare sig permanent eller under arbetets gång (Vägverket, 2006c).

3.2 VIBRATIONER

3.2.1 Svängningshastigheter

Restriktioner avseende vibrationskänsliga byggnader och anläggningar har tagits fram enligt Svensk Standard SS 02 52 11 "Vibration och stöt- Riktvärden och mätmetod för vibrationer i byggandet orsakade av pålning, schaktning och packning". Närliggande byggnader och anläggningar har därför blivit inventerade med avseende på grundläggning, byggnadsmaterial, utrustning och verksamhet. Appendix Tabell A.3 visar värden som tagits fram för maximal tillåten svängningshastighet för byggnader som bedömts ligga i riskområdet kring Grop G i samband med pålning, spontning och packning (Vägverket, 2006e). I Grop G utförs ingen sprängning varför dessa restriktioner inte heller redovisas i tabellen i detta arbete. Mindre detaljsprängningar av block har dock utförts men bedömdes inte utgöra någon risk.

Ledningar i riskområdet har påverkats av svängningar orsakade av pålning, spontning och schakt och många ledningar har därför blivit omplacerade. Restriktioner avseende svängningshastigheter för olika typer av ledningar finns redovisade i Appendix Tabell A.4.

Väg- och järnvägsbroar finns också i området men här är det främst järnvägsbroarna som kan påverkas av arbetet vid Grop G. Vägbron över E4 – Norrtull är grundlagd med betongplintar på berg och påverkas marginellt. Järnvägstrafiken över bron vid infarten till Norrtull läggs om på en temporär bro och järnvägsbron norr om Wenner-Grens Center bedömdes inte påverkas av arbetet vid Grop G (Vägverket, 2006e).

3.2.2 Sättningar

Maximalt tillåtna totalsättningar av byggnader i området är 10 mm. Sättningskontroller ska utföras på tidigare nämnda byggnader med totalstation.

Järnvägen är den mest utsatta anläggningen i området och Banverket har ställt särskilda krav som gäller för den. Tabell 3.1 visar de larmgränser som gäller för järnvägen:

Tabell 3.1. Larmgränser för järnvägen vid Grop G, Norra Länken NL 12.

Tåghastighet [km/h]	Rälsförhöjningens avvikelse mot nollmätningen +/- [mm]	Skevning +/- [mm]	Horisontell avvikelse mot nollmätning +/- [mm]	Vertikal avvikelse mot nollmätning +/- [mm]
40-70	8	20	15	20

Larmgränserna får inte överskridas så länge järnvägen trafikeras och ska enligt Banverket kontrolleras med totalstation två gånger dagligen. De olika mätningarna redovisas enligt följande:

- Rälsförhöjningens avvikelse från nollmätningen i varje sektion.
- Rälsförhöjningens ändring på 6 m.
- Vertikal avvikelse från nollmätning i varje mätpunkt.
- Horisontell avvikelse från nollmätning vinkelrätt spår i varje mätpunkt.

(Vägverket, 2006f).

4 DIMENSIONERING AV STÖDKONSTRUKTIONER GENERELLT

De krafter som verkar mot en stödkonstruktion är en kombination av yttre och inre krafter. Krafterna uppstår exempelvis på grund av jordtryck, förankringskrafter samt eventuellt vattentryck och olyckslaster. Det här kapitlet ger en förklaring på de olika tryck- och lastkrafter som beräknas vid dimensionering av stödkonstruktioner.

För dimensionering av stödkonstruktioner i Sverige hänvisas ofta Sponthandboken, (Ryner m fl, 1996), som standard. Sponthandboken utnyttjar liksom Boverkets konstruktionsregler i övrigt, partialkoefficienter för bland annat materialegenskaper och karakteristiska laster vid dimensionering av stödkonstruktioner. Vid dimensioneringen beräknas både brottsgränstillstånd och bruksgränstillstånd.

4.1 BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Vid brottsgränstillstånd beräknas dimensionering för två huvudtyper av brott:

1. Brott i jord

Några typer av brott i jord som kan vara aktuella att beräkna är överskridande av totalstabilitet, rotationsstabilitet, vertikalstabilitet och stabilitet i schaktbotten. I schaktbotten kan följande tre typer av instabilitet uppstå: bottenuppträckning, hydraulisk uppträckning och hydrauliskt grundbrott.

2. Brott i konstruktionsdelar

Här beräknas risken för brottyper i själva stödkonstruktionen. Det kan vara brott i stödväggen, brott i stag eller brott i stämp.

Beräkning av brottsgränstillstånd ska visa att dimensionerande bärförmåga R_d är minst lika stor som dimensionerande lasteffekt S_d , ekvation (4.1)

$$R_d \geq S_d \quad (4.1)$$

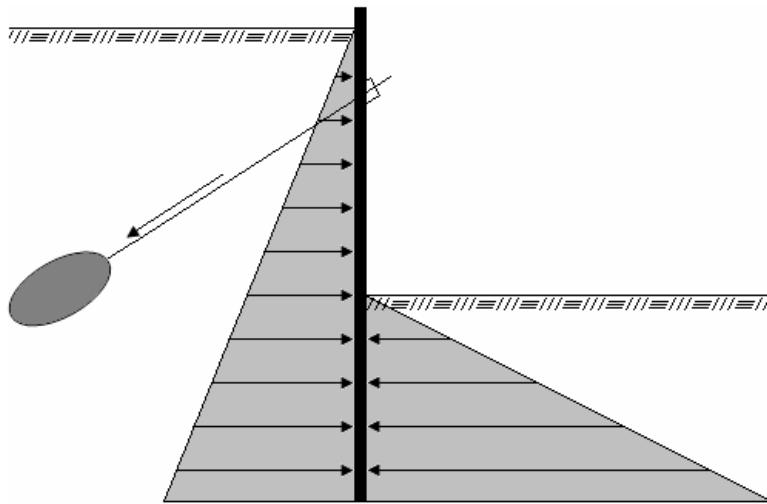
Nedan följer några exempel på hur olika brottyper kan uppstå och hur de behandlas.

Rotationsstabilitet

Stödkonstruktionen måste dimensioneras för att stå emot jordtryck. Om jordtrycket skulle bli för stort på en sida kan konstruktionen börja rotera kring en förankringsnivå. För att undvika rotation måste det mothållande momentet från det *passiva jordtrycket*⁵ vara större än det pådrivande momentet från det *aktiva jordtrycket*⁶ (se Fig.4.1).

⁵ Uppstår då en stödkonstruktion rör sig så mycket *mot* jordmassan att den kommer i passivt brottillstånd. Jordmassans tyngd motverkar brottet, det vill säga den största huvudspänningen, $\sigma'_x = \sigma'_1$, är riktad horisontellt och den minsta huvudspänningen, $\sigma'_z = \sigma'_3$, är riktad vertikalt.

⁶ Uppstår då en stödkonstruktion rör sig så mycket *från* jordmassan att den kommer i aktivt brottillstånd. Jordmassans tyngd medverkar aktivt till brottet, det vill säga den största huvudspänningen, $\sigma'_z = \sigma'_1$ är riktad vertikalt och den minsta huvudspänningen, $\sigma'_x = \sigma'_3$, är riktad horisontellt. (Axelsson, 2005)



AKTIVT JORDTRYCK PASSIVT JORDTRYCK

Figur 4.1. Rotationsstabilitet beräknas med aktivt och passivt jordtryck.

Jordtrycken beräknas med utgångspunkt från *Rankinskt jordtryck*⁷ och dimensionerande värden på jordtryck och lasteffekter. Det aktiva jordtrycket beräknas enligt ekvationerna (4.2) och (4.3).

$$\text{Friktionsjord :} \quad \sigma_a = \gamma_{Sda} (\sigma_v - u_{da}) \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2} \right) + u_{da} \quad (4.2)$$

$$\text{Kohesionsjord :} \quad \sigma_a = \gamma_{Sda} (\sigma_v - 2 \cdot \tau_{fud}) \quad (4.3)$$

Här betecknar σ_a det aktiva jordtrycket, σ_v det vertikala jordtrycket, u_{da} det dränerade portrycket, φ_d den dränerade friktionsvinkeln och τ_{fud} den dränerade skjuvhållfastheten. Partialkoefficienten γ_{Sda} tar hänsyn till osäkerheter med yttre omständigheter och faktorer som kan påverka det aktiva jordtrycket, till exempel pålning eller tjäle, vilket inte beaktas i Rankinskt jordtryck.

Det passiva jordtrycket beräknas enligt ekvation 4.4 och 4.5.

$$\text{Friktionsjord :} \quad \sigma_p = \gamma_{Sdp} (\sigma_v - u_{dp}) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) + u_{dp} \quad (4.4)$$

$$\text{Kohesionsjord :} \quad \sigma_{pnetto} = \gamma_{Sd,Ncb} \cdot N_{cb} \cdot \tau_{fud} - (\gamma \cdot H + q_d) \quad (4.5)$$

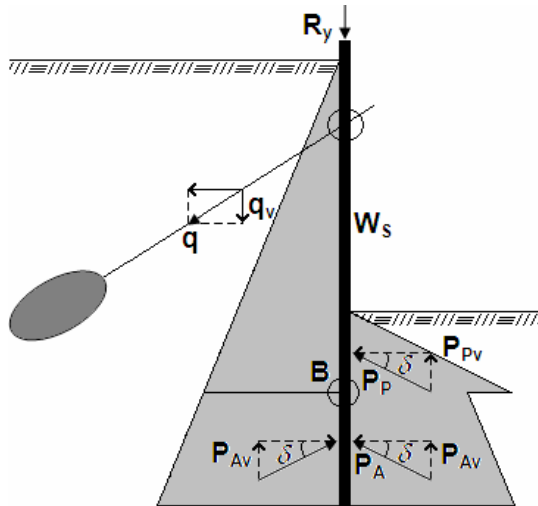
Här betecknar σ_p det passiva jordtrycket i friktionsjord och γ_{Sdp} är en partialkoefficient som tar hänsyn till yttre omständigheter som kan påverka det passiva jordtrycket. I lerjordar beräknas ett passivt nettojordtryck, σ_{pnetto} , som är framtaget på empirisk väg för att bättre utnyttja jordens hållfasthet än enligt Rankine. Partialkoefficienten $\gamma_{Sd,Ncb}$ bestäms beroende på specifika platsegenskaper på motsvarande sätt som vid aktivt jordtryck. Stabilitetsfaktorn N_{cb} beror på schaktens geometri. Uttrycket $(\gamma \cdot H + q_d)$

⁷ Den klassiska jordtrycksteorin för aktivt och passivt jordtryck utvecklad av Rankine år 1857.

motsvarar vertikaltrycket på aktivsidan där H betecknar stödkonstruktionens nedslagningsdjup, γ jordens tunghet och q_d eventuell yttre last på jordmassan.

Vertikalstabilitet

Yttre laster på sponten, egenvikt och vertikalkomponenten från påhängslasten av jord och stag ger en vertikal belastning på stödkonstruktionen. För att förhindra att sättningar uppstår i stödkonstruktionen måste de olika lastfallen beräknas (se Fig.4.2).



Figur 4.2. Ingående krafter vid vertikalstabilitetsberäkningar.

Vertikalstabiliteten är tillräcklig om följande villkor är uppfyllt:

$$P_{pv} \cdot b_u + 2P_{Av} > q_v + W_s + R_y \quad (4.6)$$

Här betecknar b_u stödkonstruktionens bredd per längdenhet, q_v staglastens vertikala komponent, W_s konstruktionens vikt och R_y yttre vertikallast. Komponenterna P_{pv} och P_{Av} betecknar de mothållande vertikalkomponenterna av det passiva och aktiva jordtrycket. Punkten B i figuren bestäms som den nivå där stödkonstruktionen befinner sig i momentjämvikt, det vill säga där inverkan av det passiva jordtrycket är lika stort som inverkan av det aktiva jordtrycket. Om stödkonstruktionen är utformad med hammarband bestäms B som den punkt under det nedersta hammarbandet där momentjämvikt inträffar. Jordtrycket på bägge sidor under punkten B antas vara lika med det aktiva jordtrycket.

Stabilitet i schaktbotten

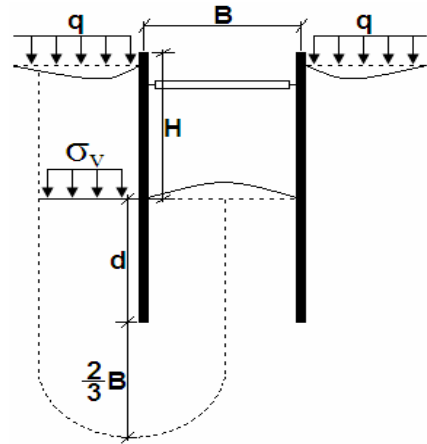
Instabiliteter i schaktbotten kan uppstå i tre olika fall:

1. Bottenuppträckning

Bottenuppträckning uppstår om vertikalspänningen vid schaktbottens nivå strax ovanför spanten blir större än jordens bärighet. Jorden trycks upp i schakten (se Fig.4.3). För att bottenuppträckning inte ska inträffa måste följande villkor vara uppfyllt:

$$N_{cb} \cdot \tau_{fud} \cdot \gamma_{Sd,Ncb} > \rho \cdot g \cdot H + q_d \quad (4.7)$$

Här betecknar N_{cb} och $\gamma_{Sd,Ncb}$ samma faktorer som användes vid ekvation (4.5), τ_{fud} den odränerade skjuvhållfastheten räknat som ett medelvärde från schaktbotten till djupet $d + \frac{2}{3} B$ i figuren.

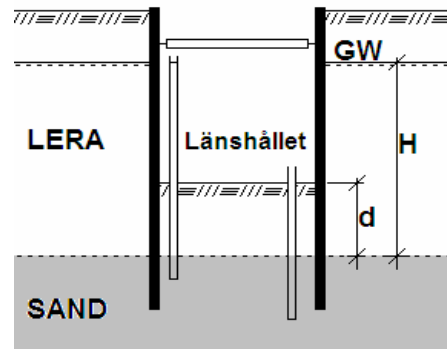


Figur 4.3. Bottenuppträckning.

2. Hydraulisk uppträckning av botten

Hydraulisk uppträckning av botten kan uppstå om jorden under schaktbotten är tät och överlagrar ett löst jordlager, (se Fig.4.4). Jorden i schaktbotten kan tryckas upp om vattentrycket underifrån överstiger det täta lagrets tyngd. Risken för hydraulisk uppträckning av botten beräknas med uttrycket:

$$\frac{\rho_m \cdot g \cdot d}{\gamma_{Rd}} > \rho_w \cdot g \cdot H \quad (4.8)$$



Figur 4.4. Hydraulisk uppträckning.

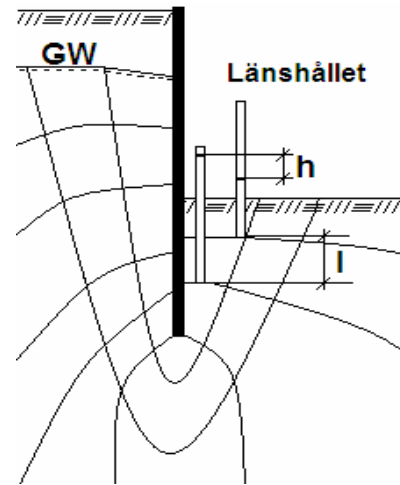
Här betecknar ρ_m den vattenmättade jordens densitet, ρ_w vattnets densitet och d respektive H avstånden enligt figuren. Den dimensionerande partialkoefficienten γ_{Rd} sätts till 1,1.

3. Hydrauliskt grundbrott

Hydrauliskt grundbrott kan ske om den uppåtriktade strömningsgradienten blir för hög då schaktens botten består av friktionsmaterial och länshålls. Den mothållande kraften, jordmaterialets tyngd i vatten, överskrids och botten kan bli uppluckrad eller flytande. Tryckgradienten, i , definieras som kvoten av skillnaden i stignivå, h , och avståndet mellan två ekvipotentiallinjer, l , (se Fig.4.5).

Tryckgradienten, i , måste i alla punkter vara mindre än ett kritiskt värde på i för att undvika hydrauliskt grundbrott, (se ekv.4.9).

$$i < i_{krit} = \frac{(\rho_m - \rho_w)}{(\rho_w \cdot \gamma_{Rd})} \quad (4.9)$$



Figur 4.5. Hydrauliskt grundbrott.

Här betecknar ρ_m och ρ_w samma faktorer som användes i ekvation (4.8). Den dimensionerande partialkoefficienten γ_{Rd} sätts till 1,5 för grovkorniga jordar respektive 2,5 för siltiga jordar.

Totalstabilitet

Vid beräkning av totalstabiliteten kontrolleras att inga glidytor uppstår. Jordens skjuvhållfasthet får inte understiga stödkonstruktionens pådrivande moment av egentyngd och eventuella yttre laster runt ett tänkt rotationscentrum.

4.2 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Dimensionering av stödkonstruktioner i bruksgränstillstånd innebär beräkning av acceptabla sättningar och horisontella rörelser bakom spanten samt tåligheten av de laster som kan uppkomma i bruksstadiet. I de fall då inga krav ställts på sättningar eller rörelser i omgivningen kan bruksgränstillståndet bestämmas av stödkonstruktionens maximala utböjning. Bruksgränstillstånd är särskilt viktigt att beräkna vid bebyggelse i tätort där omgivningspåverkan kan få svåra konsekvenser. Några orsaker till rörelser kring en stödkonstruktion är slagning av spant, schaktning, pålning och stagspänning.

5 UTFÖRANDE AV SEKANTPÅLEVÄGGAR

5.1 BAKGRUND

Sekantpålar gjuts på plats och installeras så att varje påle skär in i en annan (se Fig.5.1). På så vis skapas en tät och stabil vägg. Sekantpåleväggar används främst i västeuropeiska länder för att skapa permanenta eller temporära stödväggar i samband med djupa schaktningsarbeten. Då pålarna används som permanenta stödkonstruktioner integreras de i den färdiga konstruktionen. De fungerar sedan som bärande väggar eller som grundfundament och för ner överbyggnadens last till djupare och styvare jordlager eller till berggrunden (Bilfinger Berger AG, 2008). Beträffande permanenta konstruktioner, se vidare Del 2 i denna rapport. Temporära konstruktioner används endast under byggskedet vilket innebär de inte behöver dimensioneras för det permanenta skedet. Temporära sekantpåleväggar som inte rivs efter byggskedet tar dock laster från omgivande jord och kan minska påfrestningen på den färdiga konstruktionen.

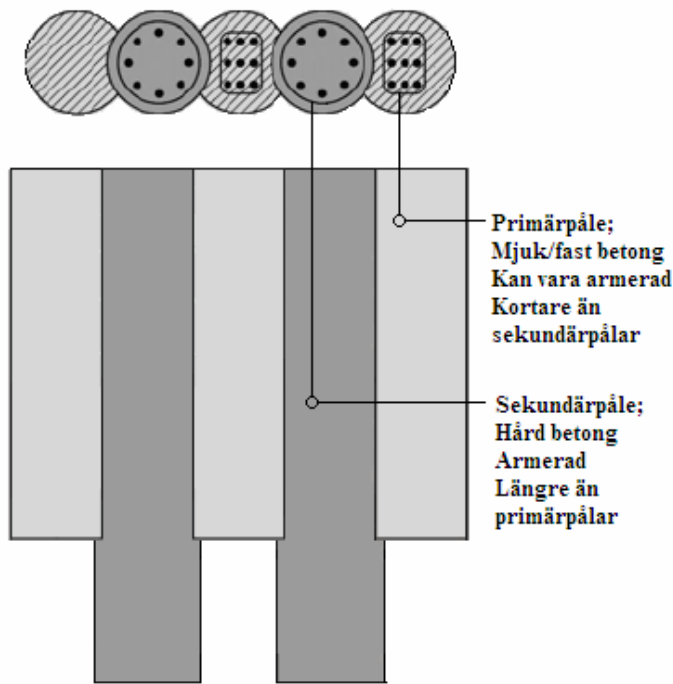
Metoden med sekantpåleväggar har används sedan slutet av 60-talet och var då begränsad till relativt lättforcerade jord- och bergsförhållanden. Utveckling av maskiner och material har lett till att metoden numera tillämpas med förhållandevis god precision även vid svåra markförhållanden (Åhnberg, 2004).

5.2 UTFORMNING

Utformningen och installationen av sekantpåleväggar utförs på olika sätt beroende på faktorer som bland annat:

- Geotekniska och geohydrologiska förhållanden
- Schaktdjup
- Restriktioner och krav
- Typ av överbyggnad/färdig konstruktion

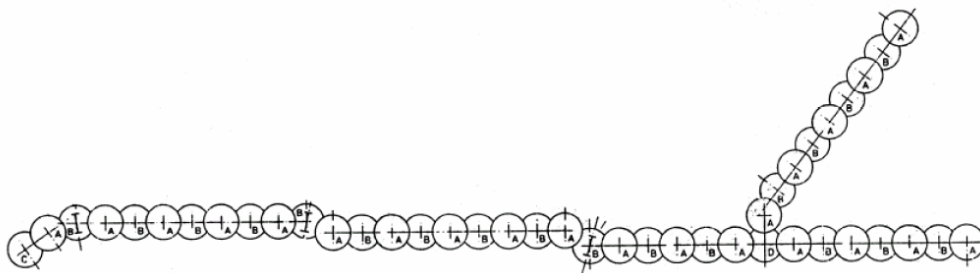
Sekantpålar kan gjas med eller utan armering. Vid temporära konstruktioner kan varannan påle armeras och vid permanenta konstruktioner armeras vanligtvis samtliga pålar. Kvaliteten på betongen kan också variera beroende på ändamålet. Vid temporära konstruktioner kan kravet på betongkvalité vara lägre än vid permanenta och man gjuter varannan påle som hård/mjuk eller hård/fast. Permanenta konstruktioner kräver oftast den starkaste formen hård/hård. Primärpålarna installeras först och som varannan påle varpå sekundärpålarna placeras mellan primärpålarna så att de delvis skär in i dem som en sekant. Även här beror inskärningsavståndet på syftet med konstruktionen och kan göras olika stort. En tumregel är att överlappningen ska vara cirka 10-20 % av påldiametern. För mjuka primärpålar är vanligen överlappningen omkring 30 % av dess diameter (Åhnberg, 2004). Sekundärpålarna borrar vanligtvis till djupare jordlager än primärpålarna (se Fig.5.1).



Figur 5.1. Sekantpålevägg sedd från ovan och i profil.

Diametern på pålarna kan variera beroende på markförhållandena och ändamål. Från början användes endast en påldiameter på 1,2 m men utveckling av maskiner och metoder har lett till att pålar med mellan 0,3 och drygt 2 m i diameter kan installeras. För sekantpåleväggar är vanligtvis diametern lika stor för varje påle i väggen (Åhnberg, 2004).

En stor fördel med att använda metoden med sekantpåleväggar är dess anpassningsförmåga vad gäller geometri. Pålarna behöver inte installeras som rätta linjer och kan därför placeras med stor valbarhet (se Fig.5.2).



Figur 5.2. Exempel på hur pålarna kan placeras (sett uppifrån), (Åhnberg, 2004).

5.3 KONSTRUKTIONSMETODER

5.3.1 Borrhålsstabilitet

För att pålarna ska hamna i rätt position används så kallade styrväggar (bild 1 i Fig.5.4). Styrväggarna består av en betongplatta gjuten på marken med hål avsedda för varje påle. Betongplattans djup ligger vanligtvis mellan 0,5 och 0,8 m medan hålens dimensioner är beroende av pålarnas storlek. I de fall då pålarna utförs med olika storlek kan styrväggarna kompletteras med en flyttbar ställning.

5.3.2 Borrning och utgrävning

För att kunna gjuta sekantpålarna i marken används foderrör som gjutform. Foderrören drivs ned med slag, roterande eller oscillerande verkan (bild 2 i Fig.5.4). För att tränga igenom olika hinder i undergrunden förses foderrörsfoten med en sågtandad ring (se Fig.5.3).



Figur 5.3. Foten på ett foderrör.

Allteftersom foderröret drivs ned i marken kontrolleras riktningen manuellt med vattenpass. Inledningsvis borrar foderröret till ett djup av 3-5 m under markytan varpå jorden i foderröret schaktas bort med hjälp av jordborr eller gripskopa ner till ungefär en halv meter över foderrörets botten (bild 3 Fig.5.4), (Vägverket, 2005). Då block påträffas kan en fallvikt användas för att forcera neddrivningen. Fallvikten släpps så högt upp som möjligt ovanför foderrörets bas och kan då krossa blocket bit för bit. Blockdelarna tas sedan upp med en gripskopa.

För att minimera jordrörelser under borrningen och förhindra att foderrörets bas hamnar snett är det viktigt att vattennivån i foderröret hålls konstant högre än omgivande hydrostatiskt tryck. Speciellt viktigt är det i genomsläppligt material som sand och grus. Kontinuerlig tillförsel av vatten under installationen kan då vara nödvändig (Vägverket, 2005).

5.3.3 Gjutning

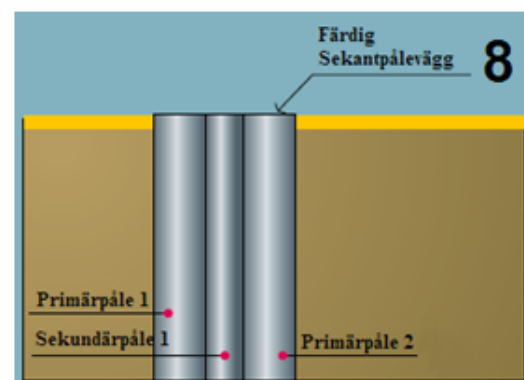
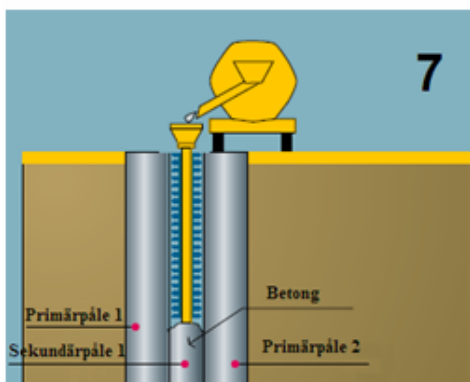
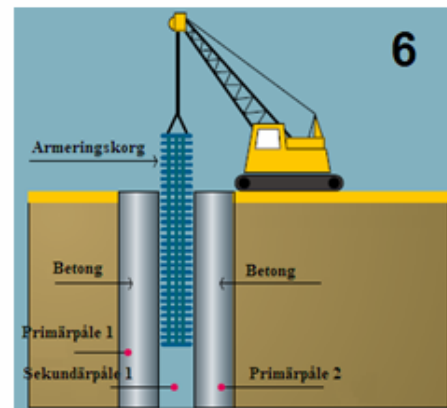
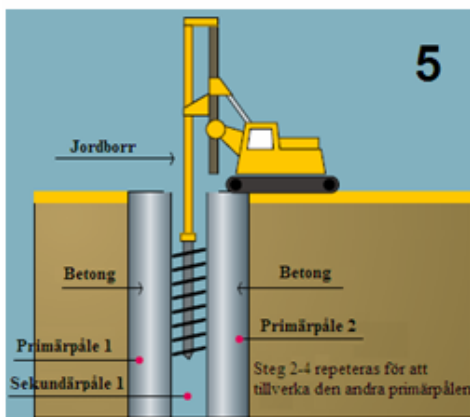
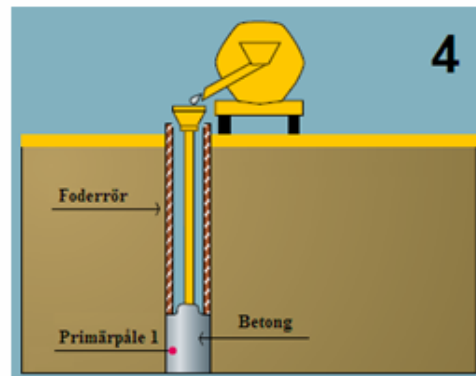
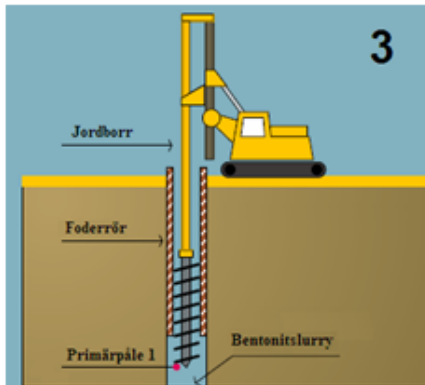
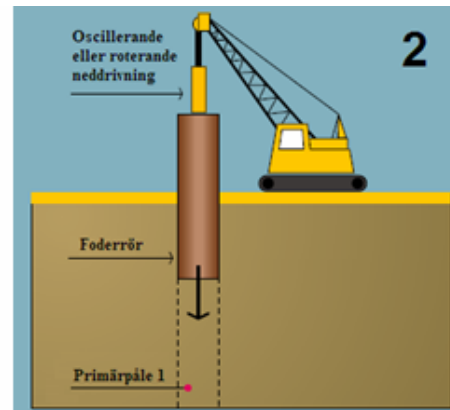
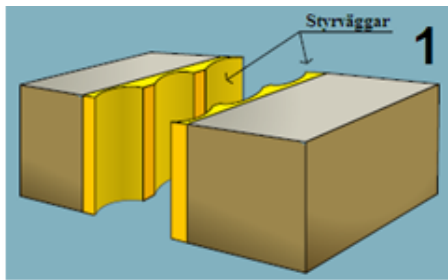
Då borrhålet är färdigt tillsätts ofta stödvätska, vanligtvis bentonitslurry. Stödvätskan stabiliserar botten och schaktväggarna och förhindrar att betong rinner ut i omgivande mark. Som tidigare beskrivits gjuts primärpålarna först. Betongen tillsätts med hjälp av gjutrör som leds ner i borrhålet (bild 4 Fig.5.4). Hål för sekundärpålar borrar sedan mellan och en bit in i primärpålarna (bild 5 Fig.5.4). Det är viktigt att tiden mellan gjutning och borrning hålls inom ett visst tidsintervall. Skulle det gå för kort tid mellan gjutningarna riskerar man att skada primärpålarna som då är för mjuka. Går det för lång tid hinner primärpålarna bli mycket hårda vilket gör det svårt att borra för sekundärpålarna (Åhnberg, 2004). En lämplig tidsram brukar vara cirka 1 dygn. Ibland fyller man hålet för primärpålarna tillfälligt med grus, vilket är lätt att schakta bort, om det finns risk att förberedelserna för sekundärpålarna tar lång tid.

Innan sekundärpålarna gjuts monteras armering i borrhålet (bild 6 Fig.5.4). Armeringen kan beställas som färdiga korgar eller tillverkas på plats. Gjutningen utförs sedan på samma sätt som tidigare (bild 7 Fig.5.4).

5.3.4 Förankring

När sekantpåleväggen är färdig kan schaktningsarbetet påbörjas. För att förhindra att väggen rasar, då det mothållande jordtrycket innanför tas bort, förankras den med stag eller stöds upp av stämp. Generellt är stag att föredra eftersom stämp försvårar åtkomsten i gropan. I situationer där tät bebyggelse i omgivningen förekommer kan stag orsaka sättningar vilket gör att stämp kan bli nödvändigt. Stagen kan vara av olika typ och förankras på olika sätt. Då bergnivån ligger inom räckhåll förankras stagen i berg annars sker förankringen med *frikionsstag*⁸ i jord.

⁸ Frikionsstag utnyttjar den friktion som uppstår då en cementblandning injekteras genom staget och skapar en cementkropp vid stagets fot.



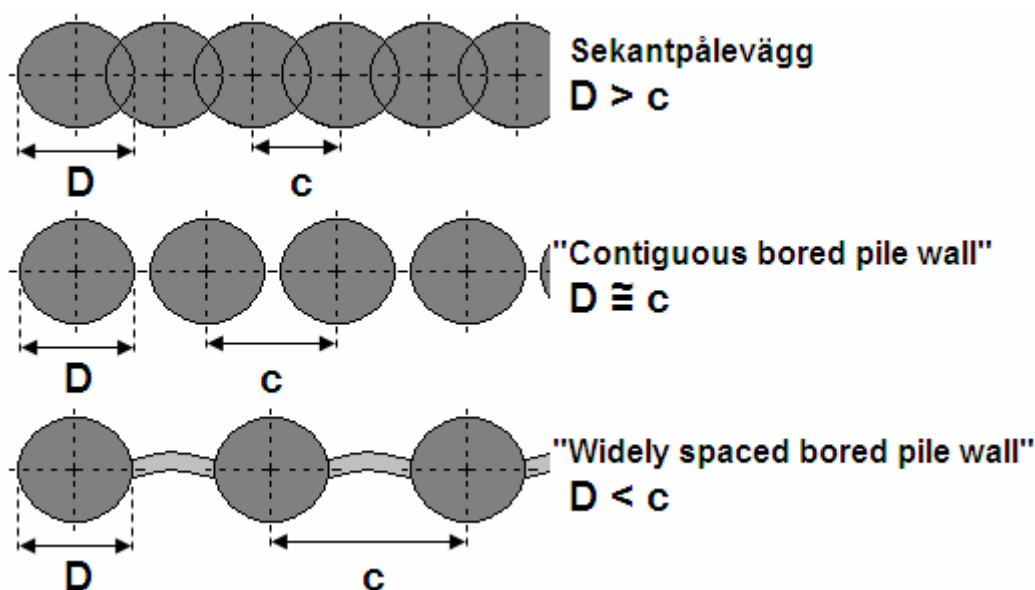
Figur 5.4. Bildserie som beskriver installationsförloppet av en sekantpållevägg (modifierad bild från LTA, 2008).

5.4 JÄMFÖRELSE MED ANDRA METODER

Valet av stödkonstruktion vid schaktarbeten påverkas av flera faktorer. Inte bara de geotekniska förutsättningarna spelar in utan också faktorer som utrymme, krav på omgivningspåverkan och framkomlighet. Det finns ingen metod som fungerar bra under alla förhållanden utan en teknisk och ekonomisk utredning måste göras inför varje nytt objekt. Två vanliga metoder som liksom sekantpål väggar är platsgjutna stödkonstruktioner är "contiguous piles" och slitsmurar. I Sverige används främst stålspont som stödkonstruktion.

5.4.1 "Contiguous bored pile wall" och "Widely spaced bored pile wall"

"Contiguous bored pile walls" och "Widely spaced bored pile walls" tillverkas på samma sätt som sekantpål väggar. Skillnaden är att pålarna inte skär in i varandra utan ställs tätt intill varandra, se Fig.5.5. I en "Contiguous bored pile wall" placeras pålarna vanligen med avstånd omkring 1,1 till 1,2 gånger påldiametern. En "Widely spaced bored pile wall" har ett större avstånd mellan pålarna. I båda metoderna blir utrymmet mellan pålarna blottat och måste tätas med ett cementlager eller injekteringsmedel. En "Widely spaced bored pile wall" kan även förstärkas med en tunn vägg av betong. Metoderna används framförallt i kohesionsjordar som inte kan tränga igenom mellanrummet mellan pålarna. Metoderna är dock inte ett alternativ till sekantpål i friktionsjordar eller i djupa schakter där kravet på täthet och bärförmåga är stort (Åhnberg, 2004).

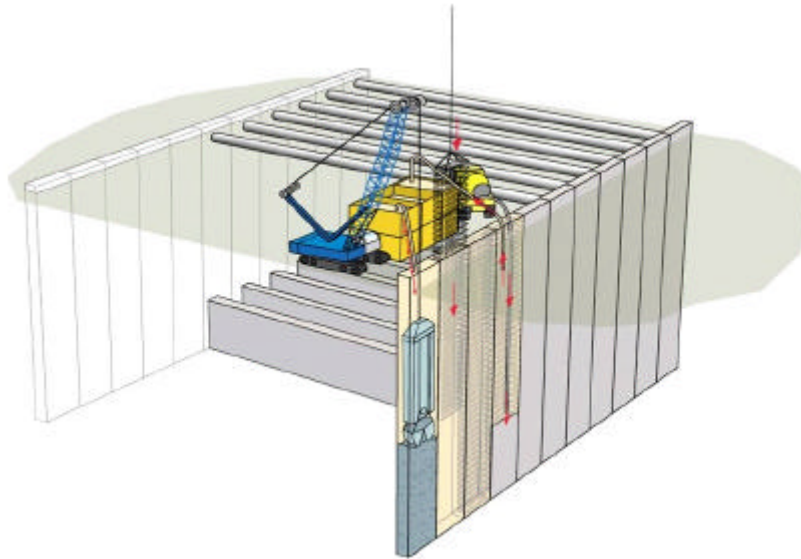


Figur 5.5. Olika typer av borrarade betongpål väggar.

5.4.2 Slitsmurar

En metod som liknar sekantpål väggar är slitsmurar. Det är också en hittills relativt ovanlig metod i Sverige. Den stora skillnaden mellan metoderna är att sekantpål är rundade medan slitsmurar installeras som plana väggelement, se Fig.5.6. I metoderna gjuts varje del överlappande den andra för att skapa täta och stabila väggar. Vid installationen av slitsmurar används en stabiliserande vätska som till exempel bentonit-slurry för att stabilisera formen för slitselementen. I friktionsjord med hög genomsläpplighetsförmåga kan det då uppstå problem med att hålla formväggarna intakta eftersom stödvätskan rinner ut i omgivningen. Sekantpål använder foderrör och kan på

så vis även gjutas i mark med grövre kornstorlekar. Sekantpålar kan också lättare installeras i blockrik mark med hjälp av fallvikter. Slitsmurarnas formgrop gör det svårt att på liknande sätt forcera blocken. Andra fördelar med sekantpålar, jämfört med slitsmurar, är den stora flexibiliteten i geometri och att efterarbetet med väggfasaden blir mindre eftersom sekantpålarnas foderrör ger en relativt god finish på ytan (Alén m fl, 2006). Under mer gynnsamma förhållanden som friktionsjord med något mindre kornstorlekar eller i kohesionsjord kan slitsmurar vara mer tillämpbara. Slitsmurar är tätare konstruktioner än sekantpålar. Slitsmurar används också vid djupare schakter eftersom neddrivningen av foderrören kan bli för svår vid installationen av sekantpålarna. Vid schakter med djup större än 40 m används nästan uteslutande slitsmursmetoden (utomlands), (Åhnberg, 2004). Sekantpålarnas tvärsnittsutförande gör dessutom att armeringen inte kan utnyttjas lika effektivt som hos slitsmurar.



Figur 5.6. Installation av slitsmurar (Alén m fl, 2006).

En mer detaljerad redogörelse av slitsmurar som stödkonstruktion återfinns i Alén m fl, 2006.

5.4.3 Stålspont

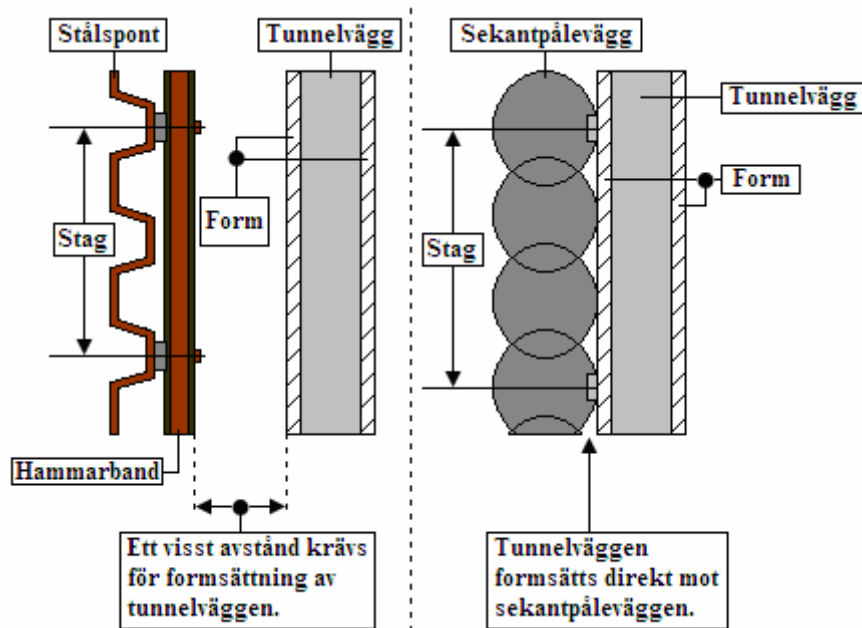
Stålspont är det vanligaste alternativet som stödkonstruktion i Sverige. Metoden är väl beprövad och det finns lång erfarenhet och tradition av den. Stålspont används nästan uteslutande som temporär stödkonstruktion.

Jämfört med sekantpåleväggar som är en mycket styv konstruktion är stålspont en betydligt mer slank konstruktion vilket gör den tåligare mot deformationer. Vid djupare schakter och projekt med höga restriktioner på omgivningspåverkan medför detta dock ofta stora spontdimensioner och många stagnivåer. Installation av stag kan vara både kostsamt och besvärligt. Speciellt då stagen inte kan förankras i berg utan måste förankras i jord med friktionsstag. Varje stag orsakar dessutom rörelser i omgivande mark och med provdragningar, kontrollprogram och tätningsinjektioner kan det bli en mycket utdragen process. De styva sekantpåleväggarna behöver inte stagas upp på lika många nivåer vilket kan bli fördelaktigt både ekonomiskt och tidsmässigt.

Neddrivningen av foderrören för sekantpålarna sker med roterande och oscillerande verkan och alstrar mycket lite vibrationer jämfört med en slagen stålspont. Vibrationer kan orsaka sättningar framförallt i friktionsjord då kornen packas jorden trycks ihop.

Stålspont kan vara svårt att installera i blockig mark eftersom spontskivorna själva måste forcera blocken. Vid installationen av sekantpåleväggar kan blocken forceras med hjälp av fallvikter och foderrörsborrning.

Sekantpåleväggar är en fördel vid trånga arbetsplatser eftersom de inre tunnelväggarna kan formsättas direkt mot sekantpåleväggen. Traditionell stålspont fordrar mer utrymme eftersom dess utformning med hammarband och stag gör att tunnelväggarna måste formsättas på ett visst avstånd från sponten. Stagen i en sekantpålevägg är monterade en bit in i väggen och dessutom krävs inget hammarband (Rosell, personlig kommunikation 2008), se Fig.5.7.



Figur 5.7. Illustration av utrymmesbesparingen för sekantpåleväggar jämfört med stålspont, vy från ovan.

Konsekvenserna av spontning i en kohesionsjord är betydligt mindre än i en friktionsjord. Här kan stålspont vara ett konkurrenskraftigt alternativ eftersom det är en snabbare metod än sekantpålemetoden.

6 SEKANTPÅLEVÄGGAR VID GROPP G, NORRA LÄNKEN NL 12

6.1 AVGÖRANDE FAKTORER VID VALET AV STÖDKONSTRUKTION

Att man valt att använda sekantpålar som stödkonstruktion vid Grop G i Norra Länken beror på flera faktorer. Några faktorer som framförallt motiverat beslutet är följande:

- **Geotekniska förutsättningar**
Marken är blockrik och packas hårt av vibrationer vilket gör att spontbarheten blir begränsad. Materialet fordrar en stödkonstruktion som kan forcera block och som skapar lite vibrationer. Jorden är löst lagrad och en viss del av schakten kommer att hamna under grundvattennivån vilket ställer krav på en tät stödkonstruktion.
- **Utrymmesbehov**
Arbetsutrymmet vid Grop G är begränsat. En stödkonstruktion som kan spara mycket plats är en fördel.
- **Omgivningspåverkan**
Grop G ligger precis intill en järnväg vilket ställer höga krav på hur mycket vibrationer och rörelser som orsakas av stödkonstruktionen. En stabil stödkonstruktion med få stag skulle vara att föredra.
- **Schaktdjup**
Schaktdjupet ligger omkring 15 m under befintlig markyta vilket innebär en stödkonstruktion som måste klara av stora jordtryck och har en stor momentkapacitet.

I anbudsfasen stod valet mellan sekantpålar, slitsmurar och stålspons. Vid arbetsplatsen NL 21 som ansluter till Grop G: s östra gräns är de geotekniska förutsättningarna ungefär desamma. Där provade man att använda både slitsmurar och stålspons. Försöken att installera slitsmurar fungerade dåligt på grund av stödvätskan rann ut i omgivningen. Det gick inte att hålla slitsen stabil och försöken avbröts. Vid försöken att slå ner stålspons var det åsmaterialets förmåga att packas hårt vid vibrationer och dess höga blockförekomst som var det stora problemet. Alternativet var att välja en mindre spontdimension vilket dock skulle innebära fler stagnivåer och högre risk att slå sönder spontskivorna vid neddrivningen. Försök gjordes istället med sekantpåleväggar. Metoden fungerade avsevärt bättre än sina föregångare och metoden tillämpades därför även vid Grop G (Bjerin, personlig kommunikation 2008).

6.2 UTFÖRANDE OCH UTFORMNING

6.2.1 Cut-and-cover

Metoden som används för att genomföra tunnelbygget kallas "Cut and cover". Förenklat går det ut på att jordmassorna först schaktas bort varpå man gjuter färdigt tunneln och sedan täcker över den igen. Först installeras en stödkonstruktion som således består av sekantpåleväggar. Schaktningsarbetet kan påbörjas när sekantpåleväggarna är på plats. Allteftersom schakten pågår installeras stag i väggarna för att stabilisera stödkonstruktionen. När projekterat djup uppnåtts förbereds arbetet för att gjuta en tåtkaka. Tåtkakan ingår i den temporära konstruktionen. Schaktbotten i Grop G ligger några meter under

grundvattennivån och man har valt att gjuta tåtkakan under vatten. Anledningen är jordmateriallets höga genomsläpplighetsförmåga, att länspumpa gropen skulle bli mycket svårt och i högre grad påverka grundvattennivån i omgivningen. För att förhindra bottenuppträckning förankras tåtkakan med bergsförankrade stag. När tåtkakan är gjuten pumpas vattnet bort och arbetet med den permanenta tunneln kan sätta igång. Först återfylls gropen med grus och sand en bit upp och sedan formsätts den permanenta tunnelns bottenplatta. Tunnelväggarna gjuts precis intill sekantpåleväggen och armeras fast både i tunnelns bottenplatta och i den kommande takplattan. Avslutningsvis återfylls resterande schakt ovanpå tunneltaket (Kulick, personlig kommunikation 2008).

6.2.2 Temporära sekantpåleväggar

Eftersom sekantpåleväggen används som temporär konstruktion har inga stora krav ställts på täthet eller betongkvalitet. Sekantpåleväggen behöver till exempel inte utformas för att stå emot frost och salt. Inga krav på sprickvidder har ställts i bruksgränstillstånd. Sprickviddskraven ställs endast för brottsgränstillstånd och finns i SSEN-1536, BRO 2004 och Tunnel 2004.

Primärpålarna har installerats oarmerade och med lägre betonghållfasthet vilket underlättar för borrhningen av sekundärpålarna. Ett exempel på specifikationsdata angående betong och armering för en sekundär sekantpåle i Grop G finns i Appendix Tabell A.5. Sekundärpålarna har installerats till djupare jordlager än primärpålarna för att uppnå erforderlig stabilitet. Den del av sekantpåleväggen som går längs järnvägen har två stagnivåer medan den motsatta sidan har en stagnivå. Inget stag i sekantpåleväggen vid Grop G har förankrats i berg (Norström, personlig kommunikation 2008).

6.2.3 Dimensioner

Sekantpålarna är 1,5 m i diameter och har ett c/c-avstånd på 1,3 m, det vill säga pålarna skär in 20 cm i varandra. Pålarnas längd varierar beroende på marknivån och om det är en sekundär eller primärpåle. Den del av sekantpåleväggen som går längst järnvägen har längre pålar än på motsatta sidan. De längsta pålarna är drygt 21 m långa medan de kortaste är runt 12,5 m. Avståndet mellan underkant sekundärpåle till underkant primärpåle varierar från ett minsta avstånd av 0,3 m till omkring 4,3 m.

Tåtkakan är 1 m tjock och utjämningslagret ovanpå och upp till underkanten av den permanenta tunnelns bottenplatta är 0,3 m tjockt.

Tunnelns tak och bottenplatta blir 1,2 m och väggarna 0,8 m tjocka. Innerväggarna blir 0,5 m tjocka.

På grund av de besvärliga geotekniska förutsättningarna valde man att använda två olika typer av stag för att se vilket som fungerade bäst. Som standard användes självborrande maistag och då problem uppstod vid provdragingar eller om man bedömt att det andra systemet skulle fungera bättre har man istället använt linstag. Linstagen var försedda med en typ av geotextil-säck, så kallad ”strumpa”, som blåses upp av injektionsmedlet. Skälet var att förhindra bruket att tränga ut i omgivande jord och därmed skapa en bättre friktion än vad som kunde uppnås med maistagen. Stagen är förankrade med cirka 25° lutning och är provdragna för 100 ton. Tåtkakan är förankrad i berg med maistag provdragna för 90 ton (Kulick, personlig kommunikation 2008).

SEKTION G6.3 (km ~1/400)

SKALA 1:100

Järnväg

Befintlig marknivå +13,0

Ny marknivå +9,20

Fyllning

Pålvägg HE-B260 med utfackning av trä, d=12cm

ca. 3.35

+7,20

+6,20

+6,00

25°

1. Ankarlager

Borrat pålvägg, a=1,30m

Nivå och lutning på ankare: se lista

2. Ankarlager

+0,55

Betongplatta under vatten -2,43

Schaktbotten

-3,72

-4,72

-6,00

-8,90

4,18

10,00

20,00

19,00

10,00

Förankring, a=1,95m

Förankring, a=1,30m

Underkant omerad Påle

Ø1,50

Löst lagrat ås

Fast lagrat ås

Berg

Minsta inträngningslängd för de armerade pålarna vid förekomst av åsmaterial inom denna längd är 4,00m för sektion G6.3.

Om berg påträffas inom inträngningslängden måste minsta förankringslängd i berg vara åtminstone 0,30m i kompakt berg.

23

6.3 PROBLEM VID INSTALLATIONEN AV SEKANTPÅLEVÄGGEN

6.3.1 Foderrörsborrning

Då block eller berg påträffats har en fallvikt på 15 ton används från en höjd upp till 15 m för att krossa hindret. Fallvikten skapar vibrationer i marken vilket leder till att materialet packas. Det blev dels svårare att fortsätta neddrivningen efteråt, dels uppstod en del sättningar i omgivningen.

I den södra delen av gropen fanns en del rester av sprängsten i gamla återfyllningar. För att kunna borra ner foderrören i det området var man tvungen att förshakta i sekantpåleväggens sträckning. Schakten återfylldes sedan med grus för att underlätta neddrivningen av foderrören.

6.3.2 Gjutning

Ett problem som uppstått är att för mycket betong runnit ut vid gjutningen av sekantpålarna. Foderröret ska förhindra att betongen rinner ut på sidorna men vid de pålar som inte installerats till berg är foten fortfarande öppen. Eftersom materialet till största delen är löst packat har betongen på många ställen trängt ner i undergrunden.

6.3.3 Stag

Vid installationen har en del stag inte klarat av provdragningen eftersom de släppt vid förankringen i jorden. Då stagen inte klarar provdragningen måste de ersättas av nya stag. Stag orsakar rörelser i omgivningen och ju färre stag som måste användas desto bättre.

7 RESULTAT FRÅN UNDERSÖKNINGEN VID GROP G

7.1 INSTALLATION

7.1.1 Pålstatistik

Totalt har 298 sekantpålar installerats vid Grop G. Påträffandet av block vid installationen var mindre än förväntat. Pålarna som installerades på järnvägssidan var de som stötte på flest block (omkring 30 pålar). Medeltiden för neddrivningen av ett foderrör utan hinder ligger omkring 4 timmar. När block eller berg påträffats har neddrivningen av foderrören tagit upp till 28 timmar som mest (Kulick, personlig kommunikation 2008).

Medelvärdet för den förväntade mängden betong per påle beräknades till drygt 30 m³/påle. Det verkliga medelvärdet uppgick till mer än 40 m³/påle. Det innebär ett betongöverskott på ungefär 33 % (Kulick, personlig kommunikation 2008).

7.1.2 Stagstatistik

Endast två stag på bägge stagnivåerna längs hela Grop G: s norra långsida har bytts ut från maistag till linstag. På samma sida har 18 av 270 maistag inte klarat provdragningen och därför installerats pånytt (Kulick, personlig kommunikation 2008).

7.2 RÖRELSER

7.2.1 Rörelser i sekantpåleväggen

I sekantpåleväggen har totalt fyra *inklinometrar*⁹ installerats. Placeringen av inklinometrarna finns markerade med röd färg tillsammans med tillhörande pålnummer på översiktsritningen av Grop G, (Appendix Fig.A.2). De rörelser som kontrolleras är sekantpåleväggens rörelser in och ut från gropen samt rörelser längs med sekantpåleväggens sida.

Resultaten från inklinometermätningarna redovisas som diagram i Appendix, Fig. A.3 till A.6. Det finns ett A- och ett B-diagram för varje påle. A-diagrammen visar rörelser in och ut från gropen och B-diagrammen visar rörelser i sida parallellt med sekantpåleväggen. Nedan följer en kort beskrivning av vad som skett vid var och en av de fyra inklinometerstängerna.

1. **Påle G-035 (Appendix Fig.A.3).** Diagrammen visar att rörelser mindre än 1 cm uppstått i bägge riktningarna och att rörelsen avtar med djupet. A-diagrammets två översta mätpunkter visar rörelser på över 6 cm. A-diagrammet visar också att pålen till en början lutat in mot gropen för att därefter återgå till i princip ursprungsläget. I B-diagrammet syns en mindre lutning åt sydväst.
2. **Påle G-232 (Appendix Fig.A.4).** I Diagrammen ses att rörelser avtar med djupet. Enligt diagram B har pålen rört sig mycket lite i sida, mindre än 1 cm åt sydväst. A-diagrammet visar att rörelsen in och ut från gropen varit varierande.

⁹ Inklinometermätning sker med hjälp av ett rör som installeras exempelvis längs en sekantpåle och vanligtvis ner till fast botten. Inklinometern mäter sedan deformationer av röret och kan på så vis registrera horisontella rörelser i omgivande mark och i stödkonstruktionen (Bohusgeo AB, 2008).

De första två månaderna under kontrollmätningen har pålen lutat in mot gropen för att därefter återgå och slutligen luta ut från gropen. Pålens största lutning i toppskiktet har dock inte varit mer än drygt 1 cm i båda riktningarna.

3. **Påle G-256 (Appendix Fig.A.5).** A-diagrammet redovisar små rörelser omkring 0,5 cm i pålens topp respektive fot. Rörelsen ökar däremot mot pålens mitt. På omkring 10 m djup är avvikelserna som störst, cirka 1,5 cm vid de senaste mät-tillfällena. Enligt diagram B har rörelsen i sida ökat relativt jämt fördelat med djupet under de första 3 månaderna, (som mest omkring 1,5 cm), för att därefter återgå till mindre än 1 cm.
4. **Påle G-345 (Appendix Fig.A.6).** Diagrammen visar tydligt att rörelser uppstår vid omkring 8 m djup. Enligt diagram A avviker pålens läge som mest med 2 cm in mot gropen de första 8 metrarna för att sedan tvärt övergå till att nästan inte luta alls. En liknande bild fås från diagram B där rörelsen varit omkring 2 cm åt nordost i 8 m och sedan återgått. I B-diagrammet syns även en avvikelse vid 12,5 m djup.

Vertikala rörelser av sekantpåleväggen mäts med hjälp av totalstation. Ingen rörelse eller försumbar rörelse vertikalt har registrerats av de mätningarna (Kulick, personlig kommunikation 2008).

7.2.2 Rörelser i omgivningen

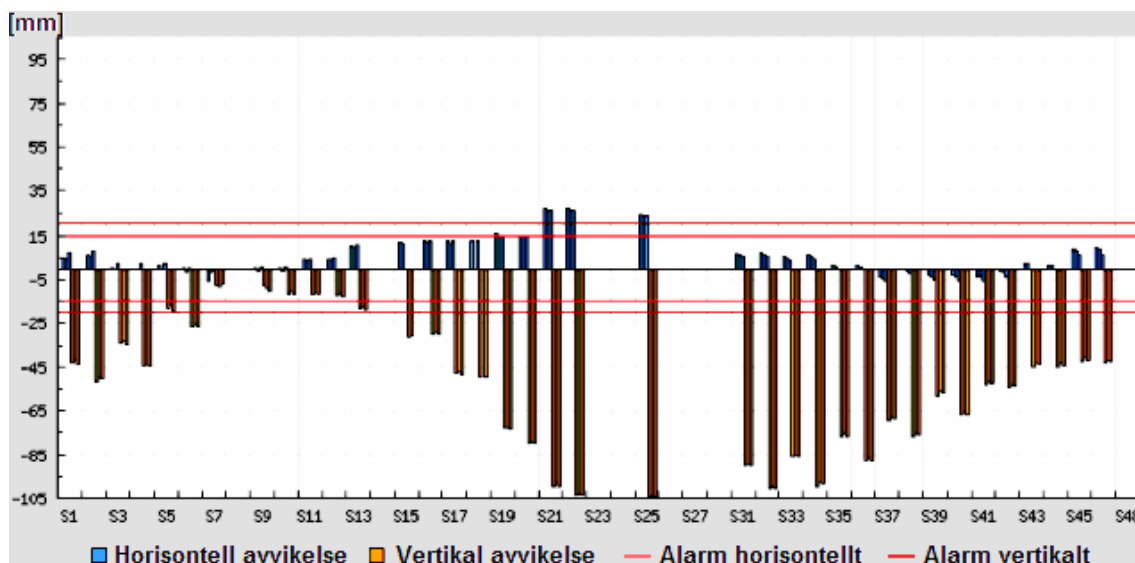
Enligt riskområdet som definierades i Kapitel 3 har kontrollmätningar på aktuella byggnader och anläggningar utförts med totalstation. Ingen byggnad som nämndes har blivit påverkad av arbetet vid Grop G, Wenner-Grens Center tillhör riskområdet för NL21 och kommer därför inte att ingå i rörelseanalysen för Grop G.

Järnvägen är den mest utsatta anläggningen i omgivningen och på den har rörelser registrerats. Reflexer för totalstationsmätningar är placerade på 48 punkter längs järnvägen enligt ritningen i Appendix Figur A.7. Punkterna är numrerade som S1 till S48 i figuren. Enligt koordinatsystemet för området sitter reflexerna från linje 1/400 till 1/520 (syns med grön färg på höger sida i figuren). För att orientera placeringen av reflexerna på järnvägen jämfört med Grop G finns linjerna markerade med grön färg även på översiktsritningen av Grop G, (Appendix Fig.A.2). Mätningarna utförs genom att först göra en nollmätning av spårets läge. Därefter jämförs de kommande mätningarna med nollvärdet och differensen visar hur mycket spåret förflyttats.

I Appendix Figur A.8 redovisas mätresultat för vertikala rörelser av punkterna S1 till S24 i ett diagram över perioden den 28 oktober 2007 till den 22 januari 2008. I diagrammet syns att punkterna S1 till och med S4 har haft den största rörelsen, (S1 värst med -6 cm). Avvikelsen var som störst omkring mitten av december 2007. Punkterna S5 och S6 har satt sig 2,5 cm med ganska jämn fördelning över hela perioden. Resterande punkter ligger relativt stilla.

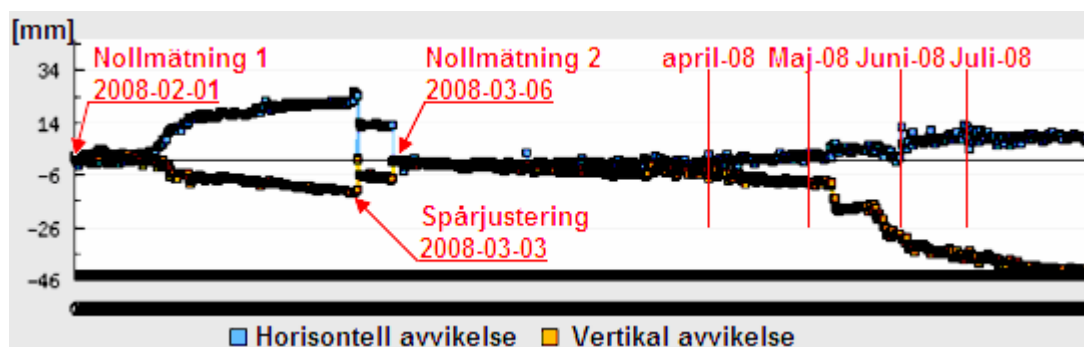
Ett diagram som visar en översikt av samtliga 48 mätpunkters förflyttning horisontellt och vertikalt finns i Figur 7.1. Diagrammet visar att punkterna S7 till och med S12 är de enda som klarat kravet på mindre än 20 mm förflyttning vertikalt. I horisontell riktning ligger alla punkter utom S19, S21, S22 och S25 inom kravet på mindre än 15 mm förflyttning. Mest rörelse har skett mellan punkterna S19 och S37. Den största rörelsen

vertikalt är 105 mm vid punkt S25 och den största rörelsen horisontellt är 20 mm vid punkt S21.



Figur 7.1. Översiktsdiagram för samtliga 48 mätpunkters avvikelse horisontellt och vertikalt. Diagrammet visar de tre senaste mätningarna från den 13 september 2008 och jämför med den första nollmätningen den 1 februari 2008.

Diagrammet i Figur 7.2 ger en mer detaljerad redogörelse för hur och när punkten S46 rör sig. Punkten motsvarar ett ungefärligt medelvärde av samtliga mätpunkters rörelse under perioden 1 februari till 1 september, 2008. Den första nollmätningen av järnvägen gjordes här den 1 februari 2008. Därefter har en ny nollmätning gjorts den 6 mars 2008. Anledningen till den nya nollmätningen var att den 3 mars 2008 gjordes en justering av rälsen. Enligt diagrammet har rörelsen av punkten varit som störst under mitten av februari till början av mars, 2008 samt från och med april 2008.



Figur 7.2. Diagram som visar hur punkten S46 förflyttats vertikalt och horisontellt under tiden 1 februari till 1 september, 2008. Tidsaxeln i diagrammet är inte jämt fördelad eftersom mätintervallerna har ändrats då och då under byggskedet. Kontrollmätningen har utförts två gånger dagligen enligt kontrollprogrammet men under vissa kritiska faser som till exempel staginstallation nära järnvägen har spårläget kontrollerats varannan timme. Det kan därför vara svårt att se när rörelserna inträffat. Tiden för första respektive andra nollmätningen samt några andra datum finns dock markerade i diagrammet.

Banverket har utfört egna kontroller av spåret för att beräkna *ramptal*¹⁰. Ramptalet används i sin tur för att bestämma tillåten hastighet för tågtrafik. I Appendix Tabell A.6

¹⁰ Inverterade värdet av rälsförhöjningens ändring per längdenhet (här i sektioner var 6: e meter), (Norrbottens Järnvägsmuseum, 2008).

finns insamlade data från kontrollmätningen. Ju lägre ramptalet är desto lägre hastighet tillåts. Enligt tabellen har ett lägsta ramptal på 1200 beräknats vilket motsvarar en högsta tillåten tåghastighet på 150 km/h. Beräkningen utfördes den 19 maj 2008 och gäller enligt BVF 586.10 Kapitel 7.

7.3 TÄTHET

På några ställen längs sekantpåleväggen har läckage i skarvarna mellan pålarna uppstått. Det är främst de nedre regionerna som drabbats samt platser där mycket hinder påträffats vid installationen. Tätning av läckagen har gjorts med expanderbruk eller injektering.

8 DISKUSSION

8.1 VALET AV METOD

Beställaren och utförande entreprenörens val av metod var mycket väl grundat. Efter de misslyckade försöken med slitsmurar och stålspons vid NL 21 fanns det mycket som talade för metoden med sekantpålar. Eftersom försök med sekantpålar i åsmaterial inte utförts före NL 21 fanns det ändå fortfarande många frågetecken. Hur hade det gått vid NL 21 och vad kunde göras bättre? Några ändringar har gjorts vid Grop G. Bland annat har sekantpålarna installerats med en större diameter. Den allmänna uppfattningen är att sekantpålemetoden fungerade bättre vid Grop G än vid NL 21. Om detta beror på diametern, jordförhållanden, maskiner eller personal har dock inte studerats i detalj.

8.2 INSTALLATION

Vid NL 21 installerades sekantpålarna med storleken 1,2 m i diameter men det visade sig vara svårt att schakta ur blocken. Grop G: s sekantpålar med 1,5 m i diameter har framförallt underlättat urschaktningen av block i storlekarna 0,6 m till 1,2 m i diameter.

Enligt resultaten användes så mycket som 33 % mer än den förväntade mängden betong. Läckage av betong under gjutningsarbetet innebär inte bara att mer betong krävs utan även att gjutningen tar längre tid. Mycket skulle kunna sparas ekonomiskt och tidsmässigt om man kunde reducera betongsvinnet. Det finns en metod som används vid installation av *stenpelare*¹¹ i bland annat Japan och USA som kallas GEC, "Geotextile-Encased Columns". GEC fungerar som en strumpa och förhindrar läckage i botten och på sidorna (Dumas m fl, 2003). Metoden är fortfarande i utvecklingsstadiet men har stor potential. Tester med GEC vid liknande projekt som Grop G med sekantpålar skulle vara en intressant möjlighet för att komma åt problemet.

Att använda betong framför till exempel stål är ett bättre alternativ ur miljösynpunkt. Betong är ett naturmaterial som består av berg, grus, sand, kalk och vatten vilket det finns mycket stor tillgång av. Betong är även återanvändbart som till exempel ballast i ny betong, fyllnadsmaterial eller förstärkningslager (Gillberg, 1999). Sekantpåleväggar av den storlek som används vid Grop G kräver dock väldigt stora mängder betong. När 33 % av den använda betongen rinner ut i omgivande jord krävs det dessutom ännu mer betong. Betongen har ingen direkt negativ miljöpåverkan men indirekt med utvinning av råmaterial, tillverkning och transport av betong påverkas miljön negativt med bland annat kol- och svaveldioxidutsläpp. Mycket energi kan sparas om man kan minska betongförbrukningen vid tillverkningen av sekantpåleväggar. De temporära sekantpåleväggarna vid Grop G kommer dessutom inte att återanvändas vilket ytterligare försämrar utnyttjandet av betongen.

Då provdragningen av maistag misslyckats har i de flesta fall ett nytt maistag installerats i närheten av det första. Trycket vid injekteringen av de stag som inte klarade provdragningarna blev inte tillräckligt stort. En trolig anledning till de misslyckade provdragningarna är således att bruket rann ut i det lösa åsmaterialet. Följaktligen fanns ingen cementkropp kring stagets förankring varpå det inte kunde uppnå erforderlig friktion. I några fall användes istället linstag och metoden med "strumpa". Men inte heller

¹¹ Markförstärkningsmetod där krossad sten, sand eller grus tillsätts i borrarade hål i den mark som behöver stabiliseras.

den metoden fungerade vid alla tillfällen. Användningen av självborrande maistag har dock fungerat bra och endast ett fåtal har misslyckats vid provdragningarna.

8.3 RÖRELSER

8.3.1 Sekantpåleväggens rörelser

Eftersom sekantpåleväggen är en konstruktion där varje påle är fastgjuten i en annan förväntades inte någon rörelse i sida. Däremot kunde rörelser in och ut från gropen förväntas. Den största rörelsen borde sannolikt inträffa i pålarnas topp eftersom pålarnas förankring förhindrar rörelser längre ner. Nedan följer en redogörelse kring faktiska och sannolika anledningar till de deformationer som uppstått i de olika inklinometerstängerna.

1. Påle G-035

Avvikelsen av de två översta mätpunkterna i A-diagrammet beror på mätfel. Inklinometerstängen böjdes av i toppen vid installationen av ett säkerhetsräcke. Bägge diagrammen följer annars mycket väl de antaganden som ställdes ovan och stängerna har rört sig marginellt.

2. Påle G-232

Resultatet följer tiden för staginstallationen. De övre stagen i de närmsta pålarna installerades i mitten av mars då schaktbotten låg ungefär på den nivån. Schakten har sedan fortsatt vilket ökat påfrestningen längre upp och pålen har börjat luta in mot gropen. De undre stagen installerades i de närmaste pålarna den 26 april och diagram A visar att pålens läge börjar återgå vid den tiden.

3. Påle G-256

Resultaten kan jämföras med tiden för staginstallationen. De övre stagen installerades utan problem ungefär en månad efter första inklinometermätningen. De undre stagen installerades på cirka 10 m djup den 8 maj 2008 och i påle G-248 och G-250 misslyckades provdragningen vilket krävde ytterligare två stag. Bägge diagrammen visar en tydlig förändring efter mitten av maj 2008 och i A-diagrammet syns att den mesta rörelsen skett vid omkring 10 m djup. En annan anmärkning angående påle G-256 är att den liksom de fem närmaste sekundärpålarna hade en mycket lång förborrningstid. Medelvärdet för borrtiden av de pålarna ligger på 9 timmar vilket tyder på att block påträffats. Metoden med fallvikter för att forcera block har med stor sannolikhet använts vilket påverkat markens egenskaper och pålarnas rörelse.

4. Påle G-345

Resultaten är svåra att jämföra med staginstallationen. Stagen installerades i pålarna G-340 till G-350 omkring slutet av maj och i början av juni utan att problem uppstått. Inte heller borringen för de pålarna i början av mars 2008 avviker från det normala. Pålarna G-350 till G-357 har däremot några av de längsta borrtiderna för hela Grop G. Det kan ha haft en viss inverkan på utbøjningen av inklinometerstängen.

Sammantaget visar rörelseanalysen av sekantpåleväggen med både inklinometrar och totalstation att endast relativt små rörelser inträffat. Som mest har väggen endast rört sig

omkring 15 mm i sida och knappt någon rörelse vertikalt har registrerats. Sekantpåleväggen ger därmed prov på att den är en mycket styv och stabil konstruktion.

8.3.2 Järnvägens rörelser

Installationen av pålarna längst Grop G: s norra långsida (järnvägssidan) skedde under perioden december 2007 till april 2008. Pålarna är numrerade som G-200 till G-357 med start längst upp till höger i Appendix Figur A.3. Pålarna installerades i ordningen lägst pålnummer först till högst pålnummer sist. Mätpunkterna på järnvägen sitter i ordningen med S1 närmast pålarna vid G-200 till S48 närmast pålarna omkring G-320. Pålarna G-200 till G-208 installerades i mitten av december och därefter tog det en månad innan pålinstallationen fortsatte. Rörelsen av järnvägen i det området beror alltså troligtvis på installationen av de första pålarna. Den största rörelsen av dessa mätpunkter skedde dessutom under mitten av december 07.

Enligt mätresultaten har den största rörelsen av järnvägen skett mellan punkterna S19 och S37. Punkternas placering jämfört med Grop G motsvarar ungefär sträckan mellan pålarna G-240 och G-270, (pålarna finns markerade med gul färg i Appendix Figur A.3). Foderrörsborrningen för många pålar i det området har tagit extra lång tid. Troligtvis har metoden med fallvikter används och är därmed sannolikt en av anledningarna till den kraftigare rörelsen av järnvägen.

Punkt S46 ligger närmast pålarna omkring påle G-320. I diagrammet för S46 syns en tydlig rörelse fram till den andra nollmätningen, (den 6 mars 2008). De sista pålarna längs järnvägssidan av Grop G installerades omkring mitten av april och då endast ett fåtal. En mer trolig orsak till rörelsen från februari- till juni 2008 är istället installationen av stag och schaktningsarbetet. Efter justeringen av rälsen den 3 mars 2008 går mätpunkten tillbaka till nästan ursprungsläget. I mitten av april 2008 börjar punkten avvika igen. De undre stagen installerades i det här området under perioden mitten av april till mitten av maj 2008. Rörelsen av järnvägen beror således sannolikt på staginstallationen.

Banverkets krav på järnvägen kan ha varit för höga. Enligt kraven i Kapitel 3 får tåg passera Grop G med en hastighet av endast 40-70 km/h. Efter banverkets egenkontroll av ramptal beräknades att en maximal tillåten hastighet för tågtrafik var 150km/h. Trots att järnvägen vid tillfället för Banverkets beräkning vid många mätpunkter hade passerat gällande larmgränser i horisontell och vertikal avvikelse fick alltså tågen passera Grop G med en hastighet som långt översteg de ställda hastighetskraven.

Den största sättningen av järnvägen var cirka 10 cm vid ett fåtal punkter och omkring 5 cm i medel. Med hänsyn till de geotekniska förhållandena som råder för platsen kan sättningen anses ganska skonsam. Arbeten på järnvägen har utförts under tåg fria tider och spåret har varit i drift under hela byggtiden

8.4 TÄTHET

Eftersom kraven på täthet i sekantpåleväggen endast ställts i brottsgränstillstånd kunde man tillåta mindre läckage av vatten genom sekantpåleväggen. Läckaget har inte varit speciellt omfattande och inte påverkat arbetet i någon högre grad.

8.5 EKONOMISK JÄMFÖRELSE

En viktig aspekt att diskutera är de ekonomiska för- respektive nackdelar som en sekantpålevägg innebär. Att jämföra priset för sekantpåleväggar som temporär stöd-konstruktion vid Grop G med priset för en annan typ av stödkonstruktion är svårt. De geotekniska förutsättningarna vid Grop G har begränsat valet av alternativa metoder. Sekantpåleväggarna har kunnat installeras vid Grop G utan att några större problem uppstått och de har visat att de är mycket styva konstruktioner även vid djupa schakter. Kanske hade det varit billigare att välja en annan typ av stödkonstruktion men frågan är om den hade klarat av de svåra tekniska krav som området vid Grop G erfordrat.

I detta arbete har inte några priser för installation eller material vid tillverkningen av sekantpåleväggarna tagits upp eftersom tillgången på information varit begränsad. Vidare medför detta att en ekonomisk jämförelse med alternativa metoder inte kunnat utföras i detalj.

9 SLUTSATSER

Att använda sekantpåleväggar som temporär stödkonstruktion vid Grop G, Norra Länken NL 12, har fungerat bra enligt följande punkter:

- Installationen i åsmaterial har kunnat genomföras utan att större problem uppstått och samtliga pålar har kunnat tillverkas. Problem med block och hårt packad jord har kunnat lösas med fallvikter och foderrörsborrning. Stagen har kunnat monteras och endast ett fåtal släppte vid provdragningarna.
- Utrymme har kunnat sparas i och med att tunnelväggarna kunnat formsättas direkt mot sekantpåleväggen.
- Omgivningspåverkan har varit skonsam bortsett från påverkan på järnvägen.
- Sekantpåleväggen har visat att den är en mycket stabil konstruktion då endast försumbara rörelser i sida och djup inträffat.

Följande punkter visar på inte helt tillfredsställande uppträdande i vissa fall:

- Vid installationen av sekantpålar där block påträffats användes fallvikter vilket skapat en del sättningar i järnvägen. Även staginstallation och schaktningsarbetet har haft en del inverkan. Kravet på rörelser av järnvägen har vid en del mätpunkter överstigits och man har därför varit tvungen att göra vissa justeringar av spårläget. En förbättring av metoden med fallvikter eller test med alternativa metoder för att kunna forcera blockig mark kan bli nödvändigt vid installation av sekantpålar i områden som är känsliga för vibrationer.
- En stor mängd betong har runnit ut i omgivande mark vilket försenat arbetet, inneburit högre kostnader och indirekt haft en negativ påverkan på miljön. I löst lagrade jordar kan metoder som till exempel GEC eller liknande testas för att förhindra läckage av betong under gjutningsarbetet.
- Skarvarna mellan sekantpålarna har inte varit helt täta. Detta har inte inneburit något större problem för arbetet vid Grop G men skulle kunna förbättras i framtida projekt.

Del 2

Sekantpåleväggar som permanenta
konstruktioner

10 INLEDNING

10.1 BAKGRUND

I Sverige har metoden med sekantpåleväggar endast använts vid ett fåtal tillfällen och hittills uteslutande som temporär stödkonstruktion. Fördelarna med permanenta stödkonstruktioner jämfört med temporära är dock många. I samband med till exempel tunnelbyggen kan stödkonstruktionen användas som tunnelväggar och man sparar utrymme eftersom det inte behövs konstrueras nya väggar innanför. Utrymmesbesparingen kan vara mycket fördelaktig vid tätbebyggda områden. Även ekonomiskt sett är permanenta stödkonstruktioner en fördel eftersom både tid och materialkostnader kan reduceras.

Enligt svenska myndigheter är det ännu inte tillåtet att använda sekantpålar som permanent stödkonstruktion. Beslutet togs från början av Vägverket vilket i sin tur ledde till att Banverket och även norska Vägverket sa nej till permanenta konstruktioner. Efter intervju med flera berörda personer inom Vägverket har följande argument varit huvudorsaker till beslutet:

- *Bristen på kunskap och erfarenhet av metoden.* I Sverige har metoden inte använts som permanent konstruktion och man har alltså inga tidigare projekt att jämföra med. Man visste inte hur konstruktionen skulle klara sig under en längre tid, vilka underhållningsåtgärder som skulle krävas eller vad dessa skulle kosta.
- *Tidsbrist.* Vägverket hade innan NL inte fått in några förfrågningar om att använda sekantpåleväggar som permanent konstruktion och nu kom frågan mycket hastigt. Vägverket vågade inte lita på att metoden gick att tillämpa för permanenta konstruktioner i Sverige.
- *Markförhållanden.* Svenska och skandinaviska markförhållanden skiljer sig mycket jämfört med övriga Europa. I Sverige finns till exempel morän och ås-material efter istiden, vilket inte finns längre söderut.

10.2 SYFTE

I många länder är det tillåtet att använda sekantpåleväggar som permanenta stödkonstruktioner så tekniken finns. Slutsatsen av Vägverkets argument att inte tillåta sekantpålar som permanenta konstruktioner är att mer forskning och utredning om ämnet behövs. Den här delen, Del 2, syftar till att utreda möjligheten att använda sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner i Sverige.

10.3 GENOMFÖRANDE

Utredningen har tillkommit efter en intervjustudie av svenska teknikkonsulter som arbetar med bland annat stödkonstruktioner och av utländska entreprenörer som utför metoden i andra länder. Studien riktar sig främst mot möjliga lösningar inom Norra Länkens område men går även in på metodens tillämpbarhet i allmänhet i Sverige. För att klargöra vilka problem som kan uppstå och vilka krav som måste ställas på en sekantpålevägg som permanent konstruktion i Sverige har framförallt svenska beställare och myndigheter intervjuats. De tekniska lösningar som utländska entreprenörer och svenska teknikkonsulter tagit fram har diskuterats med såväl de som tagit fram förslagen som konkurrenter och svenska myndigheter.

11 GEOTEKNIK FÖR PERMANENTA SEKANTPÅLEVÄGGAR

11.1 Dimensionering i svenska jordar

Olika typer av jordar kräver olika utformning av stödkonstruktioner. De normer som ställs för sekantpåleväggar i andra länder kan inte tillämpas direkt i Sverige eftersom vi har andra typer av jordar och ett annat klimat. Svenska jordarter bildades i samband med istiden, så kallade glaciala jordar. Längre söderut i Europa består jordarterna främst av vittringsjordar. Det som skiljer en jordart bildad under istiden från en vittringsjord är den stora variationen av kornstorlek. Morän är en glacial jordart som bildats genom att isen skavt av delar berggrunden och nött ner dessa i olika grad. Kornstorleken är därför mycket varierande. Vittringsjordar bildas genom att berggrunden vittrat på plats och de har därför en relativt enhetlig kornstorleksfördelning (SLU, 2008).

Sponthandboken, (Ryner m fl, 1996), ger de normer som gäller för dimensionering av stödkonstruktioner i olika typer av jordar i Sverige (se Del 1, Kap.4). En kombination av de normer som ställs för dimensionering av sekantpåleväggar utomlands och de som gäller för svenska stödkonstruktioner måste därför utformas innan sekantpåleväggen kan användas som permanent konstruktion.

11.2 Borrhålsstabilitet

Beroende på jordens materialegenskaper och sammansättning krävs olika typer av åtgärder för att hålla borrhålen stabila. Sekantpåleväggens kvalitet beror mycket på hur väl borrhålen är utformade. Jordarten kan därför ha stor betydelse för hur sekantpåleväggen ska dimensioneras. Nedan beskrivs tre olika fall:

- **Kohesionsjordar**

Den enklaste typen av jordar att hålla borrhålen intakta i är lera. Permeabiliteten är låg och borrhållen kan i bästa fall hållas intakta enbart med vattentillsats, det vill säga utan foderrör eller stödvätska. Fördelar med att använda vatten istället för stödvätska, (som till exempel bentonitslurry), är att pålarnas betongkvalité blir starkare och att man inte riskerar att förorena grundvattnet.

- **Friktionsjordar**

I friktionsjordar är permeabiliteten högre och borrhållen måste hållas stabila med antingen foderrör eller stödvätska. För att undvika skador på betong och armering är det en fördel om foderrör används. Bentonitslurry eller andra stödvätskor kan användas i begränsad omfattning och efterkontroll kan då bli nödvändig.

- **Berg**

Sekantpålar kan borraras ner i berg och det kan vara en fördel då man vill ha en tät konstruktion i botten.

(Alén m fl, 2006).

12 KONSTRUKTIONSFÖRUTSÄTTNINGAR

12.1 ALLMÄNNA KRAV

Krav på beständighet och konstruktion som gäller för permanenta stödkonstruktioner i Sverige idag finns i:

- Tunnel 2004
- Bro 2004
- SS-EN 1536

I Tunnel 2004 finns krav som gäller för tunnelkonstruktioner. Krav på betong och armering för konventionella undervattensgjutna konstruktioner finns i Bro 2004 och för grävpålar i SS-EN 1536 Utförande av geokonstruktioner – grävpålar (Vägverket/Konfem, 2008).

12.2 PROBLEMSTÄLLNINGAR

12.2.1 Kritiska parametrar

För att använda sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner ställs högre krav på vissa kritiska parametrar jämfört med vad som gäller för temporära konstruktioner. Några parametrar som är särskilt viktiga att studera är:

- vattentäthet
- beständighet
- sprickbredd
- armeringsutformning
- inverkan på materialegenskaper
- möjlighet till inspektion.

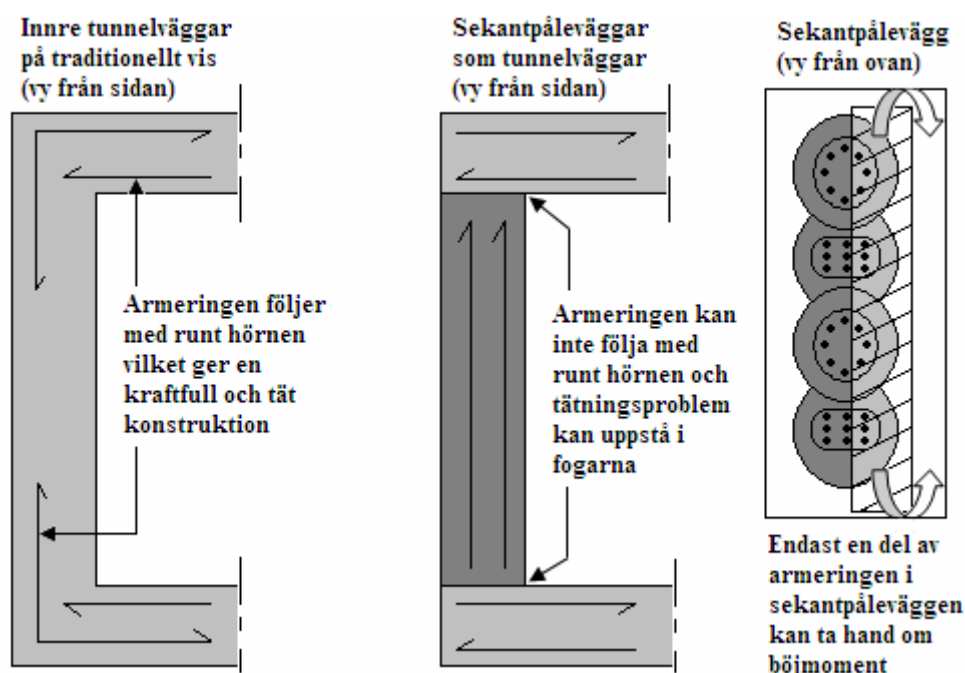
Parametrarna påverkar varandra (Alén m fl, 2006), om man till exempel armerar en påle med för lite armering ökar sprickbarheten och därmed påverkas också vattentätheten. De kritiska parametrarna kommer därför inte att behandlas var för sig i det här kapitlet utan ses mer som en helhet.

12.2.2 Konstruktion och beständighet

Sekantpåleväggar som används för permanent bruk ska fungera både som temporära stödväggar och permanenta konstruktioner. Kraven för en temporär konstruktion, jämfört med en permanent, skiljer sig och det kan vara svårt att bestämma ett övergripande krav. Vid temporära konstruktioner ligger fokus på att dimensionera väggen för att stå emot olika typer av krafter under byggnadsfasen och mindre krav kan ställas på beständighet. Ett exempel är att då urschaktningen för en tunnel är vid sin djupaste fas är kraften från omgivande jordmassor stort och riktad mot stödväggens yttersidor. När tunneln är gjuten och återfyllningen klar kommer stödväggen även att utsättas för krafter från andra riktningar. För permanenta konstruktioner gäller istället det omvända eftersom de utsätts för jämförelsevis mycket små belastningsvariationer och större krav ställs istället på beständighet. (Alén m fl, 2006).

12.2.3 Problem vid fogar och skarvar

Traditionella tunnelkonstruktioner i Sverige bygger på att inre väggar gjuts efter det att stödkonstruktionen är klar. Armeringen i väggar, tak och botten kan då formas runt hörnen och gjutas som ett stycke. Då sekantpål väggar används som permanenta konstruktioner i en tunnel kan tak och botten inte fästas på samma sätt. Sekantpålarnas cirkulära form gör det svårt att utforma armeringen så att väggarna armeras ihop med tak- och bottenplattorna. Sekantpål väggen gjuts först och därefter gjuts tak- och bottenplattor. Ett problem kan då vara att få tätt i fogarna. Dessutom utnyttjas inte all armering i sekantpål väggen vid böjmoment från tak- och bottenplattan, (se Fig.12.1), (Rosell, personlig kommunikation 2008).



Figur 12.1. Illustration av problemet med att armera kring hörn med sekantpålmetoden.

Traditionella tunnelväggar i Sverige har ett tätskikt på utsidan. Tätskikt kan inte installeras på sekantpål väggar eftersom yttersidan är i direktkontakt med omgivande jord. Tätningsproblem kan då uppstå i skarvarna mellan pålarna. Överlappningen mellan sekantpålarna försämrars dessutom med ökat djup och vid förekomst av hinder (Åhnberg, 2004).

13 MÖJLIGA LÖSNINGAR

13.1 BETONG OCH ARMERING

Som beskrevs i Del 1, Kapitel 5 kan sekantpåleväggar installeras med olika hårdhet hos pålarna. Då sekantpåleväggar gjuts med kombinationen hård/mjuk kan problem uppstå med att uppfylla ställda krav på beständighet och bärförmåga. Utomlands används normalt endast kombinationen hård/hård för permanenta kombinationer varför ett sådant krav borde ställas också i Sverige (Åhnberg, 2004).

Mer specifika krav på betong och armering finns i de standarder som nämndes i Kapitel 12.1. Kraven ställs beroende på de förutsättningar som gäller vid den aktuella platsen.

13.2 TÄTHET

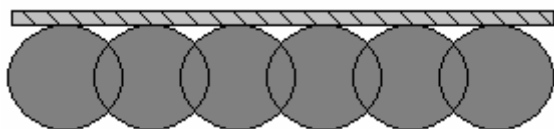
Vid läckage i skarvar eller vid sprickor i sekantpåleväggen kan injektering användas. Det kan därför vara viktigt att kontinuerligt inspektera sekantpåleväggen och speciellt pålar som installerats i blockrik mark eller till stort djup. Ett annat förslag är att installera dräner i fogarna och leda bort vattnet i botten.

13.3 KONSTRUKTIONSTYPER

13.3.1 Tvåskalskonstruktion

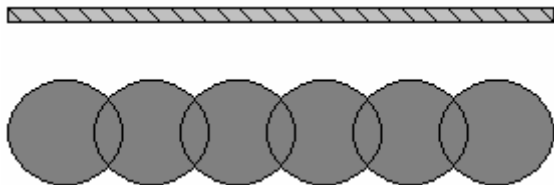
I sekantpåleväggar finns ingen genomgående horisontell armering då varje påle armeras och gjuts som ett enskilt element. För att förhindra att läckage uppstår mellan pålarna kan det bli aktuellt att ställa ett krav på en inre tätvägg. Dessa typer av konstruktioner kallas tvåskalskonstruktioner och kan utföras på två principiellt olika sätt se Fig.13.1 och 13.2:

1. Den inre tätväggen gjuts direkt mot sekantpåleväggen.



Figur 13.1. Tätvägg direkt mot sekantpålevägg, (vy från ovan).

2. Den inre tätväggen gjuts en bit ut från sekantpåleväggen.



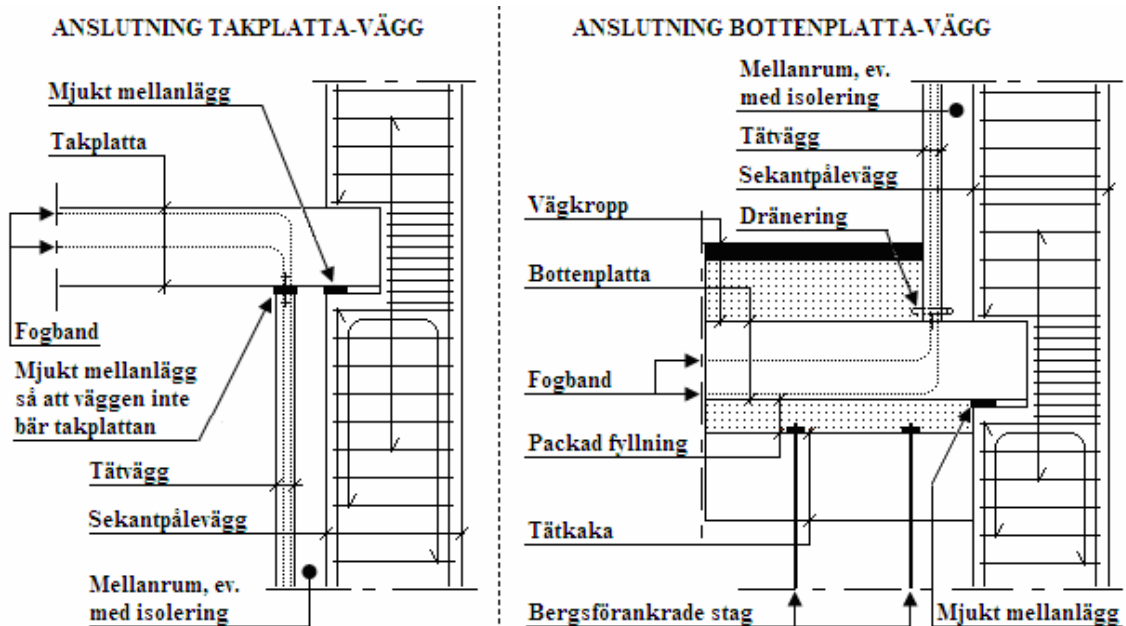
Figur 13.2. Tätvägg en bit ut från sekantpålevägg, (vy från ovan).

(Vägverket/Konfem, 2008).

13.3.2 Tunnlar konstruerade i jord

Eftersom en sekantpålevägg inte kan armeras kring hörnen på samma kraftfulla sätt som vid en traditionell tunnelkonstruktion blir det svårt att få tät i fogarna. Beroende på de geotekniska och geohydrologiska förhållandena kan problemet lösas på olika sätt. Då tunneln ska förläggas i jord kan en lösning vara att delvis gjuta in tak- och bottenplattan

i sidan av sekantpåleväggen som leder istället för stela ramhörn. Den här lösningen gör det svårt att få tätt i lederna men kan lösas genom att konstruera inre tätvägg. Figur 13.3 visar hur anslutningarna till tak- och bottenplattan kan utformas (Vägverket/Konfem, 2008).

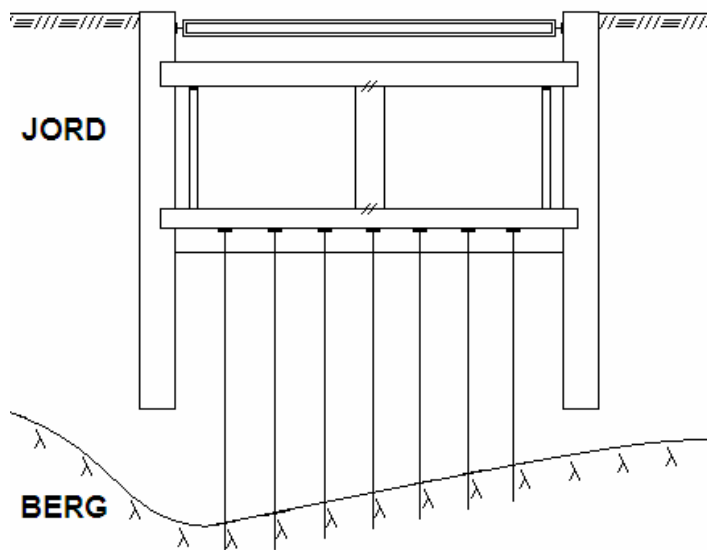


Figur 13.3. Profilirtning av möjlig utformning vid anslutningarna tak-, bottenplatta och vägg (Vägverket/Konfem, 2008).

Som syns i figuren kommer ett yttre och ett inre fogband att installeras i anslutningarna mellan den inre tätväggen och tak- och bottenplattan. Fogbanden hjälper till att hålla tätt i fogarna. Enligt krav som ställs i Tunnel 2004 ska fogar som ligger under grundvattenytan ha dubbla tätsärrar. Det yttre fogbandet bör därför fortsätta upp i takplattan så länge fogen ligger under grundvattennivån. Tanken med konstruktionen är att vattentätningen sker vid den inre skalväggen. Då behövs inga fogband i anslutningarna vid sekantpåleväggen.

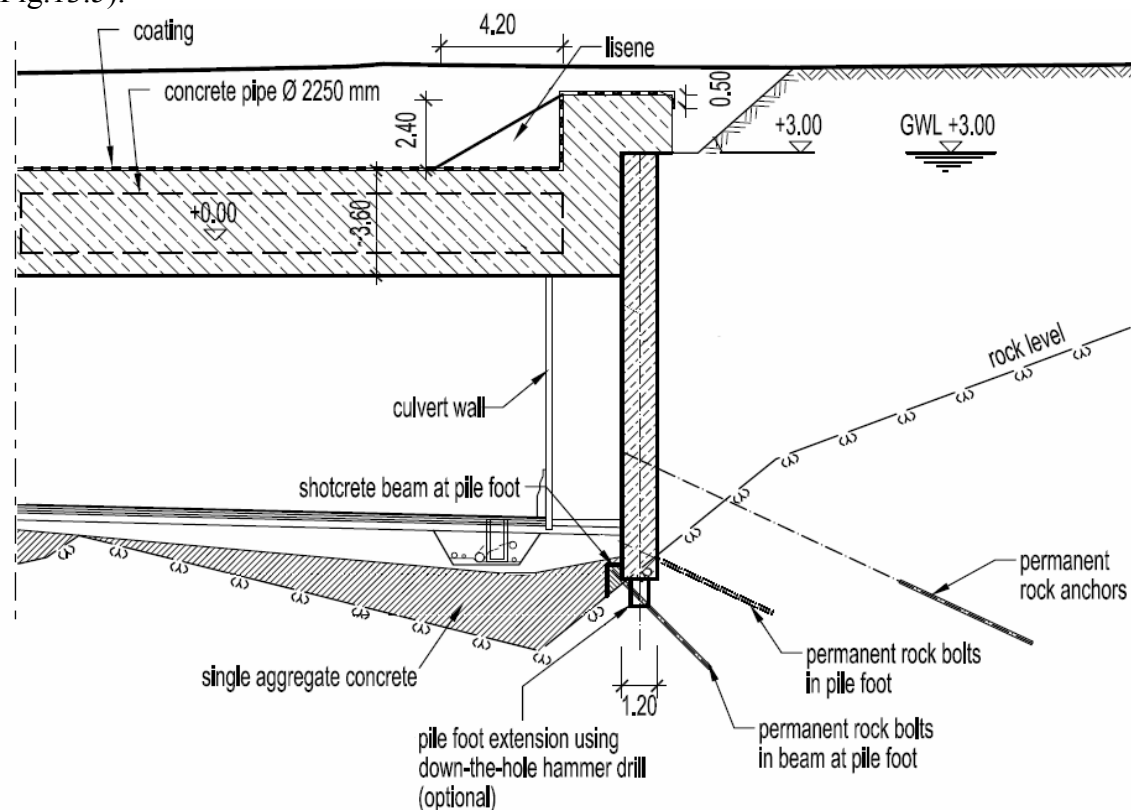
I figuren syns också mjuka mellanlägg, dels mellan sekantpåleväggens anslutningar till tak- och bottenplattan, Dels mellan skalväggen och takplattan. Sekantpåleväggen är lite bågformig och mellanläggen hindrar att ett stort lokalt tryck uppstår ute på kanten av sekantpålarna. Bottenplattan trycker på underifrån och takplattan ovanifrån varför mellanlägg krävs på två ställen. Vid den inre skalväggen uppstår främst tryckkrafter vid anslutningen mot takplattan (Beck, personlig kommunikation 2008).

Figur 13.4 visar en hel sektion av hur en jordtunnel kan utformas.



Figur 13.4. Sektion av jordtunnel med tak- och bottenplatta installerade i sekantpålavväggarnas sidor (Vägverket/Konfem, 2008).

En annan lösning är att utforma takplattan som en upphängningskonstruktion (se Fig.13.5).



Figur 13.5. Sektion av jordtunnel med takplattan utformad som en upphängningskonstruktion (Vägverket/Züblin och Pihl, 2008).

Den här lösningen förutsätter att sekantpålarna kan installeras till bergnivån eller fast botten. Metoden som används vid tunnelbyggen av den här typen av konstruktioner kallas "Top-down". Det innebär att väggarna och takplattan installeras först och därefter

schaktas jordmassorna bort. Konstruktionen har en mycket tjock takplatta och tillverkningen av den kan underlättas om jordmassorna under fortfarande är kvar.

Anledningen till takplattans relativt stora tjocklek är att den ska kunna överföra både de horisontella och de vertikala krafter som uppstår till de bärande sekantpåleväggarna. Horisontella krafter överförs här mellan sekantpåleväggen och takplattans lägre delar samt via en bakåtförankrad bottenbalk. Genom att använda en väggskiva eller motsvarande i kontaktytan mellan takbjälklaget och sekantpåleväggen kan lastöverföringen koncentreras. Det reducerar risken för att skada mer utsatta delar av konstruktionen som till exempel hörn. Vertikala krafter överförs vid upphängningsdelen av takplattan och via sekantpålarna till fast botten. Genom att installera ihåliga rör med stor diameter i takplattan kan konstruktionens egenvikt minskas och därmed påfrestningen vid hörnanslutningen.

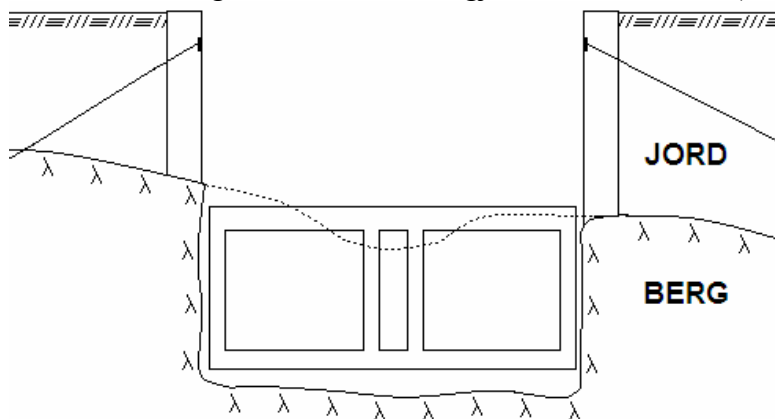
För att ytterligare förstärka stabiliteten i anslutningen sekantpålevägg/bergyta kan pålfoten förlängas ned i berget. Foderrörsborrningen har begränsad möjlighet att borra i berg och kan kompletteras med borrning av mindre diameter. Hålet kan sedan armeras och gjutas som en del av sekantpålen.

Täthet i hörnanslutningen åstadkoms med hjälp av expansionsfogar och sprutbetong. Anslutningen sekantpålevägg/bergyta tätas med sprutbetong. I den här lösningen har man valt att täta botten med en blandning av singel och betong vilket kommer att fungera som en tätkaka (Vägverket/Züblin och Pihl, 2008).

13.3.3 Tunnlar konstruerade i berg

Bergtunnlar sprängs och borraras i de fall då tunneln ligger djupt i berget. I de fall då tunnelns överkant ligger nära bergnivåns översta lager eller om bergkvalitén är dålig kan cut-and-cover metoden eller liknande metoder bli nödvändig. Tunnlar som förläggs i berg har andra konstruktionsmöjligheter än tunnlar i jord. En möjlighet är att låta takplattan vila direkt på berget. Konstruktioner av den här typen ställer dock höga krav på bergets kvalitet och på utförandet av bergschakten (Rosell, personlig kommunikation 2008).

En annan möjlig lösning är att använda sekantpålemetoden. Sekantpåleväggarna installeras ner till bergnivån och tunneln gjuts sedan innanför (se Fig.13.6).

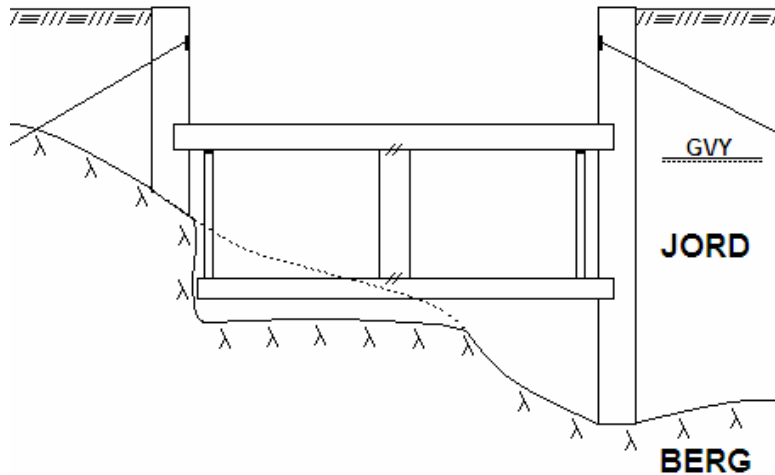


Figur 13.6. Sektion av bergtunnel (Vägverket/Konfem, 2008).

I det här exemplet finns ingen tätkaka eller bergsförankrade stag från bottenplattan. För att undvika instabilitet i schaktbotten och hålla vattnet borta under byggtiden kan man istället injektera tätningsmedel i eventuella sprickor i berget (Vägverket/Konfem, 2008).

13.3.4 Tunnlar konstruerade i både jord och berg

I situationer där delar av tunneln hamnar under bergnivån kan en lösning vara att utnyttja en kombination av tidigare förslag för jord- och bergtunnlar, (se Fig.13.7).



Figur 13.7. Sektion av kombinerad jord- och bergtunnel (Vägverket/Konfem, 2008).

Liksom lösningen som presenterades i Figur 13.6 kan eventuella sprickor i berget injekteras istället för att använda metoden med tätkaka (Vägverket/Konfem, 2008).

14 DISKUSSION

14.1 VAL AV KONSTRUKTIONSTYP

14.1.1 Inre skalvägg

I avsnitt 13.3.1 som behandlar tvåskalskonstruktioner presenterades två olika varianter på lösningar. De har båda för- och nackdelar och en bedömning av vilken metod som passar bäst måste göras utifrån de förutsättningar som råder för platsen. I lösningsförslag 1 gjuts den inre tätväggen direkt mot sekantpåleväggen vilket gör att ingen formsättning mot sekantpåleväggen blir nödvändig. Metoden sparar utrymme och dränering behöver inte utföras mellan väggarna. Nackdelen med den här konstruktionen är att om det uppstår rörelser i tätväggen på grund av vattentillsats, eller om det uppstår sprickor i sekantpåleväggens fogar, kan tätväggen skadas eftersom den sitter fast i sekantpåleväggen. Därför är det viktigt att noga planera armeringsutformningen i tätväggen (Vägverket/Konfem, 2008). Möjligheten att inspektera sekantpåleväggens insida blir också mycket begränsad (Rosell, personlig kommunikation 2008). I lösningsförslag 2 placeras den inre skalväggen en bit ut från sekantpåleväggen. Fördelar med den här metoden är att tätväggen inte utsätts för påfrestningar från sekantpåleväggen och det blir enklare att installera ett yttre fogband på tätväggen. Utrymmet mellan väggarna kan isoleras vilket hindrar frostangrepp på sekantpåleväggen (Vägverket/Konfem, 2008). Dessutom finns möjlighet att inspektera båda sidorna av tätväggen samt den inre sidan av sekantpåleväggen (Rosell, personlig kommunikation 2008). Nackdelarna med konstruktionen är att den tar större plats och att utrymmet mellan väggarna måste dräneras (Vägverket/Konfem, 2008).

Utrymmesbesparingen blir något mindre i och med utformningen med en inre skalvägg. Skalväggen behöver dock inte dimensioneras för att stå emot några större krafter och kan utformas relativt tunna. Om tunneln hade konstruerats på traditionellt vis skulle det krävas mycket större utrymme eftersom väggarna måste dimensioneras för att klara av omgivande krafter utan hjälp av stödkonstruktionen.

14.1.2 Tunnel konstruerad i jord

I avsnitt 13.3.2 som tog upp möjliga lösningar för tunnelkonstruktioner i jord redovisades två olika varianter på lösningar. En lösning där tak- och bottenplattan gjuts en bit in i sekantpåleväggen och en lösning där takplattan utformas som en upphängningskonstruktion. En nackdel med den förstnämnda kan vara att ursparingen för takplattans plats i sekantpåleväggen kan vara svår att utforma. Armeringen måste formas så att ursparningen kan bilas fram och hamna i rätt position från påle till påle. En nackdel med den andra lösningen är att det krävs en mycket stor takplatta vilket innebär högre betong- och armeringskostnader jämfört med den första lösningen. I bägge lösningarna kan problem uppstå när takplattan utsätts för böjande moment. Krökningen av takplattan kan ge upphov till överspänning i vissa utsatta delar. En möjlighet skulle vara att utforma armeringen i sekantpålarna med viss förstärkning på den del som får ta den största belastningen av böjmomentet. Eftersom sekantpåleväggen under schaktningskedet fungerar som en temporär stödkonstruktion vill man dock helst armera likformigt i hela pålen (Beck, personlig kommunikation 2008).

En skillnad mellan de två lösningarna är att i den första lösningen åstadkoms vattentätningen vid den inre skalväggen. Då behövs inga fogband mellan tak/bottenplatta och

sekantpålevägg. I den andra lösningen sker vattentätningen direkt vid hörnen. Det kräver en större noggrannhet vid utförandet men det kan också innebära att mindre krav behöver ställas på den inre skalväggen.

En fördel med bägge lösningarna är att tak- och bottenplattan kommer att fungera som stämp för sekantpåleväggen. Detta kan medföra att stagen inte behövs efter det att sekantpåleväggen tjänat sitt syfte som temporär stödkonstruktion. Mindre tid och pengar kan då läggas på att dimensionera stag för permanent bruk.

14.1.3 Tunnel konstruerad i berg

Utformningen av en tunnel där takplattan vilar på berg skulle innehålla många riskfaktorer. Berget måste klara av stora hållfasthets- och beständighetskrav varför en grundlig undersökning av bergkvaliteten måste utföras innan metoden kan tillämpas (Rosell, personlig kommunikation 2008). Metoden med sekantpåleväggar som visas med figur 13.6 kan därför vara ett bättre alternativ.

14.2 TÄTHET

I de olika lösningsförslagen av konstruktionstyper i Kapitel 13 visades bland annat förslag på hur tätningen av tunnelns botten kan utformas. I en del förslag har tätningen utförts med injektering av sprickor i berg, i andra med tätkakor av olika form. Tunnlar som förläggs i berg eller med bergytan i anslutning till bottenplattan har inte lika stort inflöde av vatten underifrån som en tunnel konstruerad i jord. Sekantpåleväggen kan i de fallen installeras en bit ner i berget och på så vis täta vattenflödet från sidorna. Här kan det räcka med att injektera eventuella sprickor i berget och därmed spara utrymme i tunneln. En tätkaka tar plats och kostar tid och pengar.

Installation av dräner i sekantpåleväggens skarvar kan ge beständighetsproblem på grund av urlakning av betong eller frostsprängning. Det är därför viktigt att noga se över utformningen av dem (Rosell, personlig kommunikation 2008).

14.3 VÄGENS UTFORMNING

Vägen inne i tunneln har i samtliga studerade lösningar dimensionerats med en väggkropp. Utrymme och fyllnadsmaterial skulle kunna besparas om man istället valde att endast låta bottenplattans betong utgöra väggkroppen. Dock uppstår problem med att avvattna vägen. Brunnar som sticker ner genom bottenplattan innebär fler fogar som riskerar att läcka. Ett förslag kan vara att installera ett system med dräneringsrör i bottenplattans övre del innan den gjuts.

15 SLUTSATSER

Att använda sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner sparar både utrymme och materialkostnader, så det finns mycket att vinna med att tillåta detta. Jämfört med att använda sekantpåleväggar som temporära konstruktioner är den permanenta lösningen ett ekonomiskt fördelaktigt alternativ.

Eftersom sekantpålar, sedan lång tid tillbaka, använts som permanenta konstruktioner i många andra länder finns teknik och kunskap om hur de ska utformas. De normer som gäller vid dimensionering och utförande av sekantpålar som permanenta stödkonstruktioner inom EU finns i EN 1990 - EN 1997 samt EN 1538. Vägverket och Banverket har hittills inte godtagit dessa som standard och därmed inte tillåtit permanenta sekantpåleväggar. De lösningsförslag av svenska teknikkonsulter och europeiska entreprenörer som tagits upp i arbetet visar att EU-normerna kan användas i kombination med svenska normer (se Kap.12.1), dock med vissa tillägg och ändringar:

- När en torr inomhusmiljö eftersträvas eller om konstruktionen utsätts för en miljöexponering motsvarande en vägmiljö ska konstruktionen vara en typ av tvåskalskonstruktion.
- Konstruktionen ska vara frostbeständig, antingen med hjälp av isolering mellan skalväggen och sekantpåleväggen eller med frostbeständig betong.
- Sekantpåleväggen ska vara utformad som hård/hård, det vill säga samtliga pålar ska vara armerade och gjutna med betong av hög hållfasthets- och beständighetsklass.

Vidare bör följande punkter särskilt beaktas innan sekantpålar används som permanenta konstruktioner:

- Dimensionering av sekantpåleväggen måste ske för både temporär funktion och permanent funktion varför beräkningar av olika belastningssituationer och beständighetskrav kräver en hög noggrannhet innan arbetet kan påbörjas.
- Vid tunnelkonstruktioner bör framförallt utförandet av hörnanslutningar och fogar ske med noggrann utformning och övervägande av olika lösningsförslag.

I januari 2008 kom en revidering av Bro 2004 om att tillåta slitsmurar som permanenta konstruktioner. Revideringen tillkom efter ett utvecklings projekt av SBUF (Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond) och återfinns i Alén m fl, 2006. Eftersom metoden med slitsmurar är mycket lik sekantpålemetoden kan många av de krav och rekommendationer som ställts i samband med revideringen tillämpas även för sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner.

REFERENSER

LITTERATUR OCH INTERNET

Alén C., Lindvall A., Johansson M., Magnusson J. och Norén C. (2006), "Slitsmurar som permanenta konstruktioner", SBUF, Stockholm

Axelsson K. (2005), "Introduktion till geotekniken jämte byggnadsgeologin, jordmateri- alläran och jordmekaniken", Institutionen för geovetenskaper, Uppsala Universitet

Bergdahl U. (1984), "Geotekniska undersökningar i fält". Information 2, SGI Linköping

Bilfinger Berger AG (2008)

[http://www.foundation-engineering.bilfingerberger.com/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL86532GPEREN/\\$FILE/Bored%20Piles%20-%20Production%20Method.pdf](http://www.foundation-engineering.bilfingerberger.com/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL86532GPEREN/$FILE/Bored%20Piles%20-%20Production%20Method.pdf)

Hämtad 2008-07-16

Bohusgeo AB (2008)

<http://www.bohusgeo.com/inklinometer.htm>

Hämtad 2008-09-25

Dumas C., Mansukhani S., Porbaha A., Short R., Cannon R., McLain K., Putcha S., Macnab A., Myint Lwin M., Pelnik T., Brown D. och Christopher B. (2003), "Innovative Technology for Accelerated Construction of Bridge and Embankment Foundations in Europe", Office of International Programs, FHWA-HPIP, US Dept. of Transportation, Washington, DC

Gillberg B. (1999), "Betong och miljö, information om betongen och dess miljökonsekvenser". BetongForum & Cements AB, Stockholm

Lantmäteriet (2008)

http://www.lantmateriet.se/templates/LMV_Page.aspx?id=10596

Hämtad 2008-07-17

Larsson R. (2007), "CPT-sondering, utrustning-utförande-utvärdering, En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord". Information 15, SGI Linköping

LTA (2008)

www.lta.gov.sg/projects/images/Secant%20Final.pdf

Hämtad 2008-07-20

Norrbottens Järnvägsmuseum (2008)

<http://www.nbjvm.se/sho.php?id=0433>

Hämtad 2008-10-01

Ryner A., Fredriksson A. och Stille H. (1996), "Sponthandboken - för konstruktion och utformning av sponter", Byggforskningsrådet, Stockholm

SLU (2008)

<http://www-markinfo.slu.se/sve/mark/jordart.html>

Hämtad 2008-10-08

Vägverket (1996), "Handling 9.14, Geohydrologisk beskrivning för Norrtull, från år 1996", Objekt nummer: 263, 2006-03-06

Vägverket (2004), "Handling 9.20, Hydrogeologisk utredning – Rapport", 2004-04-02

Vägverket (2005), "Arbetshandling 2P07S004, Norra länken Jordtunnel Bellevue K2 Gemensamt, Method Statement Secant bored pile wall", Objekt nummer 263, 2005-12-14

Vägverket (2006a), "Handling 1.2, Kontraktsarbetenas omfattning", Objekt nummer: 263, 2006-08-28, Diarienummer: BY20A 2005:2308

Vägverket (2006b), "Handling 6.1, Teknisk Beskrivning Arbetshandling kod B", Objekt nummer 263, 2006-08-28

Vägverket (2006c), "Handling 7.1, TB Geoteknik för betongkonstruktioner (exkl. järnvägsbroar)", Objekt nummer: 263, 2006-08-28

Vägverket (2006d), "Handling 9.9, Geologisk beskrivning – Norrtull", Objekt nummer: 263, 2006-03-06

Vägverket (2006e), "Handling 9.10, Riskanalys markvibrationer i Norrtullområdet", Objekt nummer 263, 2006-06-20

Vägverket (2006f), "Bygghandling 1J190002, Norra länken Norrtull K1, K1 Gemensamt, Kontrollprogram spår område", Objekt nummer 263, 2006-03-06

Vägverket (2008a)

http://www.vv.se/filer/28142/2008/Norra%20lanken%20broschyr_webb.pdf

Hämtad 2008-07-15

Vägverket (2008b)

http://www.vv.se/templates/page3wide_13543.aspx

Hämtad 2008-07-15

Vägverket/Konfem (2008), Beck, B. "Norra Länken Bellevue K2, K2 gemensamt – PM Sekantpåleväggar som permanenta konstruktioner", 2008-09-26

Vägverket/Züblin och Pihl (2008), "Handling 3P030100, Roslagstull NL31 Berg- och betongtunnlar Bellevue, Projekt Norra Länken i Stockholm, Vägverket", 2008-06-13

Åhnberg H. (2004), "Sekantpålar som stöd konstruktion – Litteraturstudie" Varia 544, SGI Linköping.

PERSONLIG KOMMUNIKATION

Beck Bertil, (september 2008). Konfem Byggkonsult AB, Täby

Bjerin Lars, (september 2008). Projektledningen Norra Länken, Vägverket region Stockholm

Kulick Tobias, (oktober 2008). Projektingenjör, Bilfinger Berger AG

Norström Lina, (oktober 2008), Kontraktsingenjör, Bilfinger Berger AG

Rosell Ebbe, (augusti 2008), Brospecialist – Sektion Byggnadsverk, Vägverket

APPENDIX

TABELLER

Tabell A.1. Jordparametrar som använts vid fastställandet av krav och rekommendationer för grundläggning vid Grop G, Norra Länken NL 12.

Materialegenskap	Karakteristiskt värde	Brottsgränstillstånd Partialkoefficient γ_m	Bruksgränstillstånd Partialkoefficient γ_m
Fyllning			
Friktion	$\tan \varphi_k = \tan 32^\circ$	1,2	1,1
Elasticitetsmodul	$E_k = 20 \text{ MPa}$	1,5	1,4
Tunghet över gvy	$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Tunghet under gvy	$\gamma'_m = 11 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Lera			
Skjuvhållfasthet	$\tau_k = 15 \text{ kPa}$	1,7	1,5
Tunghet över gvy	$\gamma_m = 17 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Tunghet under gvy	$\gamma'_m = 7 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Lera under järnvägsbanken			
Skjuvhållfasthet	$\tau_k = 30 \text{ kPa}$	1,7	1,5
Tunghet över gvy	$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Tunghet under gvy	$\gamma'_m = 8 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Naturligt löst lagrat åsmaterial			
Friktion	$\tan \varphi_k = \tan 34^\circ$	1,2	1,1
Elasticitetsmodul	$E_k = 20 \text{ MPa}$	1,5	1,4
Tunghet över gvy	$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Tunghet under gvy	$\gamma'_m = 11 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Fast lagrat åsmaterial och morän			
Friktion	$\tan \varphi_k = \tan 38^\circ$	1,2	1,1
Elasticitetsmodul	$E_k = 30 \text{ MPa}$	1,5	1,4
Tunghet över gvy	$\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Tunghet under gvy	$\gamma'_m = 12 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Packad sprängstensfyllning			
Friktion	$\tan \varphi_k = \tan 45^\circ$	1,2	1,1
Elasticitetsmodul	$E_k = 50 \text{ MPa}$	1,5	1,4
Tunghet över gvy	$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0
Tunghet under gvy	$\gamma'_m = 11 \text{ kN/m}^3$	1,0	1,0

Tabell A.2. Bergparametrar vid fastställande av krav och rekommendationer för Grop G, Norra Länken NL 12.

Bergtyp	Dimensionerande grundtrycksvärde f_d
Friskt berg med lutning < 1:2	8,0 MPa
Friskt berg med lutning > 1:2	4,0 MPa
	Karakteristisk friktionskoefficient μ_k (Mellan konstruktion och undergrund)
Sprängd och rensad bergyta	1,2
Naturlig, rensad bergyta med sprickor och ojämnheter	0,8
Naturlig, rensad, i huvudsak plan och sprickfri bergyta	0,6

Tabell A.3. Restriktioner avseende tillåtna svängningshastigheter för byggnader och anläggningar i riskområdet kring Grop G, Norra Länken NL 12.

Byggnad/ Anläggning	Undergrund/ Grundläggning	V₁₀ [mm/s]	Max tillåten svängningshastighet [mm/s]	
			Pålning/spontning	Packning
Östra och västra Tullhusen	Kallmurar på fyllning, lera och morän	12	5	4
Kv. Ormträsket 5- 7 (Wenner-Grens Center)	Stöd eller friktionspålar på morän	35	12	9
Stallmästaregården	Träbyggnader på friktionsjord och lera	12	5	4

Tabell A.4. Restriktioner avseende tillåtna svängningshastigheter för ledningar i riskområdet kring Grop G, Norra Länken NL 12.

Ledningstyp	Max tillåten svängningshastighet [mm/s] vid Pålning/spontning
Blydiktade	2
Stentrumma	7
Stål-, cement- och glasfiberarmerade-rör	7

Tabell A.5. Specifikationsdata för en sekundärpåle.

REINFORCEMENT			
Drawing No.:	102K22A1	Nos. Splices	0
Length above pile head	0,00 m	below pile head	20,25 m
Reinforcement cage checked according to drawing			
CONCRETE			
Nom. Strength	C20/25	Site-mixed	Ready Mixed
Consistency	S 4	Cement cont. [kg/m³]	215 C + 160 FA
Cement Type	CEM II 42,5 R	W/C Ratio	0,6
Aggregate		Slump/Flow	22 cm
Additive	32 mm	Dia. Pump hose	
Dia. Tremie pipe	273/230 mm		
Retarder	0,30%		
Workability	4 h		
Actual Volume	46,00 m³	Placing of concrete	
Overneed [%]	28,55		
		☒	under water
		☐	without water

Tabell A.6. Protokoll för beräkning av ramptal.


PROTOKOLL
 Kontroll av Skevning

DATUM: 0803-19 Operatör: Trygg

Spår: Yärlan-E Niv. Räll:

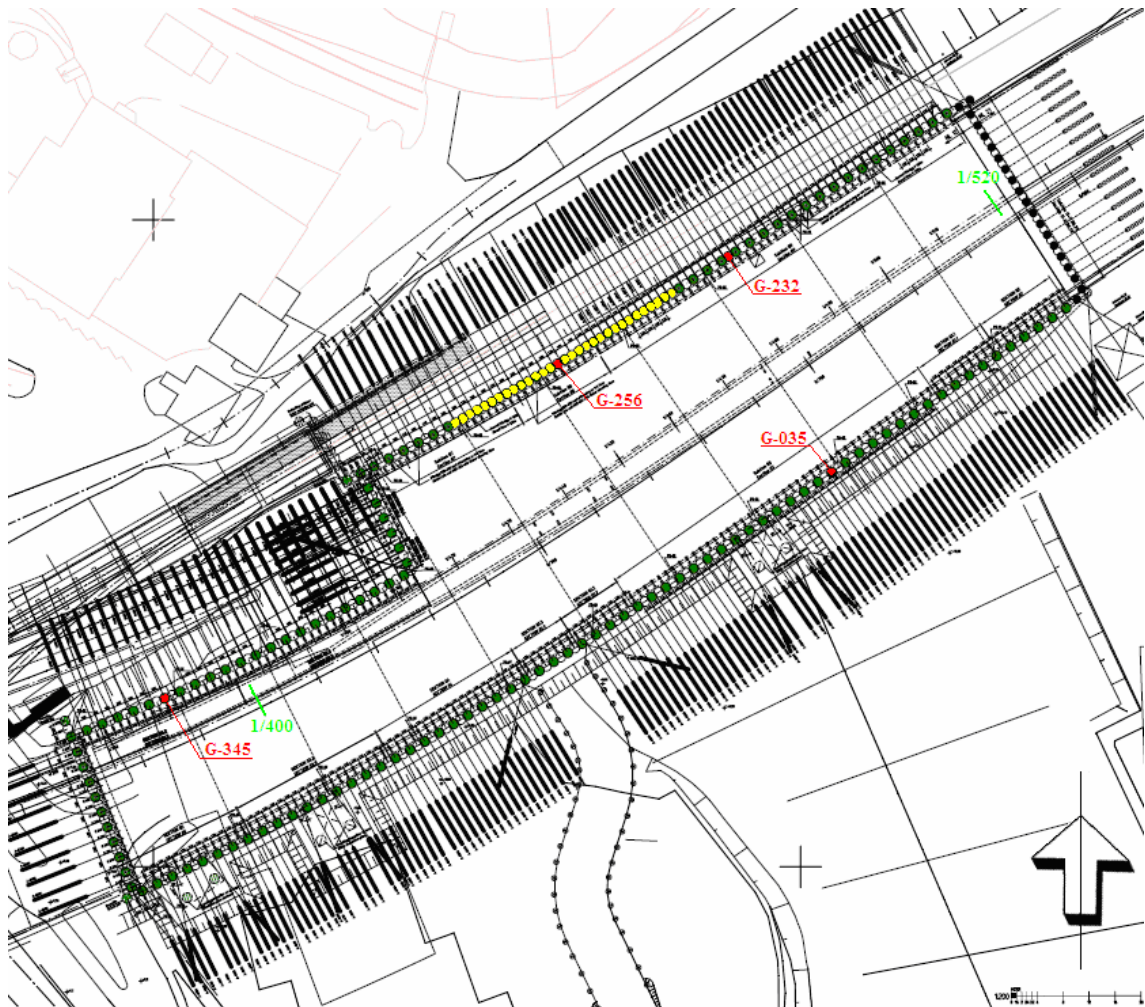
Km+m	Spårvidd	Sektion	Uppmätt rälsförhöjning mm	Rälsförhöjningsändring på 5 m	Ramptal	Förändring på 6 m		Hastighet km/h	Ramptal	
						mm	ramptal		Normal	Minsta
1+728			0			5	1200	20	400	300
			-3	5	1200	6	1000	25	400	300
			-5	4		7	857	30	400	300
			-5	4		8	750	35	400	400
			-7	3		9	867	40	400	400
			-8	4		10	600	45	400	400
			-9	3		11	545	50	400	400
			-10	4		12	500	55	440	400
			-10	1		13	462	60	480	400
			-10	1		14	428	65	520	400
			-11	2		15	400	70	560	420
			-12	1		16	376	75	600	450
			-12	1		17	353	80	640	480
			-12	0		18	334	85	680	510
			-13	2		19	316	90	720	540
			-12	2		20	300	95	760	570
			-14	1		21	286	100	800	600
			-14	1		22	273	105	840	630
			-14	1		23	261	110	880	660
			-13	1		24	250	115	920	690
			-13	1		25	240	120	960	720
			-13	0		26	230	125	1000	750
			-13	0		27	222	130	1040	780
			-13	1		28	214	135	1080	810
			-12	0		29	207	140	1120	840
			-12	0		30	200	145	1160	870
			-13	0		31	194	150	1200	900
			-12	1		32	188	155	1240	930
			-11	3		33	182	160	1280	960
			-10	2		34	177	165	1320	990
			-10	1		35	171	170	1360	1020
			-10	0						
			-10	1						
			-11	1						
			-11	4						
			-9	5	1200					
			-7	3						
			-6	0						
			-6	2						
			-7	1						
			-8							

Styrande föreskrift: BVF 587.02

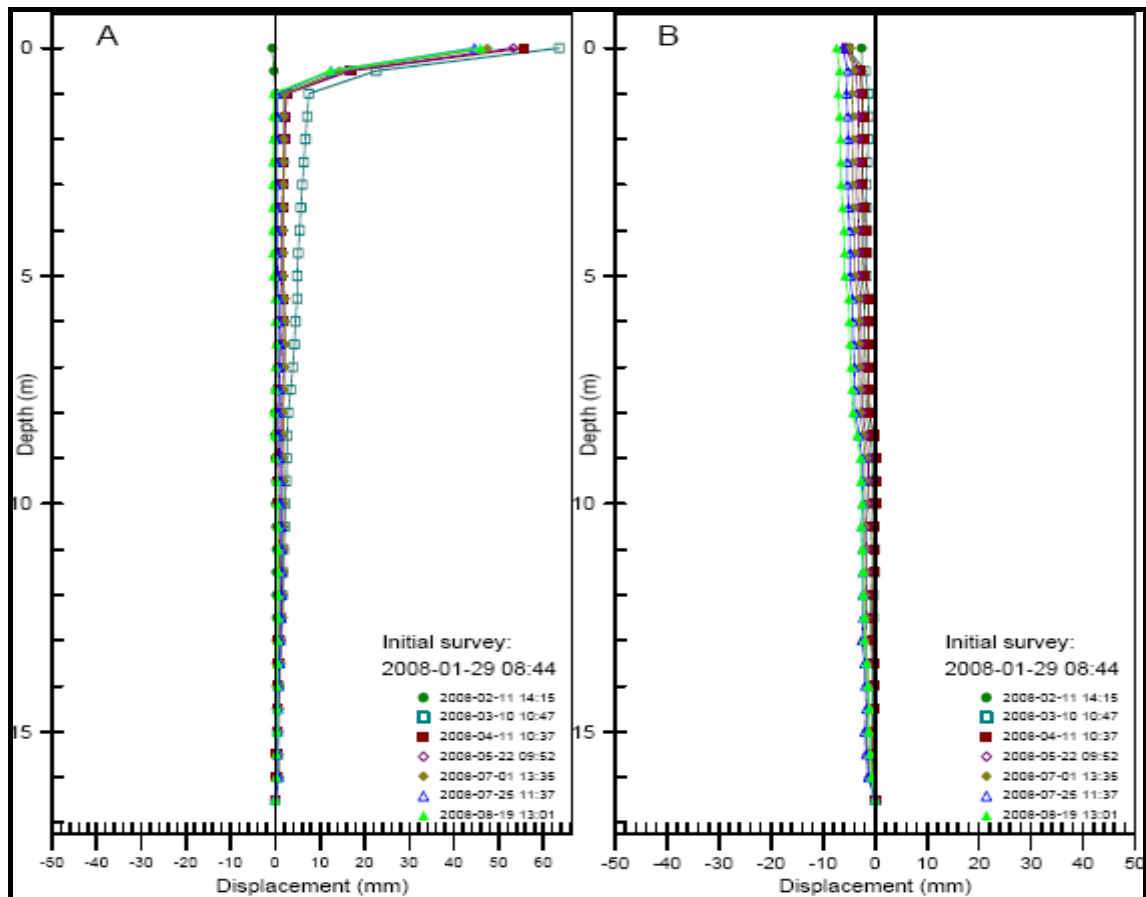
FIGURER



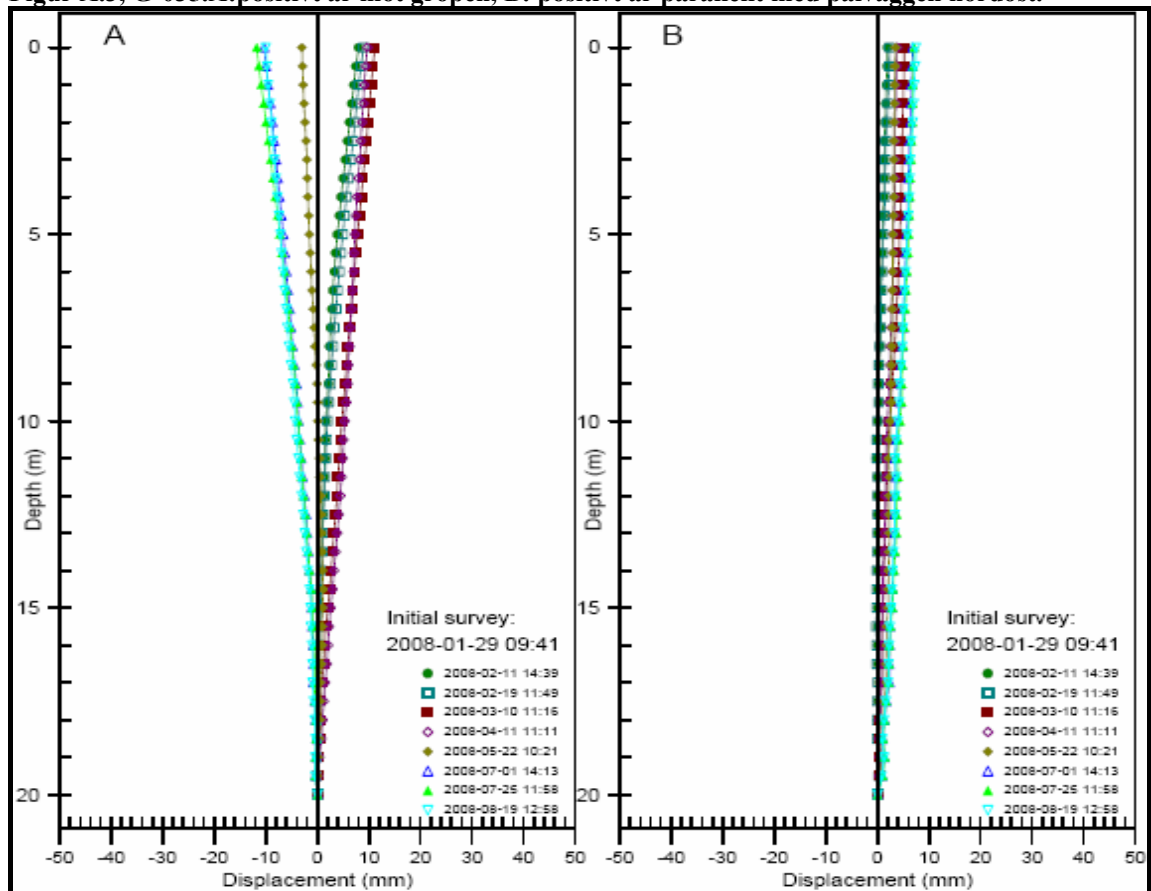
Figur A.1. Sekantpåleväggar vid Grop G, Norra Länken NL 12. Bilderna är tagna den 26 maj 2008.



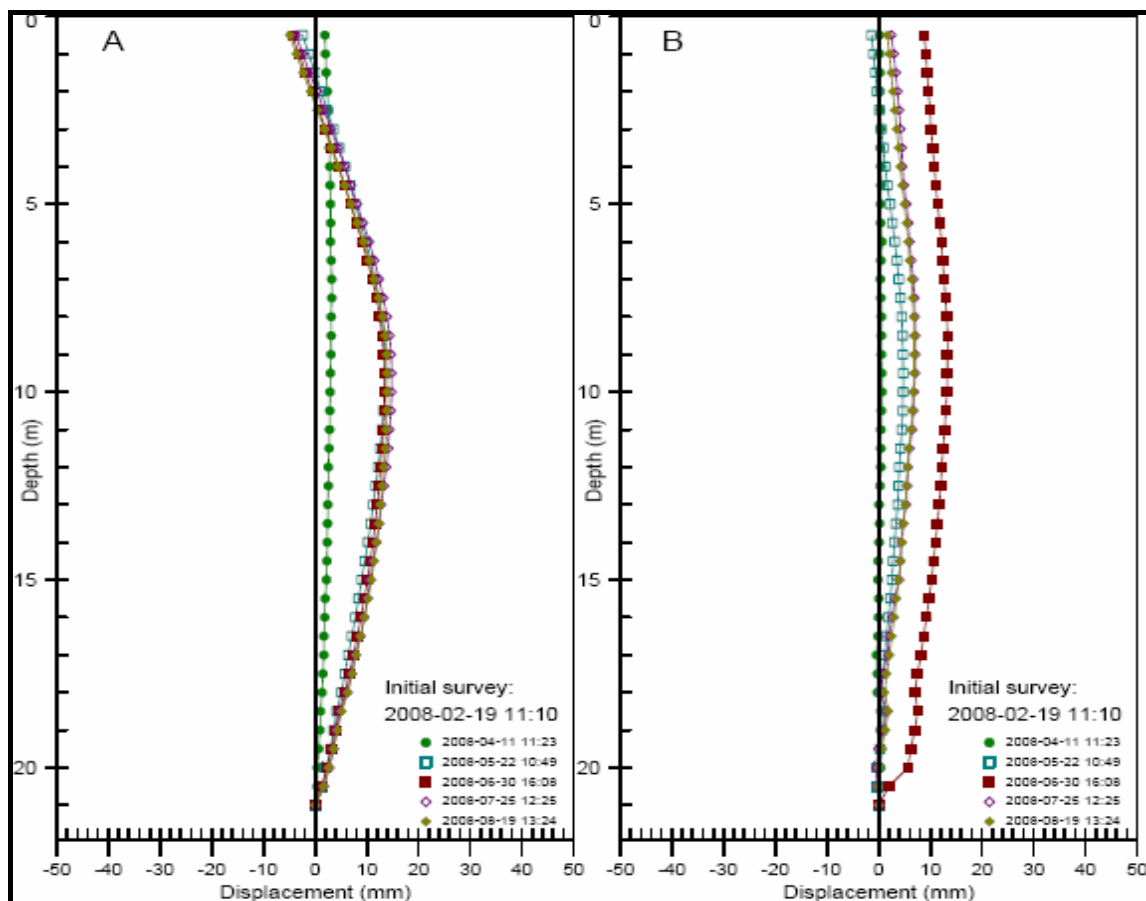
Figur A.2. Översiktlig planritning av Grop G, Norra Länken NL 12. Järnvägen går längst den övre långsidan av gropen.



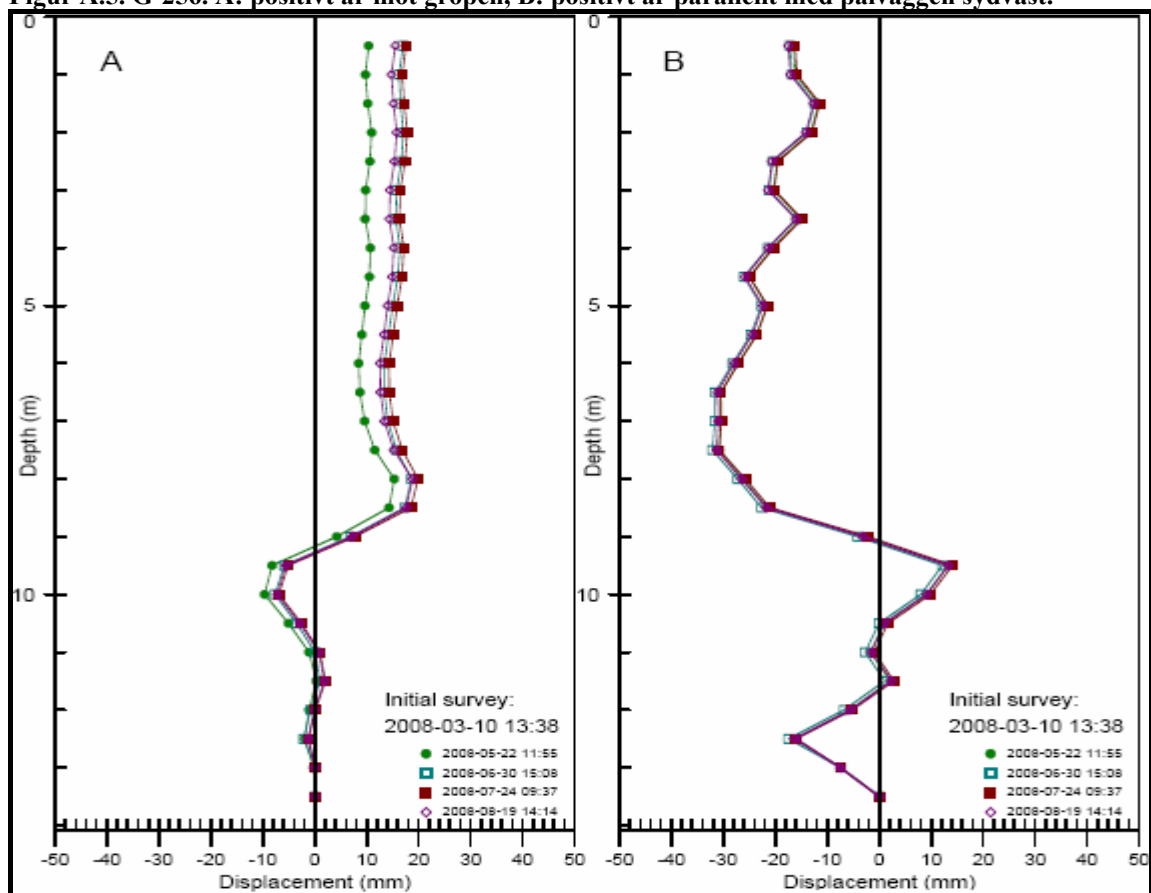
Figur A.3, G-035. A: positivt är mot gropen, B: positivt är parallellt med pålväggen nordost.



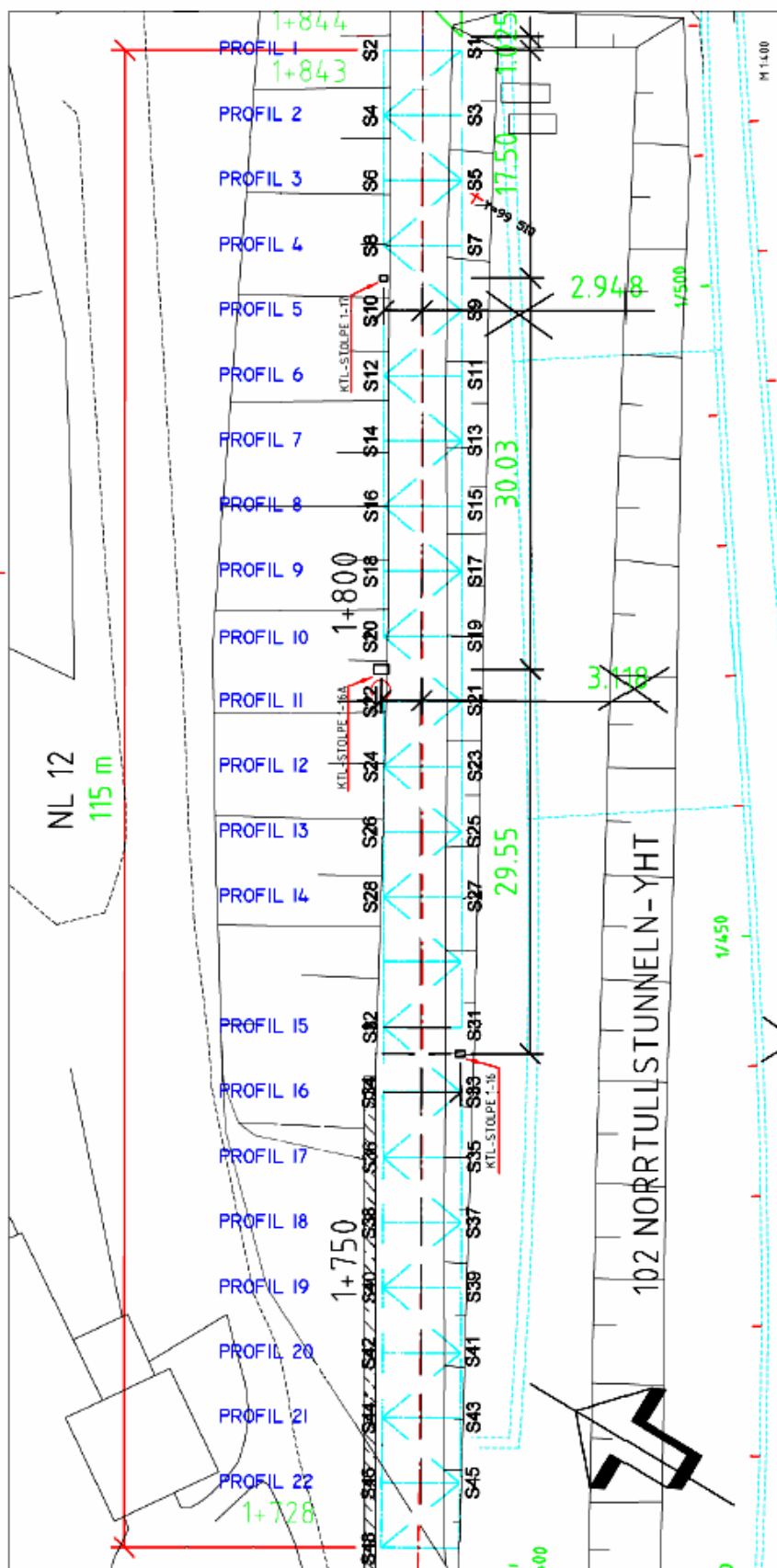
Figur A.4. G-232. A: positivt är mot gropen, B: positivt är parallellt med pålväggen sydväst.



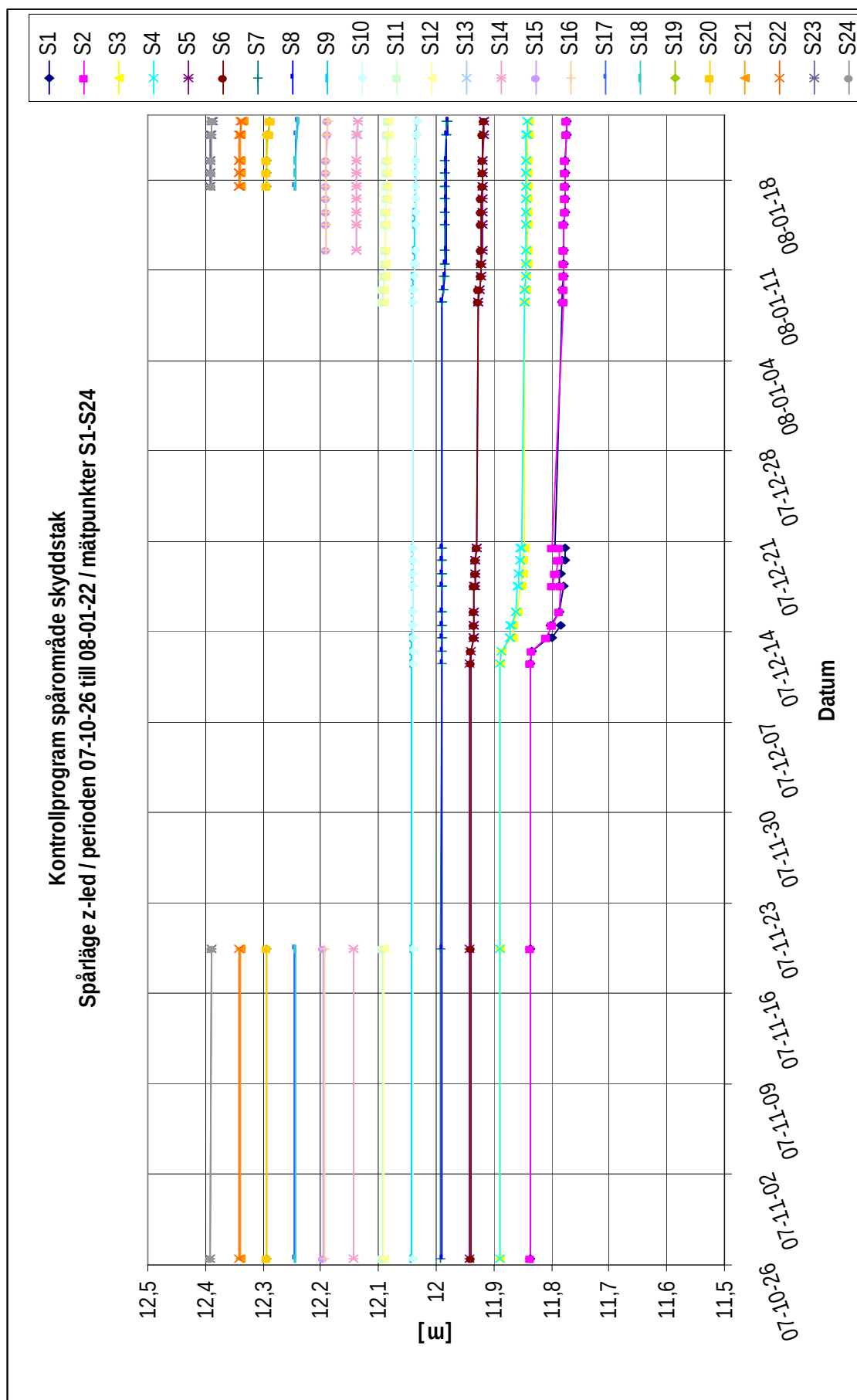
Figur A.5. G-256. A: positivt är mot gropen, B: positivt är parallellt med pålväggen sydväst.



Figur A.6. G-345. A: positivt är mot gropen, B: positivt är parallellt med pålväggen sydväst.



Figur A.7. Översiktsritning spårmatning.



Figur A.8. Mätresultat av punkterna S1-S24 under perioden 28 oktober, 2007 till 22 januari, 2008.