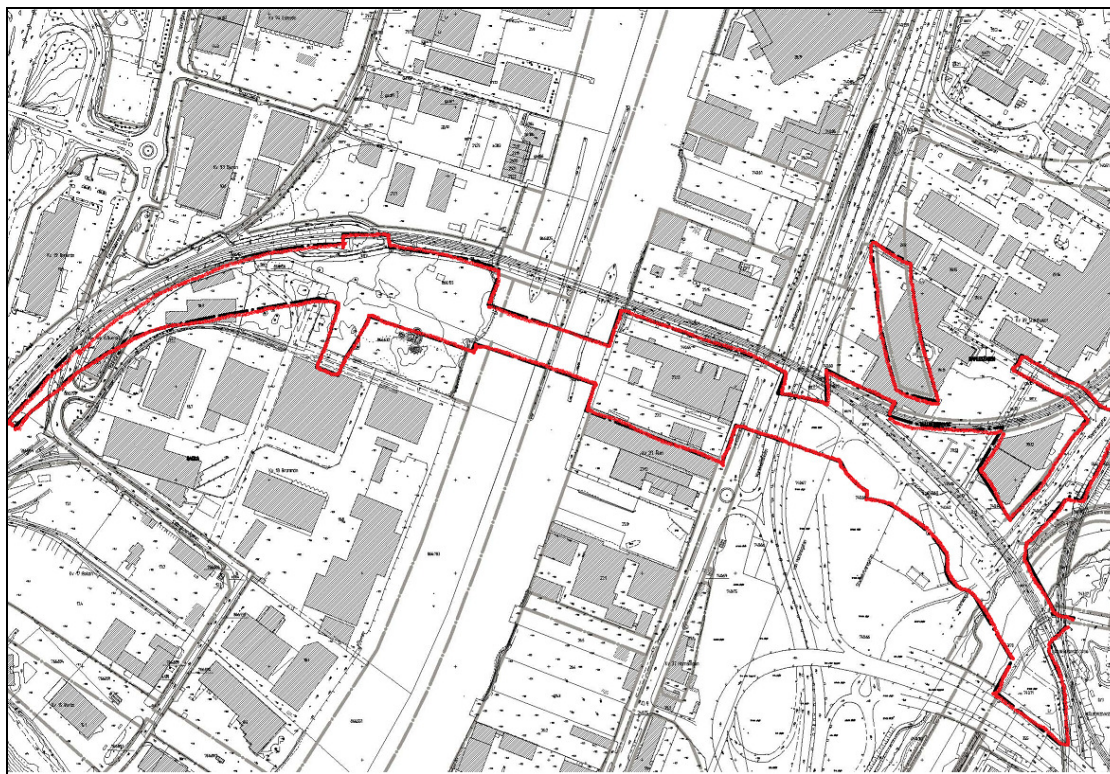


			Dokumentnummer
			102411-12-080
Handläggare/upprättad av (projektör)	Granskad (projektör)	Godkänd (projektör)	Datum
M Ekenberg, Tyréns AB	B Hansson / Tyréns AB	B Hedman / Tyréns AB	2012-04-27
Handläggare namn/sign (beställare)	Handling förvaltningsgranskad (BRÖB)	Ansvarig f. slutgodkännande (beställare)	Senaste revision nr/datum/sign.
Anders Hallingberg			
BOHUSBANAN / HAMNBANAN			
OLSKROKEN - KVILLE			
Ny Marieholmsbro			
Bandel 601, Sträckan km 2+724 – 4+100			
TEKNISK PM GEOTEKNIK, DETALJPLAN			

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	<i>Sida</i>
1 OMFATTNING OCH FÖRUTSÄTTNINGAR	3
2 AKTUELLT OMRÅDE	3
3 TERRÄNG.....	4
4 VATTENSTÅND	4
4.1 Karakteristiska vattenstånd	4
4.1 Extremt högvatten	5
5 GEOTEKNISK OCH GEOHYDROLOGISK ÖVERSIKT	5
5.1 Allmänt	5
5.2 Generell beskrivning.....	5
5.3 Partihallsområdet	5
5.4 Marieholmsområdet.....	7
5.5 Tingstadsområdet.....	8
5.6 Fortsatta utredningar	9
6 GRUNDLÄGGNING	9
6.1 Brogrundläggning	9
6.2 Grundläggning av järnvägsbank.....	9
6.2 Grundläggning av vägar	10
7 STABILITET	10
7.1 Allmänt	10
7.2 Erforderliga säkerhetsfaktorer	10
7.3 Delområden.....	10
7.4 Partihallsområdet	11
7.5 Säveån	14
7.6 Göta älv	20
7.7 Tingstad	33
7.8 Sammanfattning	36
8 OMGIVNINGSPÅVERKAN.....	38
BILAGOR	38

ny Marieholmsbro inom stadsdelarna Backa och Gamlestaden i Göteborg, se Figur 2.1. Detaljplaneområdet har för den geotekniska beskrivningen indelats i delområden benämnda Partihallsområdet, Marieholmsområdet respektive Tingstadsområdet.



Figur 2.1: Grundkarta med markering som ligger 5 m utanför planområdets gräns.

3 TERRÄNG

Planerad järnväg och broar startar och slutar inom plan järnvägsmark för att däremellan gå till största del över plan industri- och gatumark. Markytan utgörs delvis av kajer, byggnader och hårdgjorda ytor som är belägen på nivåer mellan +11,5 och +13,5. Öster om Göta älv, inom fastigheten Gamlestaden 27:13 och Gamlestaden 27:5, finns i dag industri- och kontorsbyggnader som måste rivas inför byggnation av ny Marieholmsbro. Vidare kommer även fastigheterna Backa 18:9 och Backa 106:1 väster om Göta älv att behöva rivas.

Lodningar visar att Göta älv är som djupast i dess centrala delar inom farleden där älvbotten är belägen på en nivå mellan ca +2,1 och +3,1 vilket motsvarar 7,1 respektive 8,1 m under medelvattenytan. Utförd lodning i Sävån visar på en relativt plan botten som ligger på en nivå omkring +6,5 till +7,5.

4 VATTENSTÅND

4.1 Karakteristiska vattenstånd

I samband med tillståndsansökningarna för Marieholmstunneln och Partihallsbron utförde SMHI beräkningar av vattenföring i Göta älv respektive Sävån, för framtagande av karakteristiska vattenstånd.

Nedan angivna karakteristiska vattenstånd i Göta älv och Sävån är tagna från uppgifter i tillståndsansökan för Marieholmstunneln respektive Partihallsbron.

Karakteristiska vattenstånd i Göta älv, angivna i Göteborgs lokala höjdsystem GH88 (HHW⁵⁰ år):

HHW	+12,0 (+1,93)
MHW	+11,3 (+1,23)
MW	+10,2 (+0,13)
MLW	+9,6 (-0,47)
LLW	+9,1 (-0,97)

Karakteristiska vattenstånd i Säveån angivna i Göteborgs lokala höjdsystem GH88 (HHW⁵⁰ år).

HHW	+11,9 (+1,83)
MHW	+11,35(+1,28)
MW	+10,2 (+0,13)
MLW	+9,6 (-0,47)
LLW	+9,2 (-0,87)

4.1 Extremt högvatten

För att ta höjd för framtida havsnivåhöjningar och högt vattenstånd i Vänern har Göteborgs kommun angivet i sin översiktsplan en anpassningsnivå på +12,9 (+2,83), d.v.s. ca 1 m över högsta högvatten (HHW⁵⁰ år). De delar av aktuellt projekt som ej ligger över denna nivå eller skyddas mot översvämning med t ex skyddsvall, skall dimensioneras för denna nivå.

Samhällsviktiga anläggningar såsom järnvägen skall även skyddas från långvariga avbrott vid en höjning av högsta högvatten med ytterligare en meter till +13,9 (+3,83).

5 GEOTEKNISK OCH GEOHYDROLOGISK ÖVERSIKT

5.1 Allmänt

Inom området har ett flertal geotekniska utredningar genomförts under åren. I samband med framtagande av järnvägsplan och systemhandling för ny Marieholmsbro har enbart kompletterande geotekniska undersökningar utförts i linjen. Inom Partihallsområdet har dock ett större antal undersökningspunkter utförts väster om befintlig banvall. Nu utförda punkter är markerade i de planer som redovisas i Figur 5.1 - 5.3 under kapitel 5.3 – 5.5.

Övrigt geotekniskt underlag har bland annat hämtats ur Granskningshandlingar av MUR Geoteknik för Marieholmstunneln entreprenad ED1 och ED3 samt från geotekniska undersökningar utförda av Bo Alte AB och Skanska Teknik AB inför byggnation av befintlig Marieholmsbro.

5.2 Generell beskrivning

De geotekniska förhållandena inom detaljplaneområdet utgörs av mäktiga sedimentavlagringar av lera vilket är typiskt för Göta älvs dalgång. Lerdjupet uppgår generellt till mer än 90-100 m från planområdets sydöstra del fram till Göta älv. Från älven och västerut uppgår lerdjupet mellan omkring 60-75 m fram till korsningen med Salsmästaregatan, varefter lerdjupen avtar västerut mot berg i dagen som återfinns i närhet till planområdets sydvästra gräns.

Grundvattenförhållandena i det aktuella området styrs i huvudsak av två magasin, ett nedre magasin i friktionsjorden som underlagrar leran och ett övre magasin i fyllningen som överlagrar leran. Generellt ligger grundvattennivån i fyllningen ca 0,5-1,5 m under markytan. I friktionsjorden under leran är grundvattnets trycknivå generellt något högre, motsvarande en fri grundvattenyta ovanför markytan. Grundvattenförhållandena i leran har anpassat sig mot dessa två magasin, varvid porvattnets trycknivå i leran ökar svagt med djupet inom större delen av planområdet. Inom Partihallsområdet återfinns dock ett porvattenövertryck i leran.

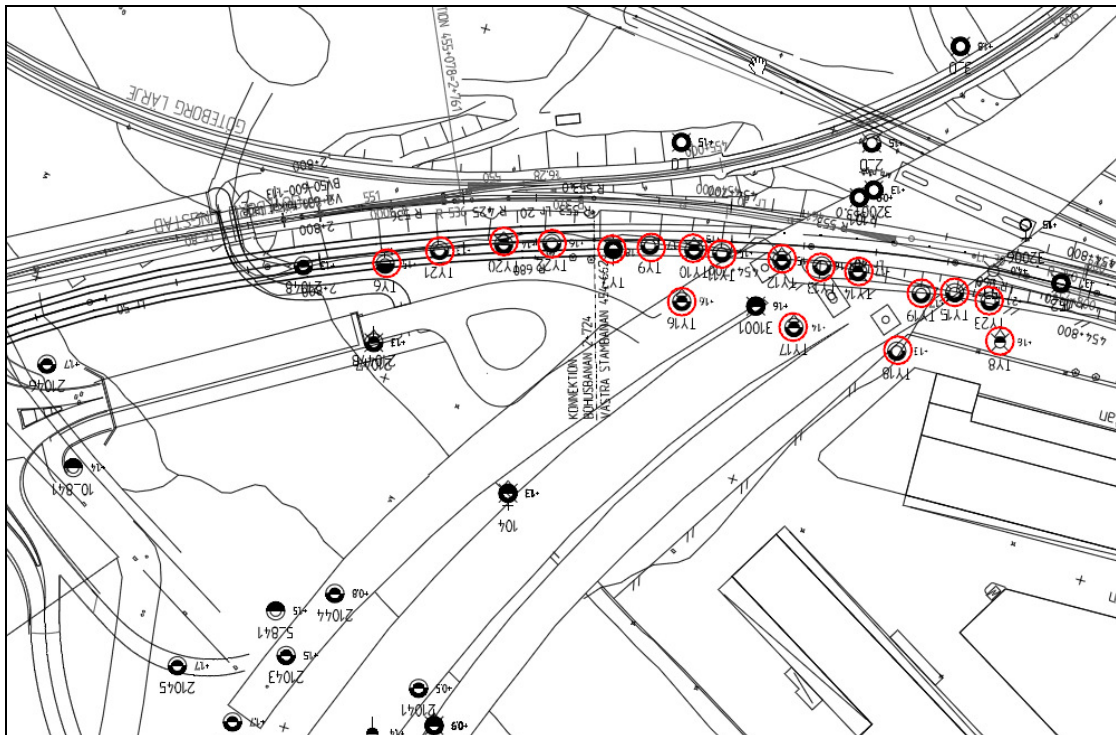
Leran är sättningsbenägen vilket bekräftats av sättningsmätningar utförda i området. Marksättningar pågår för närvarande och är inom stora delar av planområdet koncentrerad till jordlagrens övre 5 till 10 m med en sättningshastighet mellan 0-5 mm/år. Dock med undantag för området omkring Säveån och Partihallsområdet där pågående sättningar utbildas även på större djup. Inom dessa områden uppgår sättningshastigheten till mellan 3-15 mm/år, med ökad sättningshastighet mot öster. Ur sättningsdynpunkt är leran således sämre i östra delen av planområdet och blir successivt något bättre västerut.

5.3 Partihallsområdet

Partihallsområdet innefattar den del av detaljplaneområdet som sträcker sig från planområdets sydöstra gräns fram till Säveån östra strand. I Figur 5.1 redovisas en geoteknisk plan för aktuellt delområde.

Markytan inom aktuellt område är förhållandevis plan med nivåer mellan ca +11,5 och +12,5. Befintlig banvall som leder till Trafikverkets bro Marieholmsbron ligger med spåren på nivån ca +16,9 invid fackverksbron över Säveån för att successivt sjunka till nivå ca +13,5 i läge för där ny järnvägsbank skall ansluta mot befintlig bank. I ca sektion 454+725, där ny järnväg går från bank till bro, ligger befintlig banvall på nivån ca +15,0. Befintlig banvall för Skäran ligger i sektion 454+690 med spåren på nivån +17,6 jämfört med befintlig banvall som här ligger på nivå +15,9.

Jorden utgörs överst av fyllning med en mäktighet av ca 1-4 m där den största mäktigheten återfinns närmast Sävåån. Fyllningen utgörs huvudsakligen av lera, silt och sand under eventuella vägöverbyggnader. Den naturliga jorden under fyllningen utgörs av mäktiga sediment av lera, ned till ett djup på ca 90-100 m, som underlagras av friktionsjord med varierande mäktighet på berg. Inom området återfinns en naturligt avsatt sandlins ovan leran. Enligt borrhningar utförda av Caldenius 1921 har sandlagret en utbredning av omkring 100 m och en mäktighet på som mest ca 15 m. En tolkning av sonderingar invid Sävåns östra strand för den befintliga Marieholmsbrons östra landfäste visar att sandlagret har en tjocklek av ca 8 m och att jorden därunder utgörs av gytjtja och gytjtig lera till ca 20 m djup. Denna mäktighet av sandlagret består ända fram till järnvägens korsning med Hammaren/Skäran där endast tunna organiska skikt återfinns i övergången till leran. Sandlagrets mäktighet avtar därifrån successivt till omkring 1-2 m vid planområdets sydöstra gräns. I övergången mellan sandlinsen och underliggande lera förekommer här skikt av silt och gytjtja.



Figur 5.1: Plan geoteknik, Partihallsområdet. (OBS marknivåer är angivna i RH70)

Sensitiviteten är mestadels låg till mellansensitiv (5-20) med undantag för inom den sydöstra delen av området där det i de översta 10 m har uppmätts en något högre sensitivitet på upp till 35. Inom sydöstra delen av området varierar den korregerade skjuvhållfastheten omkring 10-25 kPa i övre delen av leran och ökar därunder mot djupet med 1-1,5 kPa/m. Inom området närmast Sävåån där leran överlagras av ett mäktigare sandlager visar skjuvhållfastheten på stor spridning i övre delen av jordprofilen ned till nivån omkring -20. Den korregerade skjuvhållfastheten varierar mellan omkring 20-70 kPa ned till nivån ca -15. Under nivån -18 till -20 bedöms leran utifrån undersökningarna vara mer homogen och skjuvhållfastheten sammanfaller med området i övrigt.

Undersökningarna inom området visar på stor variation i överkonsolideringsgrad (OCR). Enligt utförda CRS-försök varierar OCR mellan ca 1,0 å 1,9 ner till ca 50 m djup och minskar därunder till 1,0 å 1,3. Om OCR ligger inom intervallet 1,0 - 1,25 kan mindre eller större konsolideringssättningar pågå. Deformationer kan därmed generellt förväntas pågå till stort djup. Detta bekräftas av utförda mätningar där en sättningshastighet av ca 3-15 mm/år återfinns inom området. En bälgsättningsmätare intill "Skäran"-brons västra ändstöd visar en sättning av ca 7-8 mm/år med en sättningsutveckling ned till ca 30 m djup.

Inom området har mätningar utförts i 3 portrycksstationer där det i en av stationerna finns ett grundvattenrör installerat. Grundvattenytan i området ligger generellt sett 0,5-1,0 m under markytan för att lokalt invid Sävåån ligga något djupare på omkring 2 m under markytan. Uppmätt portryck i leran visar på en hydrostatisk profil till drygt 10 m djup. Där under byggs ett porvattenövertryck upp i leran och det maximala övertrycket återfinns på

mellan 35 och 40 m djup. Porvattenövertrycket uppgår som mest till mer än 8 mvp i borrhål TY7. I det undre magasinet är övertrycket lägre, omkring 2,3 mvp vilket tyder på att det höga trycket i lerprofilen inte beror på det undre magasinet utan troligare uppstått på grund av belastningar ovan mark. I takt med att porvattenövertrycket klingar av sker konsolidering i leran, med sättningar som följd.

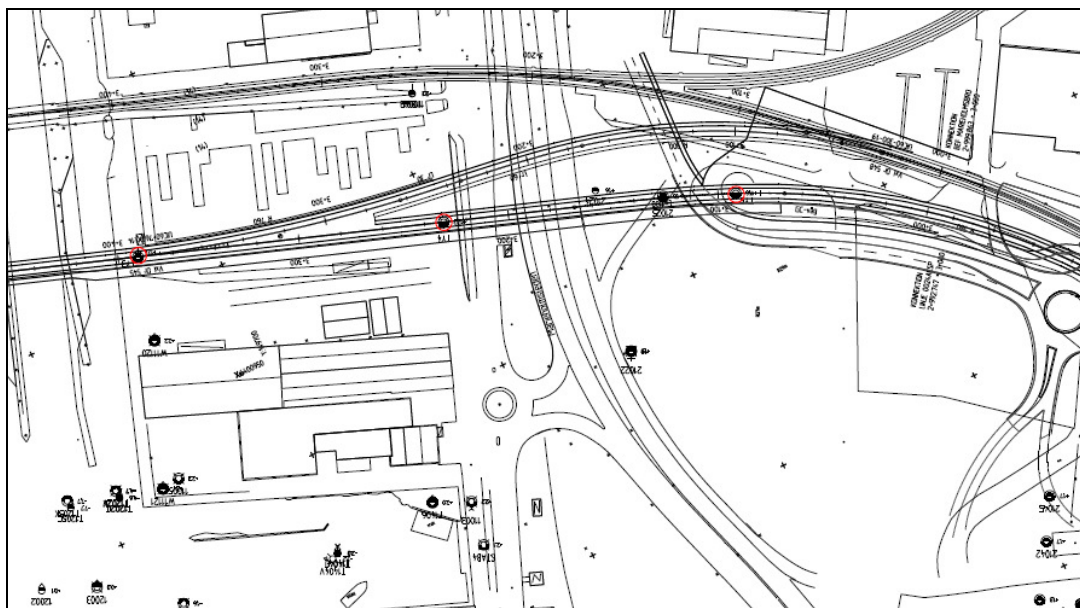
5.4 Marieholmsområdet

Marieholmsområdet innefattar den del av detaljplaneområdet som sträcker sig från Sävån och västerut fram till Göta älv. I Figur 5.2 visas en geoteknisk plan för delområdet.

Markytan inom aktuellt område är förhållandevis plan med nivåer mellan ca +11,5 och +12,9. Bottennivån i Sävån varierar mellan ca +6,5 och +7,5 inom aktuellt område, lägre nivåer kan dock förekomma.

Leran är inom större delen av området täckt av fyllning. Fyllnadsmäktighet är i huvudsak mellan ca 1-3 m, med undantag vid Sävåns västra strand där tjockleken uppgår till ca 0,5-4 m. Fyllningen består huvudsakligen av lera eller friktionsjord men innehåller även organisk jord och växtrester samt asfalt och byggnadsrester. Fyllningen bedöms delvis bestå av muddermassor varför gränsen mellan den naturligt avsatta jorden och fyllningen är svårare att bestämma. Under fyllningen återfinns mäktiga sedimentavlagringar huvudsakligen bestående av sulfidflammig, siltig lera. Invid Sävån underlagras fyllningen av en siltig lera med inslag av gyttja som övergår i en sulfidflammig, siltig lera som återfinns inom övriga delar av området. Djupen till lerans underkant har bestämts genom spolborrning till ca 93 m i en punkt strax öster om Göta älv, till ca 102 m i en punkt strax väster om Marieholmsleden respektive till ca 100 m i två punkter utmed Sävåns västra strand. För övriga delar av området kan jorddjupet generellt förutsättas uppgå till minst 80 m.

Leran under fyllning eller svämsediment är ofta gyttjig och delvis siltig de översta metrarna. Leran därunder har mycket varierande siltinnehåll. Leran är mestadels mellansensitiv (5-25). Den korregerade skjuvhållfastheten ligger omkring 10-18 kPa på nivån +10 och ökar med mellan 1- 1,5 kPa/m inom stora delar av Marieholmsområdet.



Figur 5.2: Plan geoteknik, Marieholmsområdet. (OBS marknivåer är angivna i RH70)

Trots att de geologiska förhållandena tycks vara likartade med en relativt plan markyta och stora lerdjup varierar konsolideringsförhållandena både i plan och mot djupet. Väster om Sävån ligger OCR runt 1,0 ner till 50 m djup men förhållandena blir något bättre västerut där OCR i huvudsak ligger mellan 1,0 och 1,4 ner till 50 m djup för att där under ligga omkring 1,25. Sättningsmätningarna visar sammantaget att de pågående marksättningarna varierar mellan ca 3-7 mm/år inom olika delar av området. Mätningar utförda 2008 på den befintliga Marieholmsbron visar en sättningshastighet på ca 2-4 mm/år. Sättningarna är som störst närmast intill Sävån.

Inom området har mätning utförts i 4 st portrycksstationer och ett flertal grundvattenrör. De flesta grundvattenrören är dock ytliga och sitter på ca 2-3 m djup under markytan. I borrhål 11002 har grundvattenmätningar utförts i det undre magasinet med ett grundvattenrör. Grundvattenytan i området ligger generellt sett 0,5-1,0 m under markytan. Inom områdets östra delar är portryckssituationen relativt lik den som råder inom Partihallsområdet där ett hydrostatiskt förhållande råder i den övre delen av lerprofilen för att mot djupet övergå i ett porvattenövertryck som klingar av mot djupet. På ca 46 m djup uppgår övertrycket i leran till omkring 2,2 mvp. Inom områdets västra delar tycks en hydrostatisk portryckssituation råda ner till drygt 30 m djup. Därunder byggs ett övertryck upp i leran som på ca 50 m djup maximalt motsvarar omkring 1,3 mvp respektive 1,7 mvp på ca 107 m djup i det undre magasinet.

5.5 Tingstadsområdet

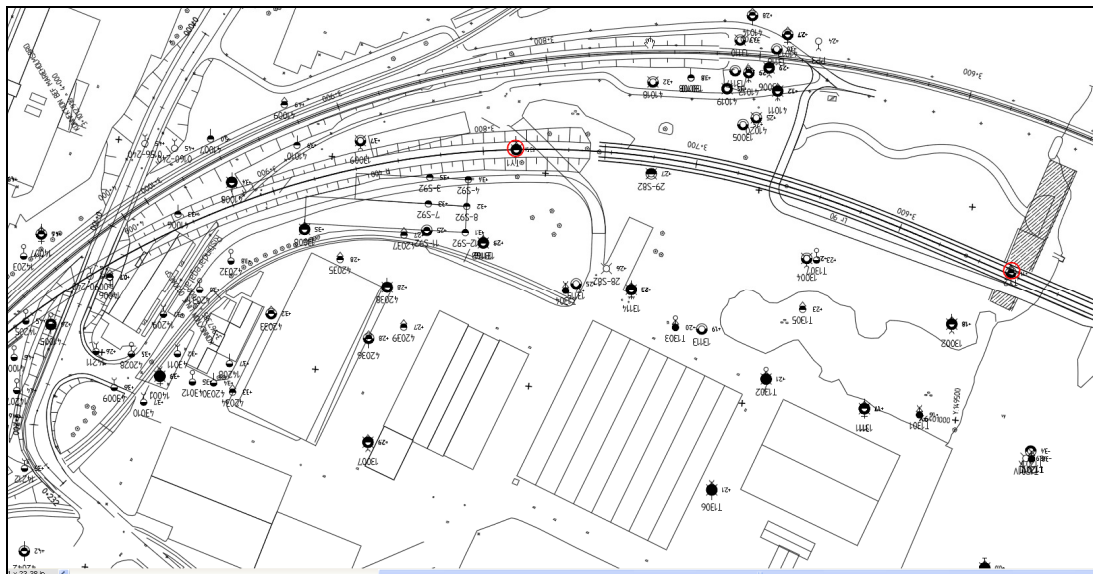
Tingstadsområdet omfattar den del av detaljplaneområdet som sträcker sig från Göta älv och västerut fram till planområdesgränsen. I Figur 5.3 visas en geoteknisk plan inom aktuellt delområde.

Terrängen inom området utgörs av en relativt plan markyta med väganläggningar i skärning. Göta Älv har en bottenprofil på omkring +2,1 till +3,1 och markytan närmst älven ligger på ca +11,8 men stiger med ökat avstånd från älven. Öster om Bohusbanan/Hamnbanan ligger markytan mellan ca +13,1 och +14,1. Väster om Bohusbanan/Hamnbanan stiger markytan något till ca +15,1 i planområdets sydvästra del mot befintlig väg E6.

Leran är i större delen av området täckt av fyllning med en måktighet omkring 1 m, men måktigare fyllning förekommer lokalt. Mellan lera och berg återfinns friktionsjord med varierande måktighet. Sonderingar närmast älven visar på ett lerdjup på drygt 70 m som avtar i riktning västerut. Tolkningar av sonderingar och seismiska mätningar i älven visar att lerdjupet lokalt är något mindre, omkring 60 m under vattenytan, i älvens västra farled där en måktigare avlagring av friktionsjord överlagrar berget. Berg i dagen återfinns i närhet till planområdets sydvästra gräns.

Leran är mestadels homogen utan förekomst av skikt, med undantag för ett område väster och söder om fastighet Backa 19:1, beläget mellan Salsmästaregatan och väg E6, där viss förekomst av skikt har påträffats. Dessa skikt är dock mycket tunna eller ej sammanhängande och bedöms därmed inte vara dränerande. Strax norr om ovan beskrivna område har en gytjtig lera återfunnits.

Leran är relativt typisk för Göteborgsområdet och har i sin övre del en korrigerad skjuvhållfasthet mellan 10 å 20 kPa och ökande mot djupet med 1-1,5 kPa/m. Leran är i huvudsak mellansensitiv (sensitivitet 8-35) men inom det område där skikt har påträffats finns även kvicklera. Överkonsolideringsgraden ligger mestadels i intervallet 1,2 - 1,6 vilket innebär att leran är sättningsbenägen. Mätningar utförda i området visar pågående marksättningar vilka i huvudsak är koncentrerade till jordlagrens övre 5 till 10 m med en sättningshastighet mellan 0-5 mm/år.



Figur 5.3: Plan geoteknik, Tingstadsområdet. (OBS marknivåer är angivna i RH70)

Inom området har det installerats 10 st porttrycksstationer och ett flertal grundvattenrör. De flesta grundvattenrören är ytliga och sitter på 2-3 m djup. I borrhål 13114 återfinns det grundvattenrör där mätningar i det undre magasinet har utförts. Grundvattenytan i området ligger generellt sett 0,5-1,5 m under markytan. Inom områdets östra delar återfinns en porttrycksfördelning som ökar naturligt mot djupet och i det undre magasinet uppgår övertrycket till ca 2,6 mvp. Inom områdets västra delar har snarare en avsänkt profil uppmätts i leran.

5.6 Fortsatta utredningar

Inför upprättande av bygghandling rekommenderas att kompletterande geotekniska undersökningar utförs. Undersökningar bör utföras i Göta älv i läge för blivande brostöd för bestämning av djup till fast botten och berg, dessutom rekommenderas att undersökningar utförs öster om befintlig banvall inom Partihallsområdet för att bland annat bestämma sandlinsens utbredning och lerans skjuvhållfasthet. Eventuellt kan kompletterande undersökningar även krävas invid Sävån, vid rampbroarna på Tingstadssidan samt inom de fastigheter där det i kapitel 7 föreslås förstärkning med kalkcementpelare.

6 GRUNDLÄGGNING

6.1 Brogrundläggning

Ny Marieholmsbro inklusive bro över Sävån kommer att grundläggas med mantelburna pålar, kohesionspålar. Svängbron i Göta älv är känslig för differenssättningar och dess stöd bör därför ha samma grundläggningssätt. Möjligen kommer dessa stöd att stödpålas, vilket skall utredas bland annat genom bestämning av djup till berg via sonderingar i blivande stödlägen. Inbördes läge på stöden till svängbron kommer dessutom säkras med en förbindelsebalk. Balken utgörs av en betongkulvert. Stöden till Partihallsbro är känsliga för tillkommande laster och för markförskjutningar. Brostöden under och intill Ny Partihallsbro föreslås därför kompensationsgrundläggas genom att stöden utformas som sänkbrunnar. Viss lastutjämnande pålning erfordras också. Pålningen skall utföras med en icke massundanträngande påltyp.

Gång och cykelbro över Göta älv och fortsatt över E45 föreslås grundläggas på bottenplattor på mantelburna pålar. GC-brons stödlägen och grundläggning anpassas till ny Marieholmsbro.

Broar över Salsmästaregatan och blivande norr och södergående vägramper till Marieholmstunneln planeras att grundläggas med stödpålar.

Både ny vägbro över Sävån, Walckesbron och planerat tråg under befintlig Marieholmsbro, för ny sträckning av Salsmästaregatan, grundläggs med mantelburna pålar.

6.2 Grundläggning av järnvägsbank

Med hänsyn till såväl krav på erforderlig säkerhet mot stabilitetsbrott som för krav på sättningar samt kravet på jämna övergångar mellan broar och bank kommer järnvägsbankarna att grundförstärkas utefter största delen av sträckan.

Östra sidan av befintlig järnvägsbank inom Partihallsområdet är mellan ca km 454+745 och 454+825 förstärkt med lättklinker. För att undvika tillkommande belastningar på markytan som kan skada grundläggningen för ny Partihallsbro och för att få en jämn övergång mellan ny Marieholmsbro och breddad järnvägsbank föreslås att järnvägsbanken förstärks med lättklinker. Från blivande landfäste, ca km 454+725 och ca 40 m söderut förstärks banken på hela sin bredd. Lättklinkerförstärkningen ansluter då till befintlig förstärkning under befintligt spår och under breddad bank dras lättklinkerförstärkningen ytterligare en bit söderut. Närmast intill Marieholmsbrons landfäste kommer troligen bankpålar att installeras för att säkerställa övergången mellan bro och bank. Pålningen måste dock utföras med en icke massundanträngande pålmetod för att inte skada intilliggande stöd till Partihallsbron.

Inom Tingstadssidan finns lastbegränsningar i detaljplan för Marieholmstunneln på 10 kPa. För att klara dessa begränsningar och för att inte omöjliggöra en utbyggnad av Marieholmstunneln kommer ny järnvägsbank på Tingstadssidan mellan ny Marieholmsbro och bro över Salsmästaregatan att förstärkas med bankpålar. Närmast respektive bro förstärks banken med påldäck. Vid ca km 3+920 kommer ett flertal ledningar och kulvertar korsa ny bank, vilket försvårar möjligheten att slå bankpålar i ett jämnt mönster. För att överbrygga ledningarna kommer en bro/påldäck att byggas under banken.

Järnvägsbank för såväl befintliga spår som nytt spår mellan rampbroarna kommer att grundläggas på påldäck. Söder om södra rampbron förstärks järnvägsbanken med ett påldäck följt av några rader med bankpålar efterföljt av en kil med lättklinker.

6.2 Grundläggning av vägar

Inom Marieholmsområdet östra del, intill Sävån, skall Walckesgatan läggas om och en ny cirkulationsplats byggas framför blivande vägbro över Sävån. Även väganslutningar och GC-vägar parallellt med Sävån skall byggas för anslutning mot Marieholms tunnel, Partihallsbro och Waterloo gatan. Med föreslagna utformning kommer det erfordras förstärkning åtminstone under de delar av cirkulationsplatsen som ligger närmast broar och Sävån för att undvika ökad sättningshastighet och för att förbättra stabiliteten ned mot Sävån. Förstärkningen utförs förslagsvis med lättklinker i kombination med kalkcementpelare. Förstärkningarna utförs direkt under blivande väganläggningar och påverkar ej Sävån och dess strandbrinkar. Se vidare under kapitel 7.

7 STABILITET

7.1 Allmänt

Stabilitetsutredningen för detaljplan för Marieholms tunneln är utförd med totalsäkerhetsmetoden enligt Skredkommissionens rapport 3:95 ”Anvisningar för släntstabilitetsutredningar”. Projektering av ny Marieholmsbro skall utföras enligt Eurokod och för de geotekniska utredningarna gäller Trafikverkets TKGeo 11. Enligt Eurokod skall stabilitetsutredningar utföras enligt partialkoefficientmetoden. IEG rapport 4:2010 ”Tillståndsbedömning/klassificering av naturliga slänter och slänter med befintlig bebyggelse och anläggningar”, ger vägledning för tillämpning av Skredkommissionens rapport 3:95. Enligt Rapport 4:2010 kapitel 4.5.2.3 kan stabilitetsutredningar i samband med t ex detaljplaner utföras enligt totalsäkerhetsmetoden. Här anges också krav på erforderliga säkerhetsfaktorer vilka skiljer sig något mot de som anges i rapport 3:95. I föreliggande utredning har krav på säkerhetsfaktorer enligt IEG Rapport 4:2010 tillämpats.

Nu utförda beräkningar är utförda i Geostudio 2007 SLOPE/W version 1.17. I Bilaga 1 redovisas utförda beräkningar, medan enbart ett urval av utförda beräkningar redovisas i detta kapitel. I Bilaga 1 redovisas dessutom en plan med läge för de kontrollerade sektionerna.

Vid nu utförda stabilitetsberäkningar har en trafiklast enligt stax 30/10 använts. Vid dubbelspår har ett spår belastats med full trafiklast (53 kN/m²) och det andra med en trafiklast reducerad med 25 % (39,75 kN/m²). För varje sektion med dubbelspår har båda lastkombinationerna kontrollerats.

Trafiklast på vägar är ansatt till 20 kPa (korta glidytor) och till 5 kPa på GC-vägar, enligt TKGeo11. Hänsyn har tagits till trafiklastens begränsning i längdled (3D effekter), enligt TKGeo11 där det hanteras genom att ansätta en trafiklast på 13 kPa för så kallade långa glidytor.

7.2 Erforderliga säkerhetsfaktorer

Aktuell utredning är att betrakta som en ”detaljerad utredning” med inslag av en ”fördjupad utredning” då bl.a. ett större antal direkta skjuvförsök har utförts. Förhållandena är huvudsakligen homogena, med undantag för Partihallsområdet. Erforderlig säkerhetsfaktor enligt IEG Rapport 4:2010 är vid planläggning av nyexploatering för detaljerad respektive fördjupad utredning, enligt nedanstående tabell. Siffror inom parentes är enligt Skredkommissionens rapport 3:95.

	<u>Detaljerad utredning</u>		<u>Fördjupad utredning</u>	
$F_c =$	1,7 – 1,5	(1,7 – 1,5)	1,5 – 1,4	(1,5 – 1,4)
$F_{komb} =$	1,5 – 1,4	(1,45 – 1,35)	1,4 – 1,3	(1,35 – 1,3)

I detta skede har för detaljplaneområdet eftersträvat $F_c=1,6$ och $F_{komb}=1,4$. För fastigheter belägna i angränsning till detaljplaneområdet och utan förekomst av kvicklera i undergrunden har $F_c=1,5$ och $F_{komb}=1,35$ eftersträvat.

7.3 Delområden

Stabiliteten behandlas i nedanstående delområden.

- Partihallsområdet, stabilitet för breddad järnvägsbank.
- Sävån, stabilitet ned mot ån.
- Göta älv, stabilitet för fastigheterna längs med älven.
- Tingstad, stabilitet för järnvägsbank.

Inom hela Marieholmsområdet går nytt spår på bro och medför inte några stabilitetsproblem.

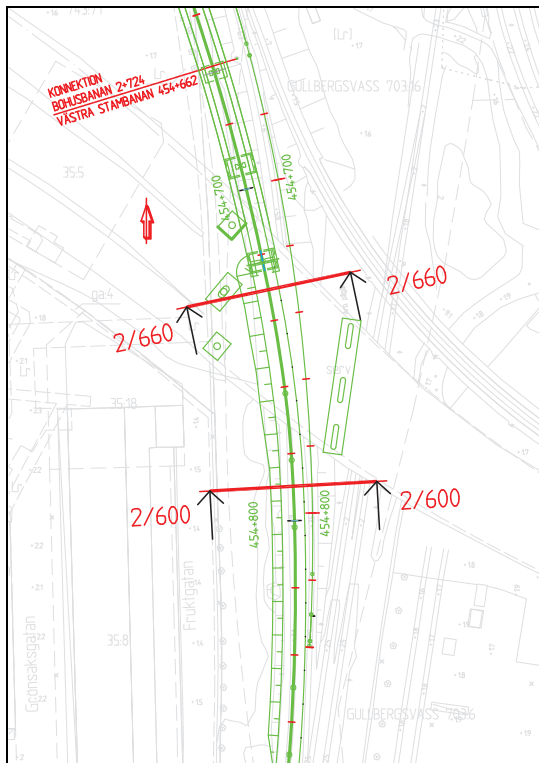
7.4 Partihallsområdet

Inom aktuell sträcka är befintlig järnvägsbank till största del grundlagd utan några grundförstärkningsåtgärder. Östra sidan av befintlig järnvägsbank är dock mellan ca km 454+745 och 454+825 förstärkt med lättklinker.

Nytt spår anläggs väster om befintligt spår, på en gemensam banvall. Närmast landfäste för ny Marieholmsbro och ca 40 m söderut kommer järnvägsbanken under båda spåren att förstärkas med lättklinker, se beskrivning i kapitel 6.

Som beskrivs under kapitel 5, varierar geologin kraftigt inom delområdet. Till stor del är det sandlinsens utbredning och mäktighet som påverkar förutsättningar direkt såsom jordlagerföljd och indirekt via påverkan på den underliggande lerans skjuvhållfasthet. Sandlinsen påverkar leran inom de översta 15-20 m.

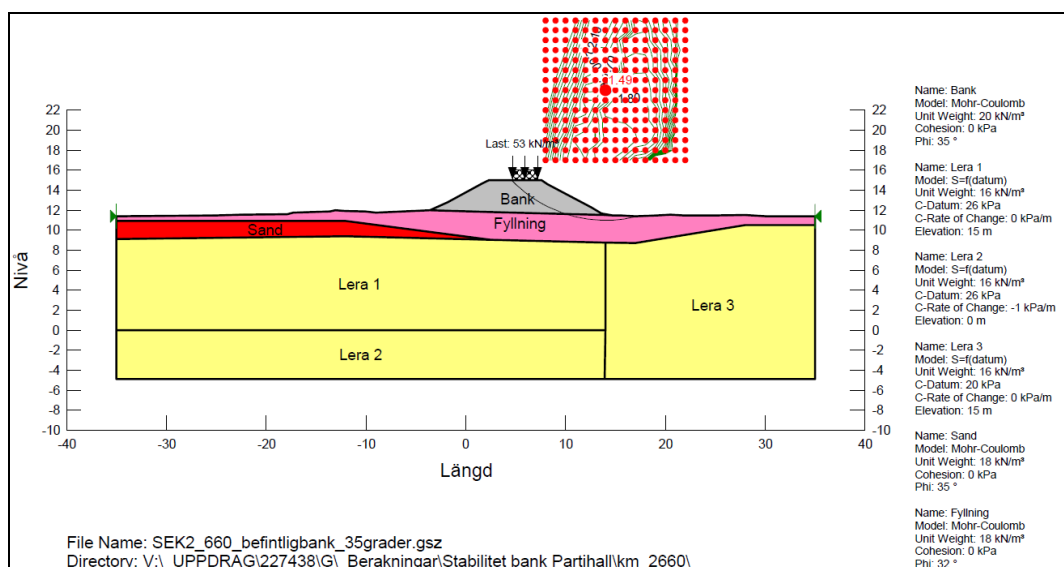
Kontroll har utförts för befintlig banvall och för ny breddad banvall. Kontrollen har utförts i två sektioner. Sektion 2/660 (454+730) som ligger strax söder om blivande landfäste för ny Marieholmsbro och sektion 2/600 (454+810) belägen söder om Partihallsbron och inom den sträcka där befintlig järnvägsbank är förstärkt med lättklinker. Se Figur 7.4.1. Såväl odränerade som kombinerade analyser är utförda.



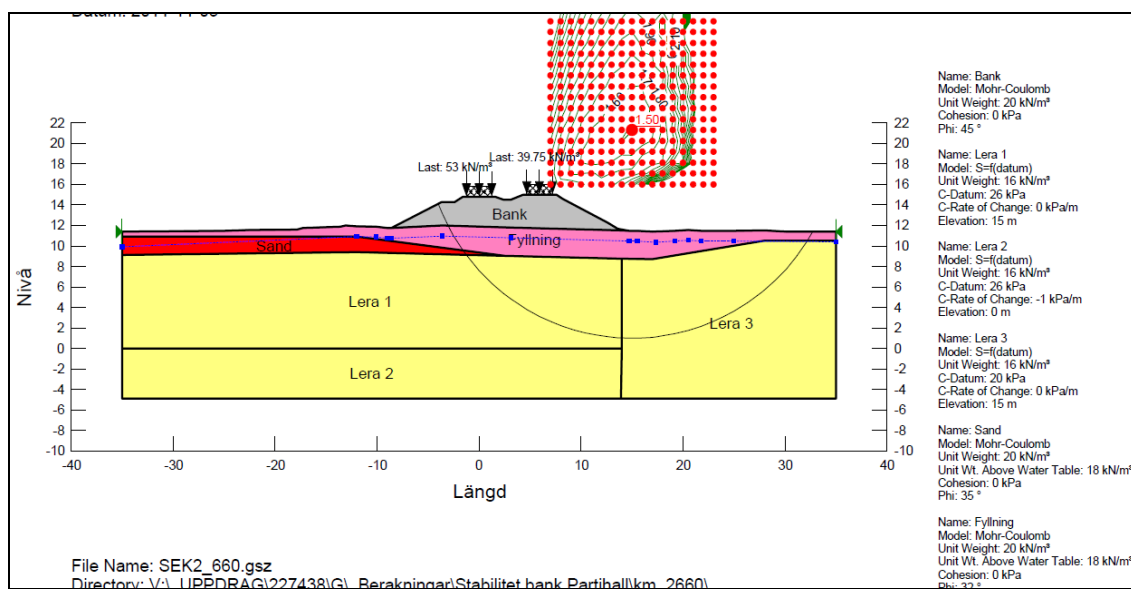
Figur 7.4.1: Beräkningssektioner för järnvägsbank inom Partihallsområdet (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Beräkningar i sektion 2/660 (454+730)

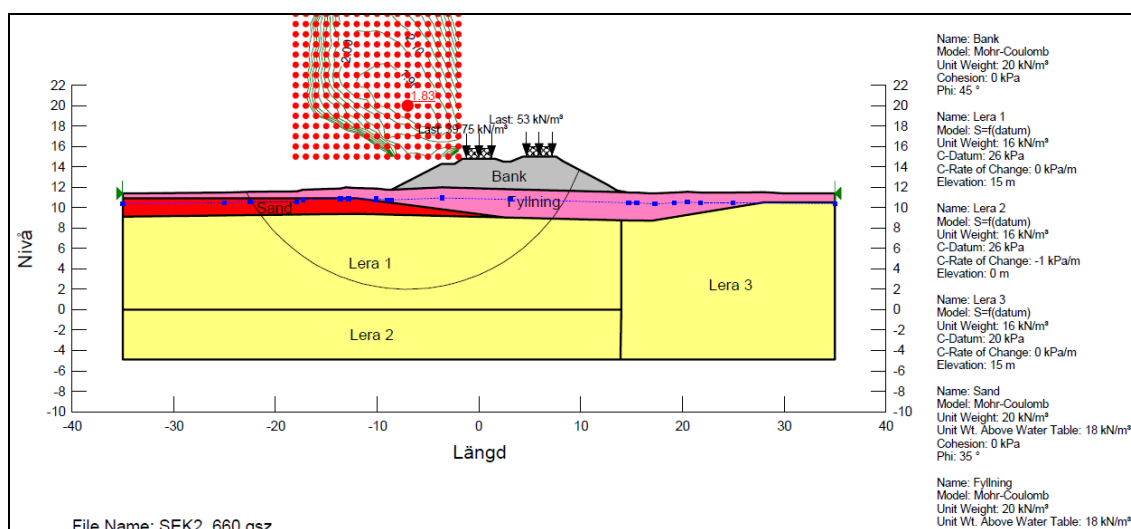
Beräkningar är utförda för befintlig bank samt för breddad järnvägsbank, både mot öster och väster. Nedan redovisas beräkningssektioner vid odränerad analys, se Figur 7.4.2 till 7.4.5 Kritiska glidytor slår upp mot öster, varvid det nedan enbart för belastningsfallet ”breddad oförstärkt bank” redovisas en beräkning mot väster.



Figur 7.4.2: Sektion 2/660, Befintlig bank, kontroll mot öster och odränerad analys.



Figur 7.4.3: Sektion 2/660, Breddad, oförstärkt. Kontroll mot öster och odränerad analys.

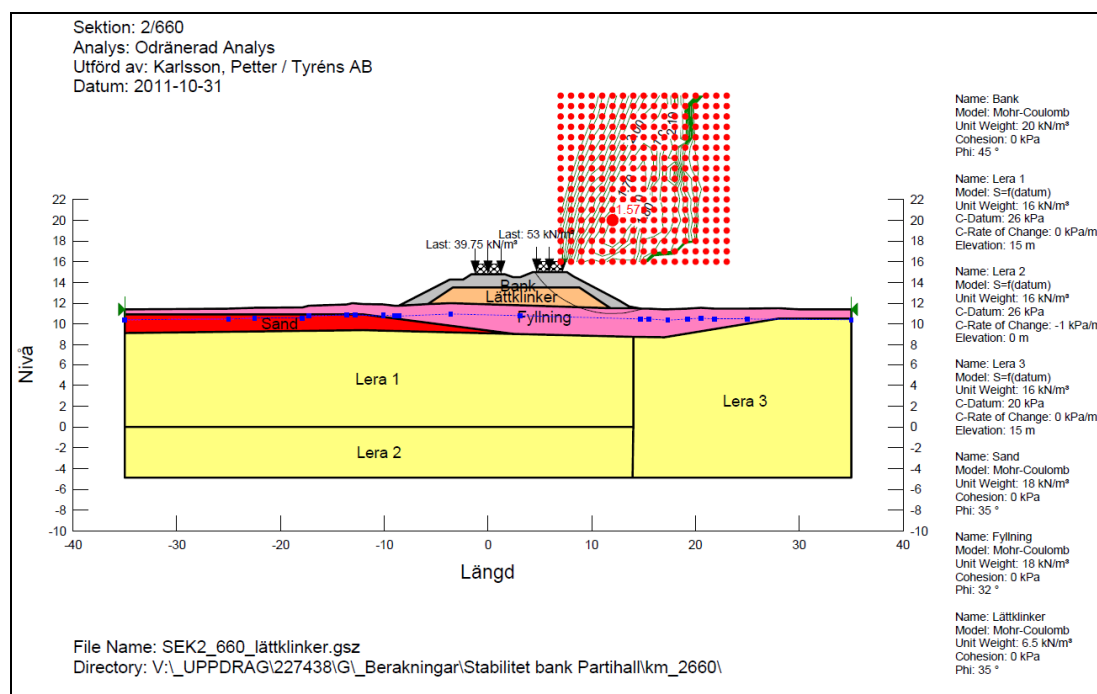


Figur 7.4.4: Sektion 2/660, Breddad, oförstärkt. Kontroll mot väster och odränerad analys.

Beräknade säkerhetsfaktorer för befintlig järnvägsbank uppnår $F_c=1,5$ med ett försiktigt antagande att bankmaterialet har en inre friktionsvinkel på 35 grader. Vid en friktionsvinkel på 38 grader i befintlig bank ökar säkerheten till $F_c=1,59$.

För breddad oförstärkt bank uppgår beräknade säkerheter $F_c=1,5$ respektive $F_{komb}=1,83$ och vid kombinerad analys ligger säkerhetsnivån runt $F_{komb}=1,5$ respektive $F_{komb}=1,85$, vilket i princip uppfyller kraven på erforderlig säkerhet.

Med hänsyn till sättningar och påverkan på befintliga brostöd tillhörande Partihallsbron kommer ny järnvägsbank att förstärkas med lättklinker, se kapitel 6. Med lättklinkerförstärkning erhålls en säkerhet $F_c=1,57$ och $F_{komb}=1,59$, se nedan. Som framgår av Figur 7.4.5 så är det lokala glidytor som i princip enbart går i järnvägsbanken. Troligen har befintliga fyllnadsmassor under banken bättre egenskaper än vad som nu antagits, vilket i så fall skulle innebära att säkerheten är tillfredsställande för förstärkt sektion. För att öka säkerheten till $F_c=1,6$, för glidytor som inte bara går i banken, kan t ex en del av fyllningen under banken urschaktas och ersätts med krossmaterial. Alternativ förstärks banken delvis med en LLP-platta.



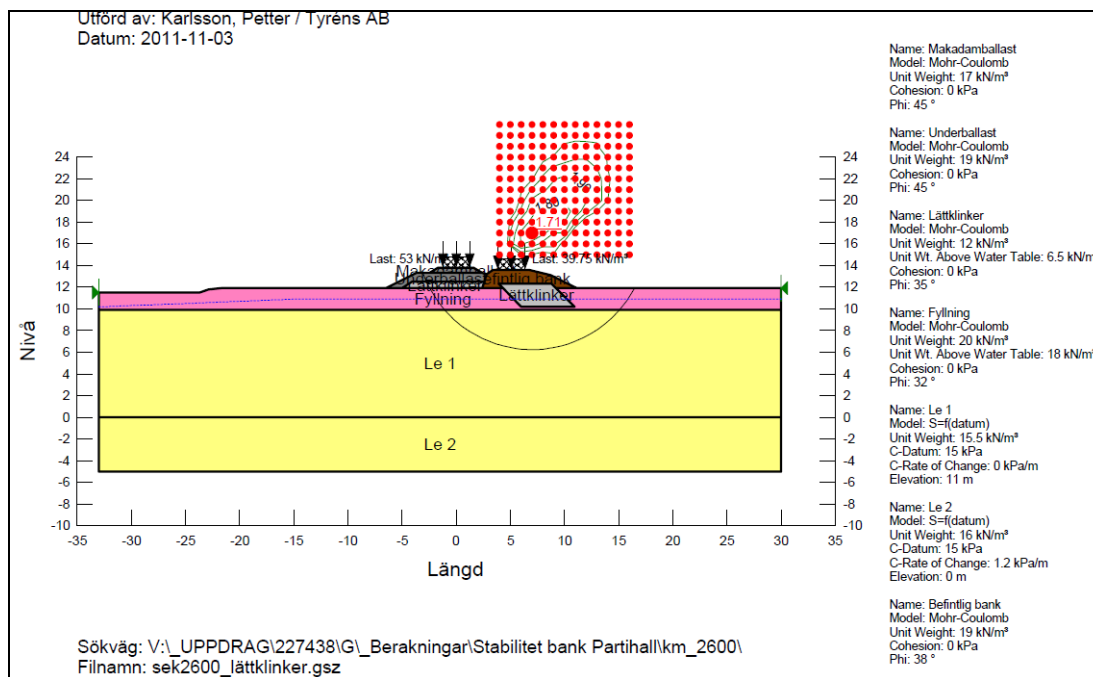
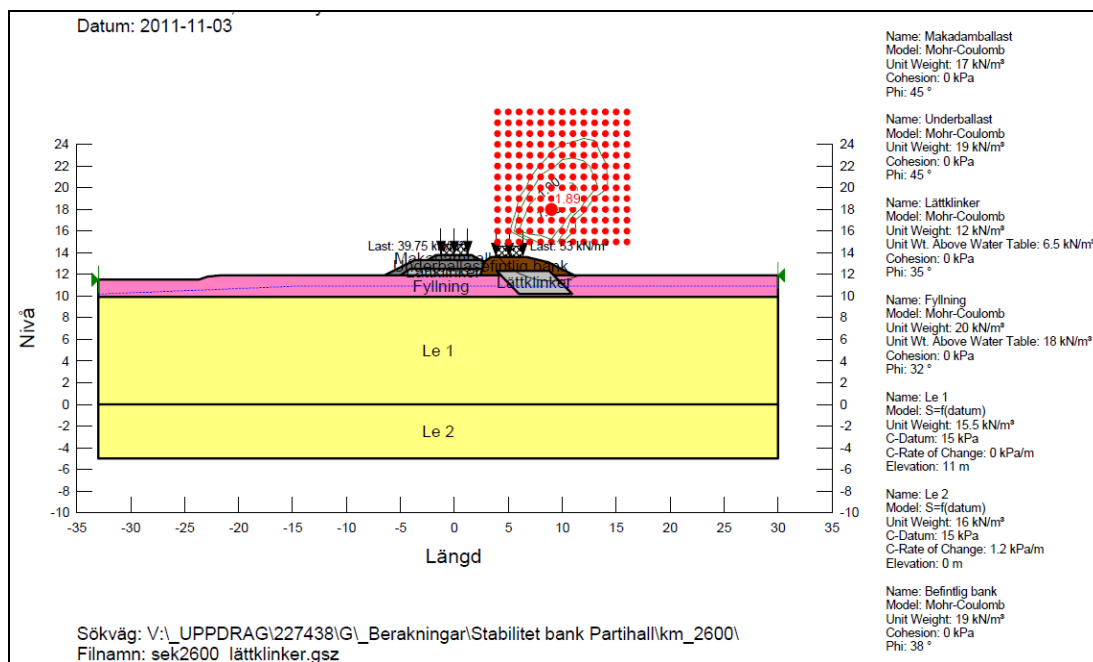
Figur 7.4.5: Sektion 2/660 förstärkt med lättklinker, kontroll mot öster och odränerad analys.

Beräkningar i sektion 2/600 (454+810)

Som nämns ovan är östra sidan av befintlig bank delvis förstärkt med lättklinker. Även ny, breddad, järnvägsbank kommer att förstärkas med lättklinker för att minska sättningar och för att inte ge upphov till lastökningar som skulle kunna påverka stöden till Partihallsbro. Beräkningar är utförda för befintlig bank och för breddad järnvägsbank, både mot öster och väster.

För att skapa förutsättningar för en likartad sättningsutveckling för nytt som befintligt spår samt för att ta hänsyn till att befintliga stöd för Partihallsbron och dess känslighet mot sidorörelser och lastökningar kommer nu banken under nytt spår att förstärkas med lättklinker för att minska lastökningen. Nedan redovisas beräkningssektioner vid odränerad analys, se Figur 7.4.6 och 7.4.7.

Utförda beräkningar påvisar att säkerheten är tillfredsställande för såväl befintlig bank som för breddad förstärkt bank. Även utan förstärkning i ny bank är säkerheten god.



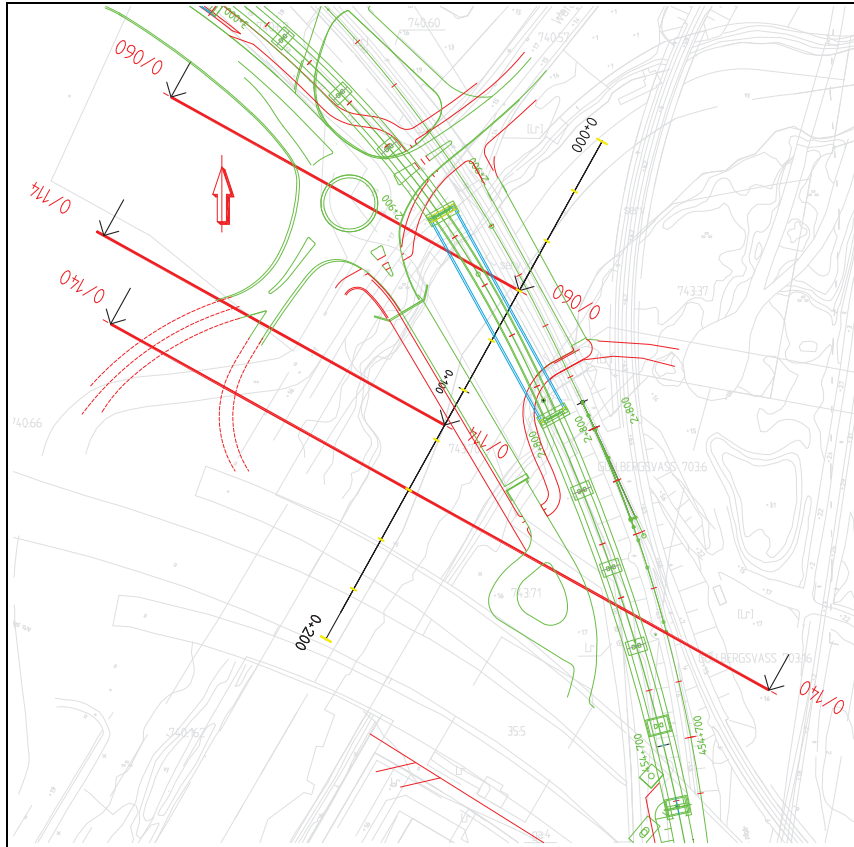
7.5 Säveån

Samtidigt som projektering av ny Marieholmsbro har genomförts, har utbyggnad av Partihallsbron pågått. Vägan slutning till Partihallsbrons avfartsramp mot Slakthusområdet och GC-väg utefter Säveån har projekterats och byggts av entreprenören, Skanska Sverige AB. Något underlag från Skanskas projektering har ej funnits tillgängligt i samband med upprättande av denna PM. Även befintlig cirkulationsplats har byggts om, enligt uppgift utan att justera några nivåer och utan att utföra några förstärkningsåtgärder. Det råder därför viss osäkerhet avseende förutsättningarna vid kontroll av stabiliteten mot Säveån för befintliga förhållanden.

Parallellt med aktuell utredning har dessutom WSP projekterat ny cirkulationsplats och anslutande vägar till ramp från Partihallsbron, GC-väg utefter Säveån och anslutning till ny Walckesbro. Därför fanns inga färdiga profiler och höjder för väganläggningarna på var sida om Säveån när stabilitetsberäkningarna utfördes. I utförda beräkningar har därför höjder antagits utifrån äldre material. Vid jämförelse mellan antagna nivåer och av WSP

projekterade nivåer ligger antagna nivåer 2 -3 dm högre, vilket innebär att beräkningarna är utförda på säkra sidan.

Kontroll av stabiliteten är utförd i 3 sektioner, sektion 0/060, 0/114 och 0/140, se Figur 7.5.1. I sektion 0/060 och 0/114 har beräkningar utförts för västra stranden och i sektion 0/140 för den östra stranden.



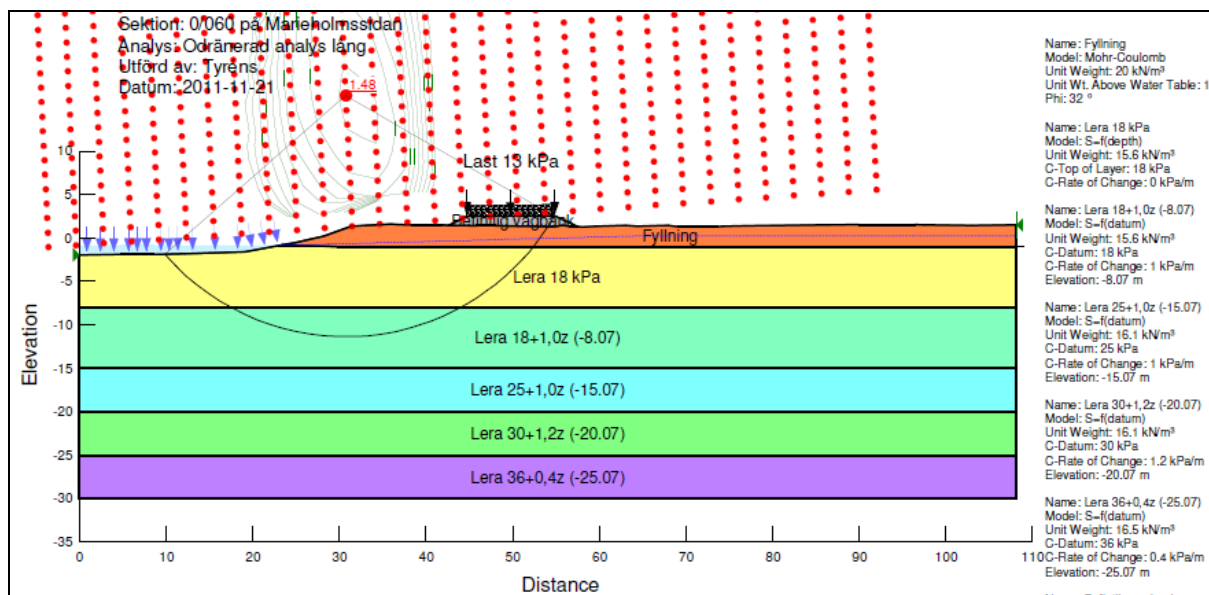
Figur 7.5.1: Beräkningssektioner vid Sävån (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Beräkningar i sektion 0/060

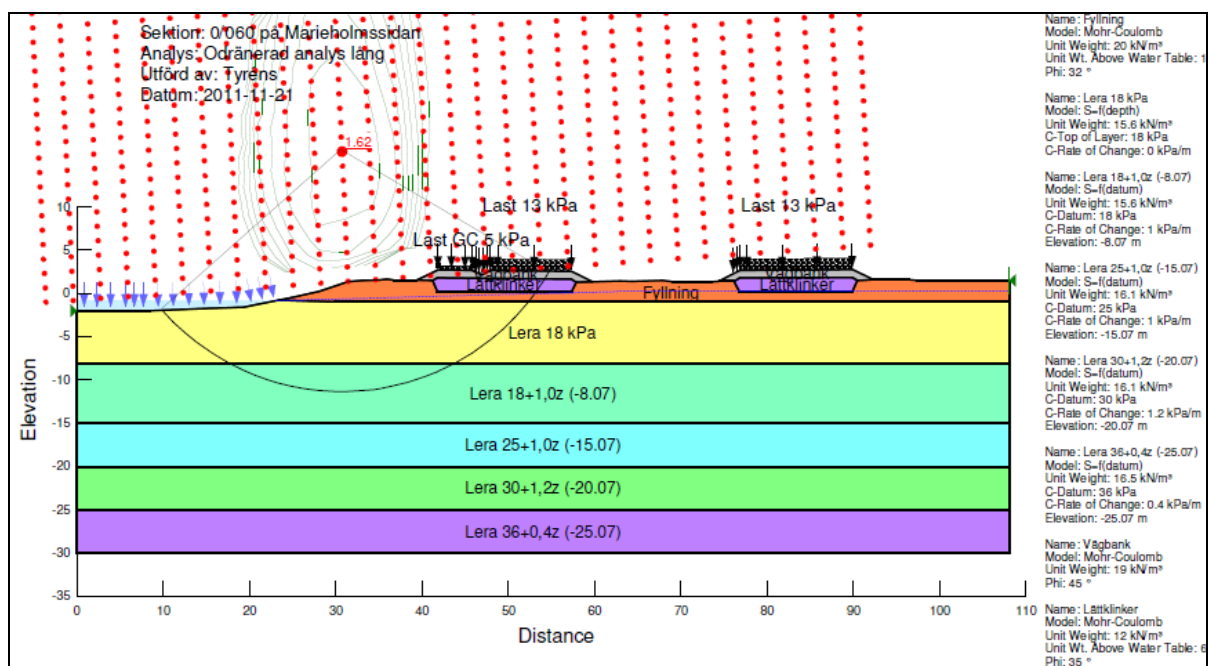
Sektionen ligger mellan blivande ny Marieholmsbro och kommande Walckesbro och omfattar planerad cirkulationsplats inklusive GC-väg mellan cirkulationsplats och Sävån. För att begränsa tillkommande belastningar på leran och på så sätt undvika tillkommande sättningar kommer det erfordras att cirkulationsplats med anslutande vägar helt eller delvis förstärks med lättklinker.

Det råder en viss osäkerhet avseende nivån på Sävåns botten, därför har beräkningar utförts för 2 olika nivåer på åns botten, ca +7 respektive ca +8.

Kontroll med Sävåns bottenkontur enligt terrängmodell ger att stabiliteten för icke lättklinker förstärkt väg inte riktigt uppfyller kraven på säkerhet. Se Figur 7.5.2 för resultat vid odränerad analys, $F_c=1,48$. Säkerheten är dock tillfredsställande vid medräknande av förstärkning med lättklinker vid såväl kontroll med odränerad som kombinerad analys. För odränerad analys uppgår säkerheten till $F_c=1,62$, se Figur 7.5.3.

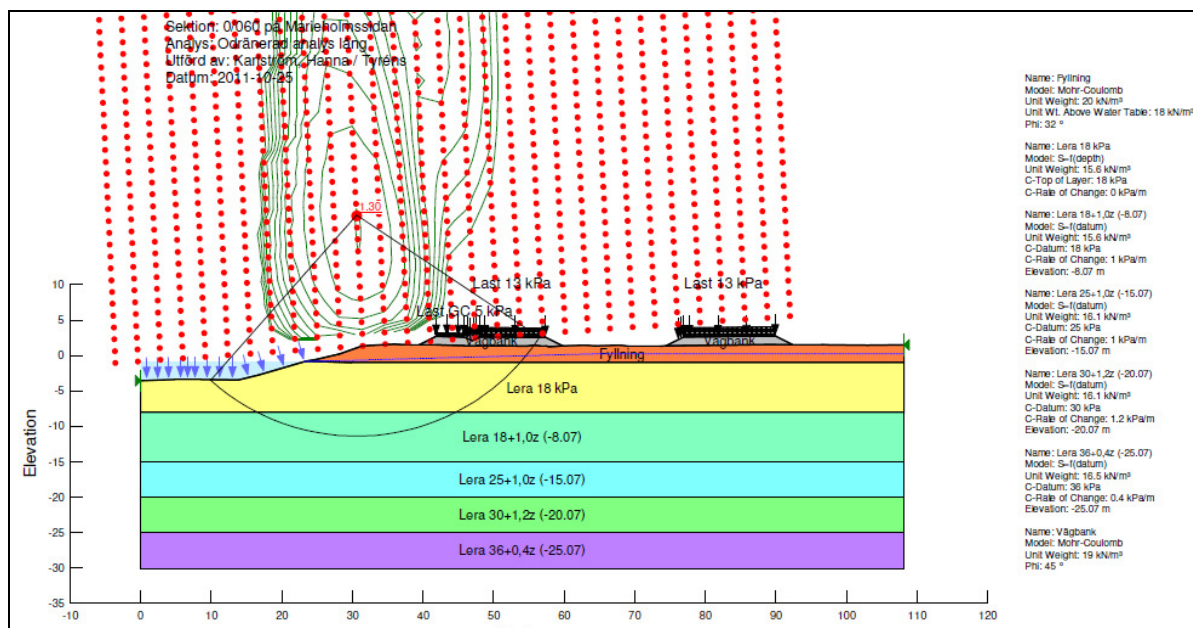


Figur 7.5.2: Sektion 0/060 oförstärkt, odränerad analys och bottenkontur enligt terrängmodell (OBS marknivåer är angivna i RH70).

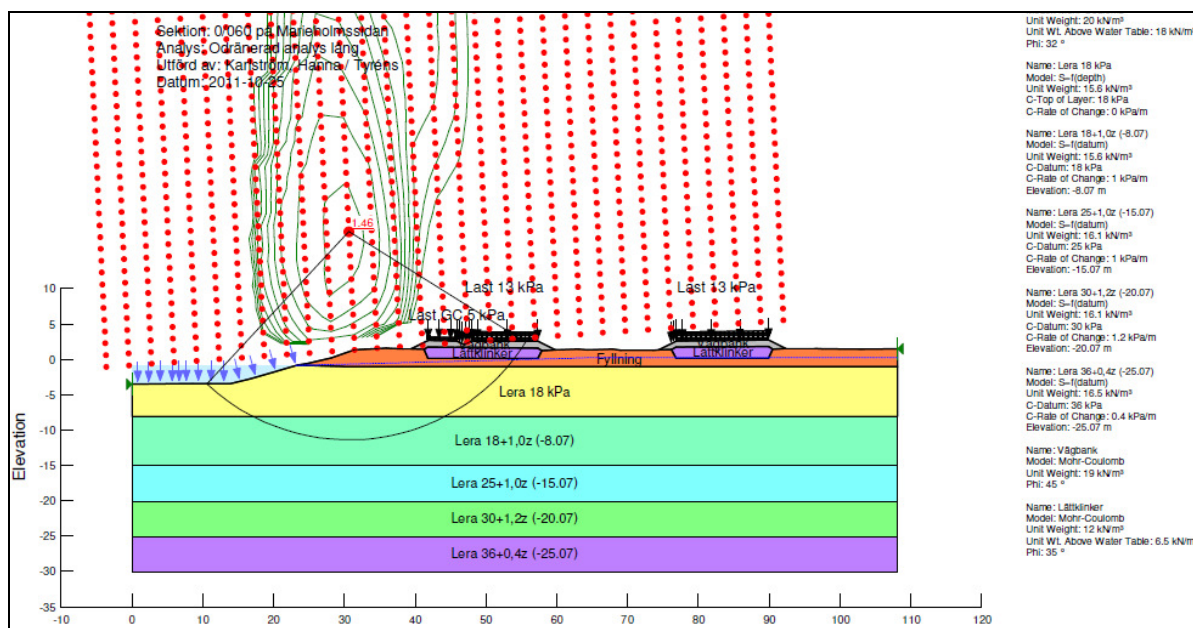


Figur 7.5.3: Sektion 0/060 förstärkt, odränerad analys och bottenkontur enligt terrängmodell (OBS marknivåer är angivna i RH70).

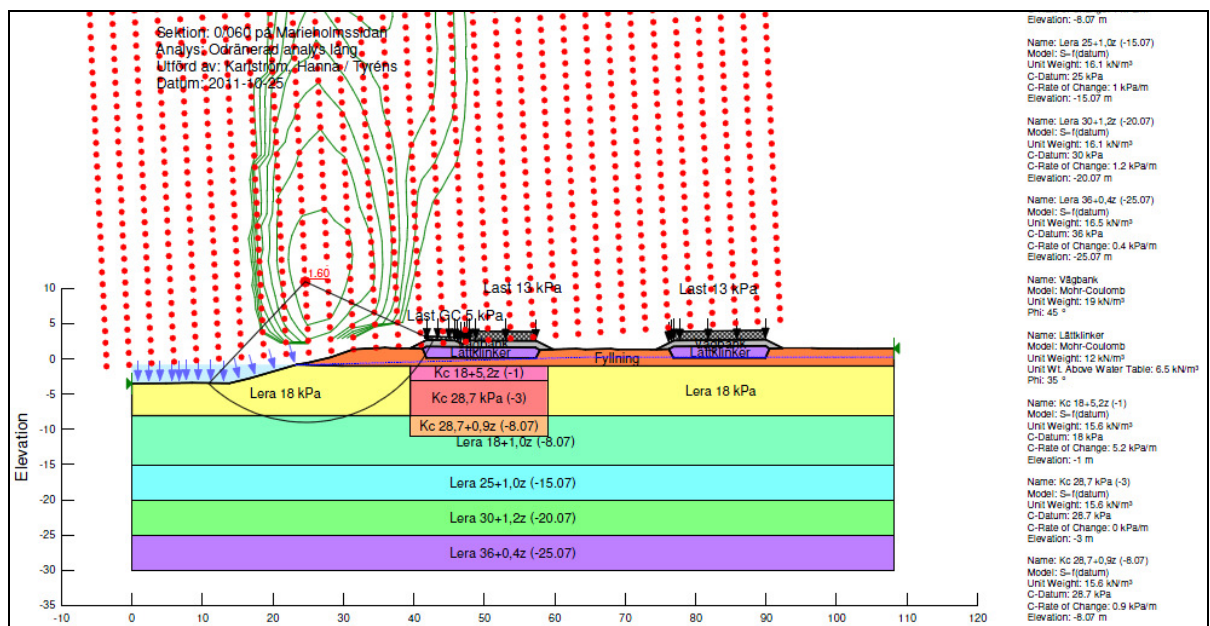
Beräkningar har som nämns ovan, även utförts för en ca 1 m djupare nivå på Sävåns botten. För både oförstärkt och lättklinkerförstärkt sektion ger utförda odränerade analyser säkerhetsfaktorer $F_c < 1,5$ och även resultatet av de kombinerade analyserna ligger under ställda krav på säkerhetsnivå. På grund av risk för upplyft går det inte att öka tjockleken på lättklinkerfyllnaden. En kombination med lättklinker och kalkcementpelare i skivor ger ett tillfredsställande resultat med $F_c=1,6$ och $F_{komb}=1,46$. Se beräkningsresultat i Figur 7.5.4 – 7.5.6 samt i nedanstående tabell.



Figur 7.5.4: Sektion 0/060 förstärkt, odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).



Figur 7.5.5: Sektion 0/060 förstärkt med lättklinker, odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).



Figur 7.5.6: Sektion 0/060 förstärkt med lättklinker och kc-pelare, odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Kontrollerad sektion ligger dessutom mellan blivande landfästen för ny järnvägsbro och ny vägbro över Sävån. Vilket kommer ge en positiv effekt på stabiliteten.

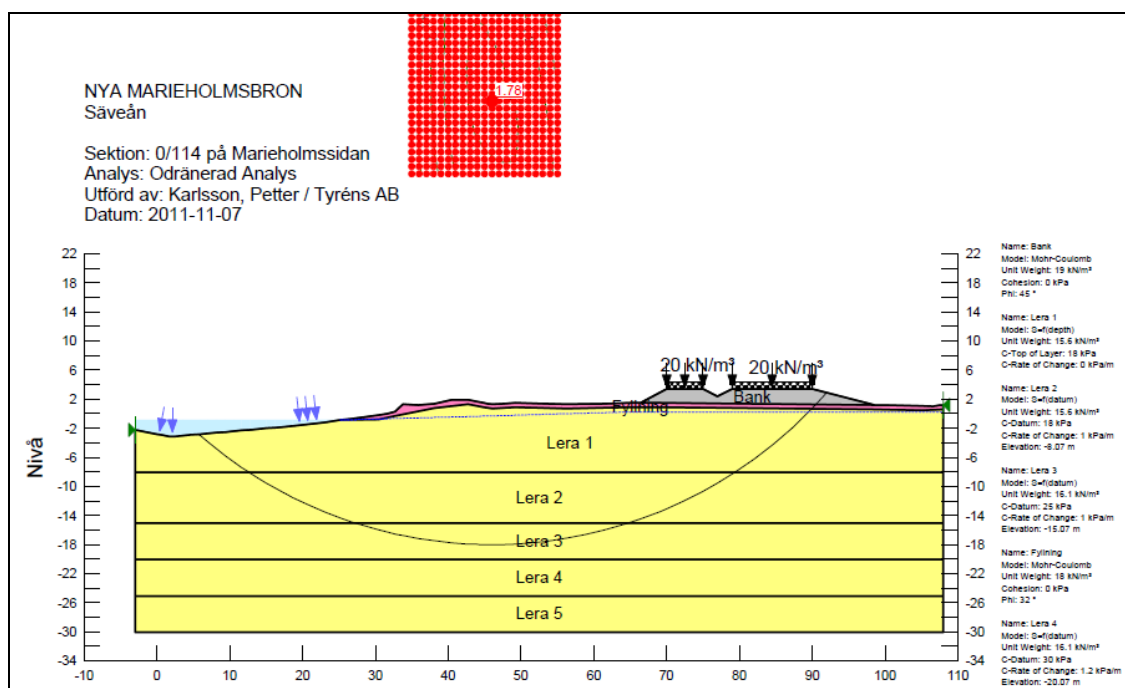
Broarnas stöd respektive landfästen intill Sävån kommer att skyddas mot erosion genom att erosionsskydd läggs ut. Vid eventuell erosion i slänten mellan broarna, sektion 0/060, finns risk för att säkerheten mot stabilitetsbrott inte längre uppnår erforderlig säkerhetsnivå. Enligt en översiktlig bedömning av risk för erosion med avseende på vattenhastighet och jordarter i slänten, enligt t ex SGI Varia 592 "Erosion och sedimenttransport i vattendrag", finns det risk för att erosion uppstår vid stora vattenflöden. Det rekommenderas därför att någon form av erosionsskydd läggs ut även mellan broarna. Ett erosionsskydd av krossmaterial kan dessutom ha en positiv inverkan på stabiliteten för lokala glidytor.

Erforderliga förstärkningar kan utföras under blivande vägar och GC-vägar och inkräktar inte på Sävån och dess strandbrinkar.

Beräkningar i sektion 0/114

Sektionen är belägen nedströms läge för planerad ny Walckesbro och omfattar väganslutning till nedfartsramp från Partihallsbro samt tillfällig omläggning av Waterlooatan. Utförda beräkningar påvisar en tillfredsställande säkerhet mot stabilitetsbrott med $F_c = 1,78$ och $F_{komb} = 1,74$ för oförstärkt sektion, se Figur 7.5.7. Vilket innebär att fränsett eventuell lättfyllnad under de nya vägarna, med avseende på sättningar, erfordras det ingen grundförstärkning för att klara stabiliteten ned mot Sävån. Dessutom är beräkningarna utförda med 20 kPa trafiklast, istället för 13 kPa, vilket innebär att beräkningarna är utförda utan positiv inverkan av 3-dimensionella effekter.

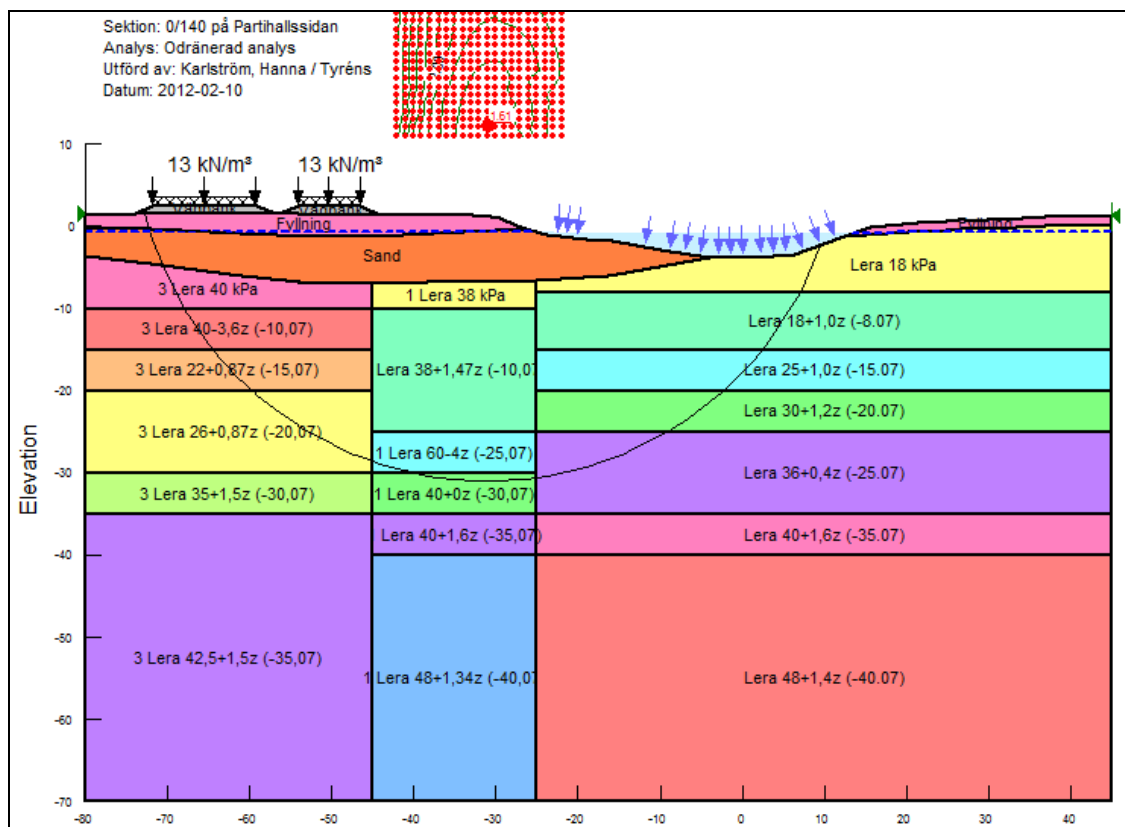
Risken bedöms vara liten, för att eventuell framtida erosion i Sävåns slänter skulle påverka stabilitetsförhållandena i sektionen så att säkerhetsnivån sjunker under kraven. Erosionsskydd av slänten bedöms därför ej vara nödvändigt.



Figur 7.5.7: Sektion 0/114 förstärkt, odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Beräkningar i sektion 0/140

Sektionen är tagen genom planerad vändslinga på andra sidan Walckesbron. Inom området är geologin mycket varierande och komplex, med den ovan beskrivna sandlinsen och därav varierande skjuvhållfasthet i underliggande lera. Med antagen jordmodell uppnås med utförda beräkningar säkerheter mot stabilitetsbrott för odränerad analys $F_c=1,61$ respektive för kombinerad $F_{komb}=1,61$, se Figur 7.5.8.



Figur 7.5.8: Sektion 0/140 förstärkt, odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Området öster om Sävåån är starkt påverkat av sandlinsen, dess varierande mäktighet och inverkan på lerans skjuvhållfasthet. Med framtagen jordmodell är de befintliga stabilitetsförhållandena generellt sett tillfredsställande. Den kraftiga variationen på jordlagerföljden och jordlagrens egenskaper innebär att det finns osäkerheter i utförda beräkningar. Inom området direkt nedströms ny Walkersbro kan det dock inte, med antagen jordmodell, uteslutas att planerad vändslinga måste grundförstärkas, med t ex lättklinker. Kompletterande undersökningar kommer att utföras i samband med framtagande av bygghandling för att kunna ta fram en säkrare jordmodell. Eventuellt erforderliga förstärkningar kan dock utföras under blivande anläggningar och bedöms inte inkräkta på Sävåån och dess strandbrinkar.

Broarnas stöd respektive landfästen intill Sävåån kommer att skyddas mot erosion genom att erosionsskydd läggs ut. Vid eventuell erosion i slänten mellan broarna och nedströms ny Walkersbro, finns risk för att säkerheten mot stabilitetsbrott inte längre uppnår erforderlig säkerhetsnivå. Därför rekommenderas att erosionsskydd även läggs ut på östra sidan nedströms Walkersbron och att det ansluts mot erosionsskyddet under Partihallsbron.

7.6 Göta älv

Inom detaljplaneområde skall Trafikverket utreda stabilitetsfrågan och vid behov utföra stabilitetshöjande åtgärder. För att klarlägga huruvida ett eventuellt skred inom en intilliggande fastighet riskerar att påverkar ny Marieholmsbro erfordras att stabiliteten utreds även utanför detaljplaneområdet. SGI har översiktligt utrett stabilitetsförhållandena på västra sidan om Göta älv (2005-06-30). I SGI:s skredriskutredning klassas det aktuella området som "Ej godtagbar skredrisknivå – förbyggande åtgärder behövs".

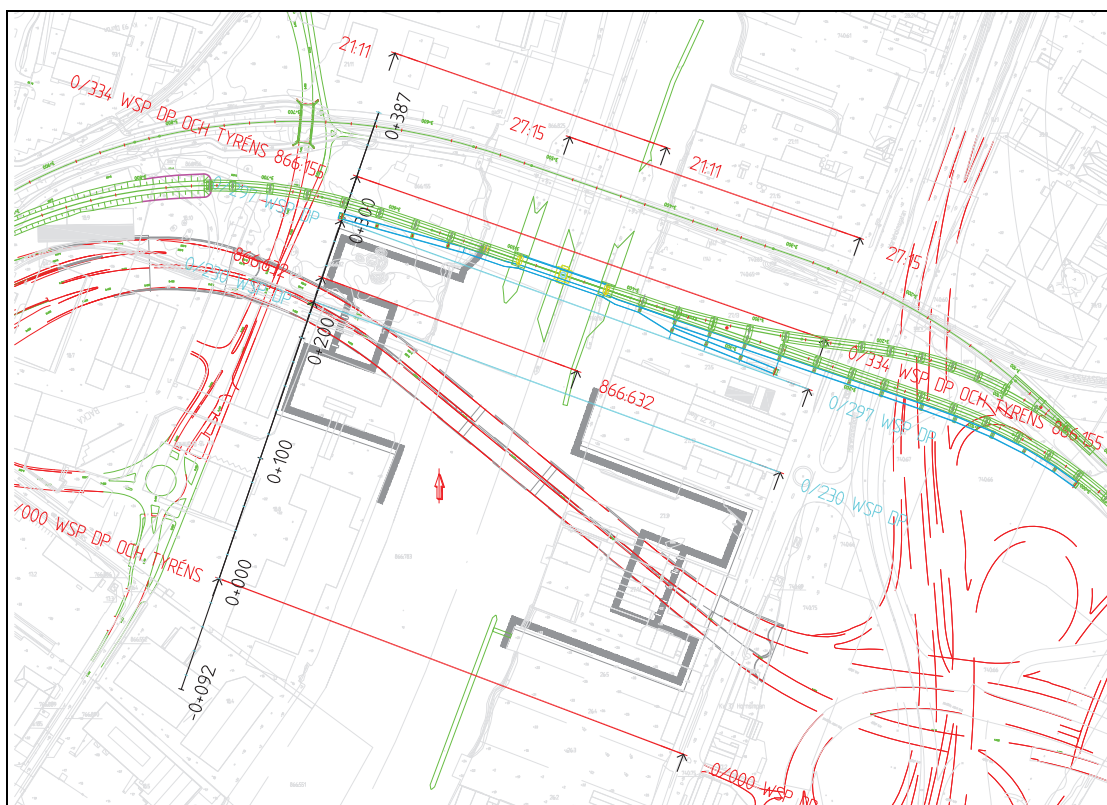
WSP har i samband med arbete med detaljplan och arbetsplan för Marieholmstunneln utrett stabiliteten mot Göta älv. Se "Marieholmstunneln, Geotekniskt underlag för detaljplan, Komplement till geoteknisk utredning för arbetsplan, teknisk PM" upprättat av WSP och daterat 2010-01-22 och med Rev C 2010-04-21.

I Figur 7.6.1 framgår förutom planerad sträckning för ny Marieholmsbro och Marieholmstunneln även sektioner där stabilitetskontroller är utförda. Även planerade hamnbassänger på var sida älven över blivande Marieholmstunnel framgår av figuren.

För aktuell utredning avseende ny Marieholmsbro har, på uppdrag av Trafikverket, WSP utrett stabiliteten inom fastigheterna Backa 21:11 och Gamlestaden 27:15 båda belägna direkt uppströms befintlig Marieholmsbro, samt fastighet Backa 866:632 belägen på Tingstadssidan nedströms ny Marieholmsbro. Backa 866:632 ligger inom blivande hamnbassäng tillhörande planerad Marieholmstunnel och ingick därför inte i WSP:s detaljplaneutredning för tunneln, se Bilaga 3.

Sweco har på uppdrag av Göteborg Stad utfört en stabilitetskartering inom delar av Göteborg. Bland annat berör uppdraget stabiliteten invid Göta älv inom aktuellt område för ny Marieholmsbro.

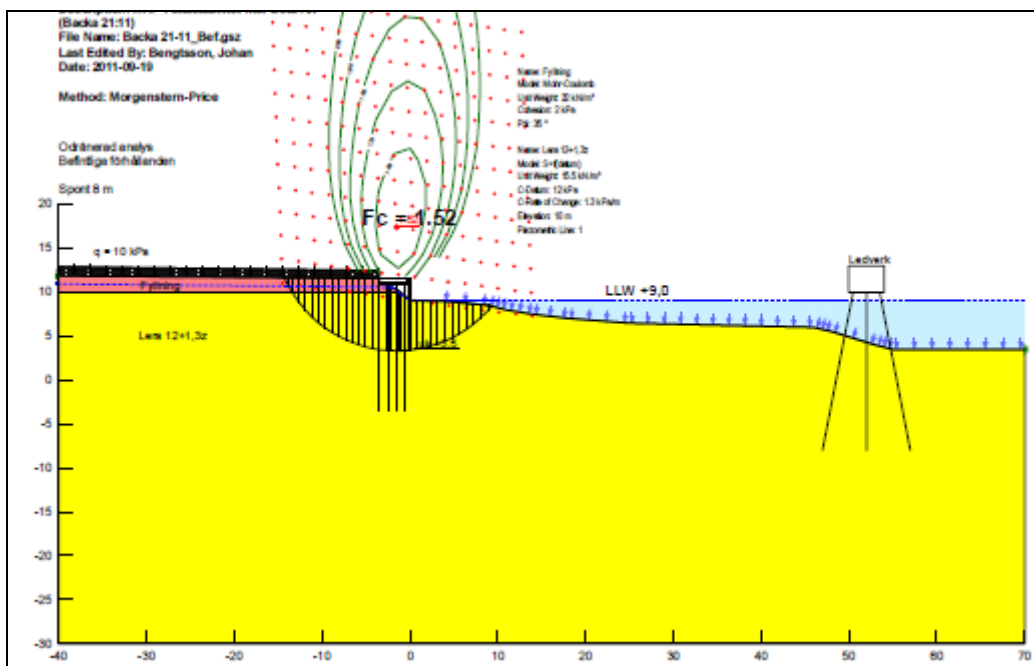
Stabiliteten mot Göta Älv har som nämns ovan utretts av flera konsultfirmor och för flera olika projekt och skeden. Förutom WSP och SWECO har Cowi och ÅF i samband med framtagande av bygghandling för Marieholmstunneln också utrett stabilitetsförhållandena. Allteftersom fler geotekniska undersökningar utförs inom området har jordmodellerna kunnat förfinas och osäkerheterna i modellerna har minskat. Framförallt är det lerans karaktäristiska skjuvhållfasthet som varierar mellan de olika utredningarna. I denna utredning har Tyréns använt samma parameterutvärdering som utvärderades av Cowi/ÅF och som grundar sig på ett stort antal nya undersökningar utförda i och intill Göta Älv. I denna jordmodell särskiljs lerans skjuvhållfasthet inom landområde med den inom Göta älv. WSP tillämpade en skjuvhållfasthetsprofil som upprättades för Marieholmstunneln under arbetsplaneskedet där samma skjuvhållfasthetsutvärdering gäller inom både landområde och älv. Om dessa två utvärderingar jämförs, så visar den som WSP har tillämpat en något högre skjuvhållfasthet under älven än den som Cowi/ÅF och Tyréns har använt. Swecos jordmodell skiljer sig mer från de två ovan beskrivna på så vis att lerans skjuvhållfasthet inom landområdet är något högre i ytan för att mot djupet övergå i en likartad skjuvhållfasthetsprofil. I denna jordmodell har även modellerats ett jordlager under älven med mycket låg skjuvhållfasthet.



Figur 7.6.1: Plan Göta älv med, beräkningssektioner (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Backa 21:11, Tingstad, uppströms befintlig Marieholmsbro

Fastigheten är belägen direkt uppströms befintlig Marieholmsbro på Tingstadssidan. Fastigheten ingår i WSP:s kompletterande utredning, se Bilaga 3.



Figur 7.6.2. Backa 21:11 Befintliga förhållande (WSP)

Marken närmast älven inom fastigheten utnyttjas idag som materialupplag och uppställningsplats för entreprenadmaskiner. Inom fastigheten finns en relativt nyanlagd kajkonstruktion, bestående av en stålspons framför ett pålat betongdäck. Stålsponsen är bakåtförankrad och försedd med en krönbalk av betong. Närmast

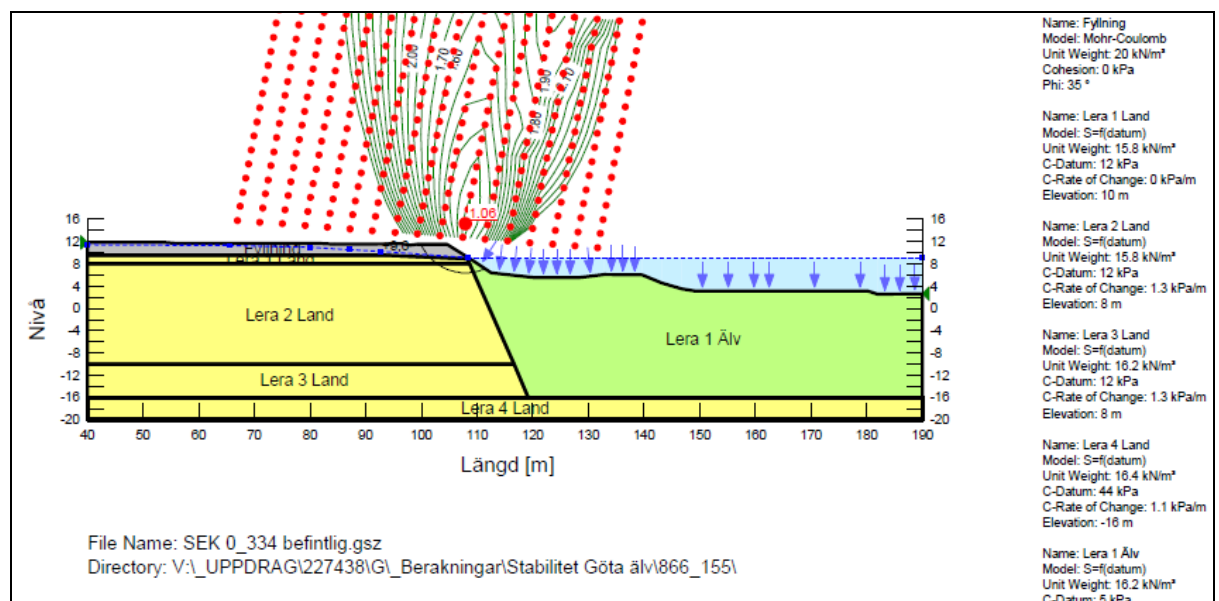
befintlig järnvägsbro finns ett erosionsskydd av sprängsten. Enligt uppgift skall sponten ha en längd (djup) på 12 m. I utförda stabilitetsberäkningar har dock 8 m spont medräknats. Med hänsyn till dagens upplag inom fastigheten har en belastning på 10 kPa antagits belasta markytan. Säkerheten mot odränerat brott uppgår enligt WSP:s beräkningar till $F_c=1,52$, se Figur 7.6.2.

Med hänsyn till att fastigheten ligger utanför detaljplan för Marieholmstunneln och att det inte finns någon kvicklera i undergrunden, bedöms beräknad säkerhet mot stabilitetsbrott som acceptabel. Sannolikheten att ett eventuellt skred inom fastigheten skulle påverka detaljplaneområdet för ny Marieholmsbro bedöms som mycket liten.

Backa 866:155, Tingstad, nedströms befintlig Marieholmsbro

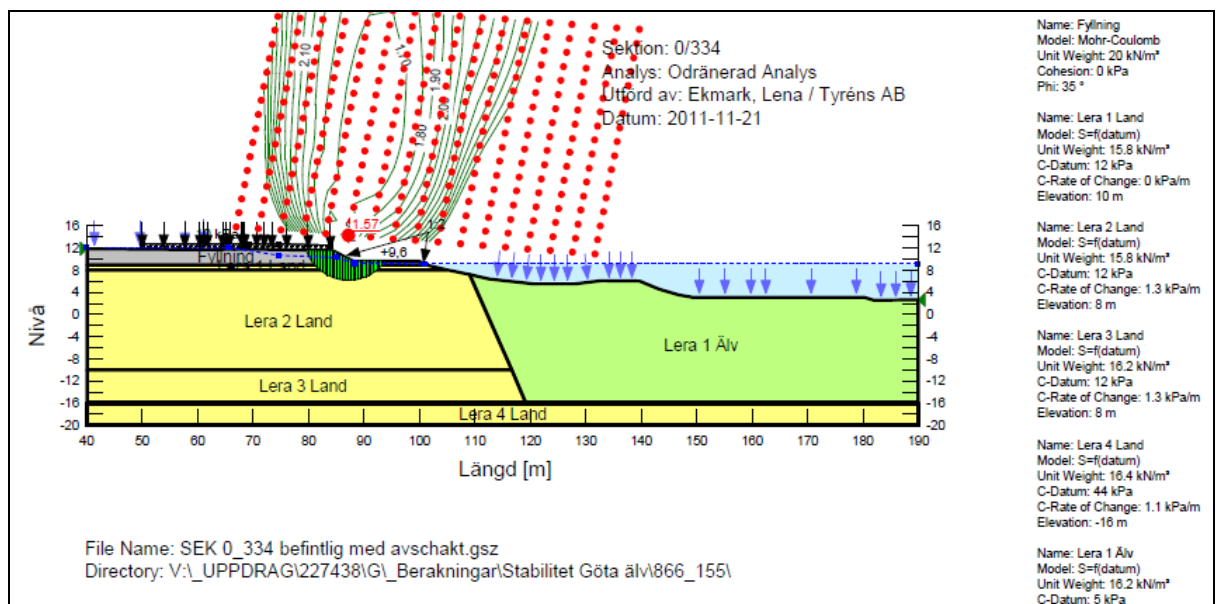
Fastigheten är idag obebyggd, med fyllningar och rester av en numera riven industribyggnad. Ny Marieholmsbro kommer att gå över fastigheten, som ligger inom detaljplaneområdet. Fastigheten kommer att påverkas kraftigt av en eventuell utbyggnad av Marieholmstunnel, då ytan dels med största sannolikhet kommer att utnyttjas för avlastningsschakter vid schakt och grundläggning av Marieholmstunneln och dels då sedimentationsbassänger skall anläggas för tunneln. Sedimentationsbassängerna skall omges av en vall, vars krön skall ligga på nivå +12,4. Enligt detaljplan för Marieholmstunneln skall markytan belastas med maximalt en jämnt utbredd last på 10 kPa.

Vid stabilitetsberäkningar med nuvarande nivåer på markytan erhålls enbart säkerheter precis ovan 1. För odränerad analys erhålls $F_c=1,06$, se bilaga 7.6.3, och för kombinerad analys $F_{komb}=1,02$.



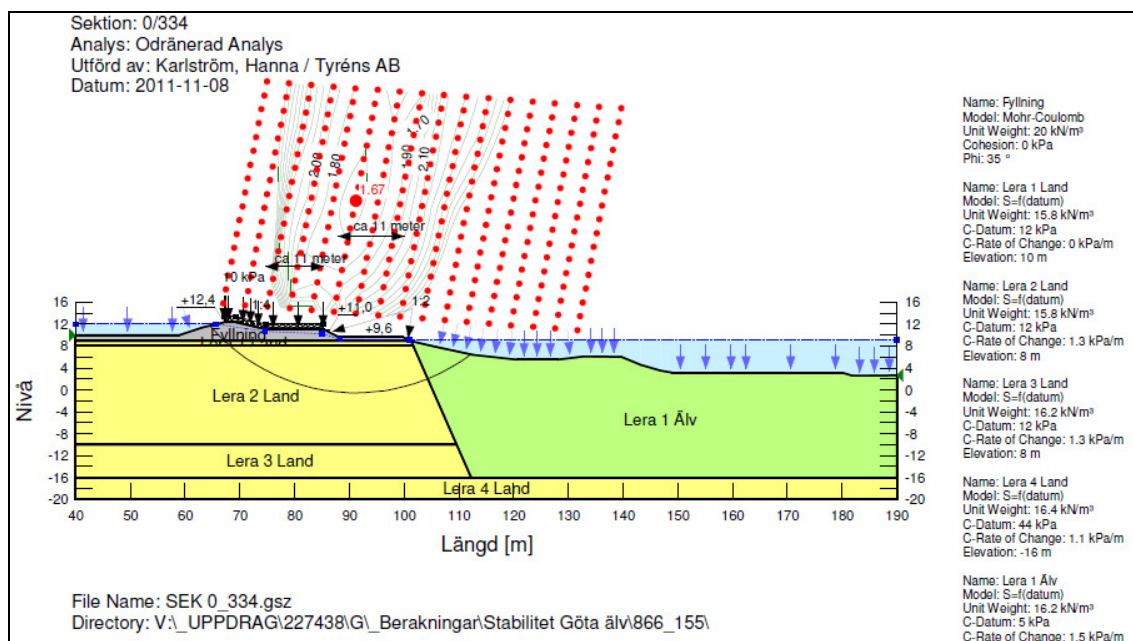
Figur 7.6.3. Backa 866:155, Befintliga förhållande, odränerad analys

Med en avschaktning av "udden" till nivå +9,6 erhålls vid utförda beräkningar en säkerhet med odränerad analys på $F_c=1,57$, se Figur 7.6.4. Vid kombinerad analys erhålls också en tillfredsställande säkerhet på $F_{komb}=1,57$. I beräkningarna har markytan belastats med 10 kPa. Udden som avlastas till nivå +9,6 (MLW) har antagits vara obelastad.



Figur 7.6.4. Backa 866:155, Befintliga förhållanden, inklusive effekt av avlastningsschakt och odränerad analys

Vid kontroll med planerade marknivåer efter utbyggnad av Marieholmstunneln redovisar WSP:s utredning stabilitetsberäkningar i en sektion, benämnd 0/334. Resultatet av WSP:s utredning visar att stabiliteten inte är tillfredställande och man föreslår som stabilitetshöjande åtgärd avschaktning av befintlig strandlinje. Ny Marieholmsbro skulle korsa mitt över planerade lägen för sedimentationsbassänger, vilket medför en del praktiska och tekniska problem. Av den anledningen har läget på bassängerna förskjutits norrut, närmare befintlig järnvägsbro, så att brostöden inte berörs av bassängerna. Nya beräkningar av erforderliga avschaktningar har därför utförts.



Figur 7.6.5: Backa 866:155. Odränerad analys inklusive effekt av avlastningsschakt.

Med en avschaktning av ”udden” till nivå +9,6 samt ett ca 11 m långt avlastningsplan på nivå +11,0 erhålls vid utförda beräkningar en säkerhet med odränerad analys på $F_c=1,67$, se Figur 7.6.5. Vid kombinerad analys erhålls också en tillfredsställande säkerhet på $F_{komb}=1,64$. I beräkningarna har markytan belastats med 10 kPa. Udden som avlastas till nivå +9.6 (MLW) har antagits vara obelastad.

Den nedre avlastningsschakten samt en viss yta ut i älven skall erosionsskyddas för att säkerställa att geometrin och därmed stabiliteten inte påverkas av erosion.

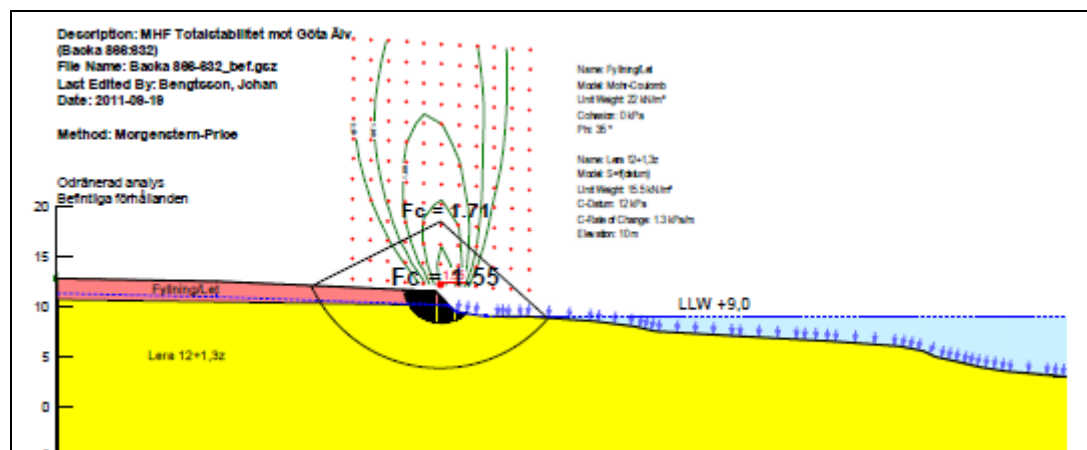
Vid en utbyggnad av Marieholmstunneln kommer planerad hamnbassäng utföras så att konstruktionen uppfyller ställda krav på säkerheten upp mot fastigheten.

Det vill säga att vid utbyggnad av Marieholmstunnel med tillhörande bassänger inom fastigheten erfordras ett extra avlastningsplan, jämfört med förstärkning med nuvarande marknivåer, för att tillfredsställande stabilitetsnivåer skall erhållas.

Backa 866:632, Tingstad, mellan ny Marieholmsbro och planerad Marieholmstunnel

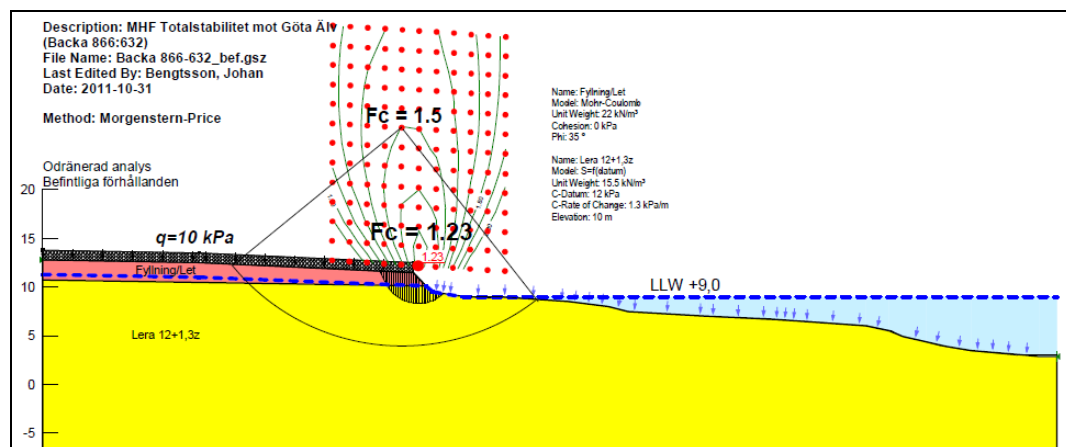
Den norra delen av fastigheten som gränsar mot Backa 866:155 ligger inom detaljplaneområdet och resterande del kommer att bli en del av hamnbassängen vid en eventuell byggnation av Marieholmstunneln. Fastigheten är idag en ödetomt som används för materialupplag, utan någon verksamhet närmast älven.

Vid kontroll med dagens förutsättningar bedöms stabiliteten vara tillfredsställande inom fastigheten. Beräknad säkerhet för lokala glidytor uppgår till $F_c = 1,55$, medan säkerheten ökat till $F_c = 1,71$ för glidytor som griper in drygt 10 m på land. Se Figur 7.6.6.



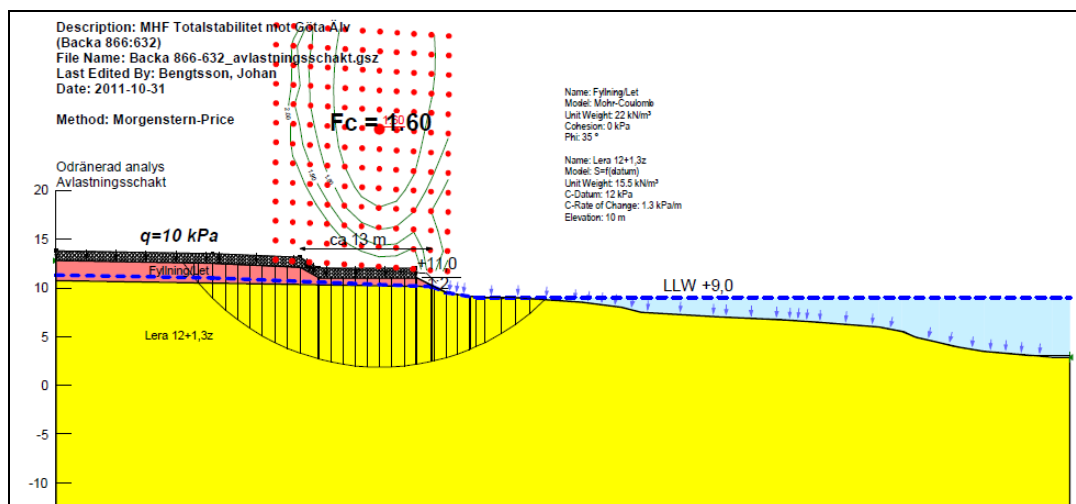
Figur 7.6.6: Backa 866:632. Odränerad analys och obelastad markyta (WSP)

Vid kontroll med en last på 10 kPa sjunker säkerheten till $F_c = 1,23$ för lokala glidytor och för att uppnå $F_c = 1,5$ krävs glidytor som går in nästan 20 m på land. Se Figur 7.6.7.



Figur 7.6.7: Backa 866:632. Odränerad analys och markyta belastad med 10 kPa (WSP)

För att erhålla en tillfredsställande stabilitet inom fastigheten (om inte Marieholmstunneln byggs) krävs någon form av förstärkning. Genom att från strandkanten och ca 10 m ut i Göta älv lägga ut en tryckbank uppnås $F_c = 1,56$. Men med tanke på att fastigheten skall schaktas av vid en utbyggnad av Marieholmstunneln för att ge plats för en hamnbassäng föreslås ett alternativ med avlastningsschakt som förstärkning. Vid en ca 13 m bred avlastningsschakt till nivå +11,0 erhålls en betryggande säkerhet $F_c = 1,6$. Se Figur 7.6.8.



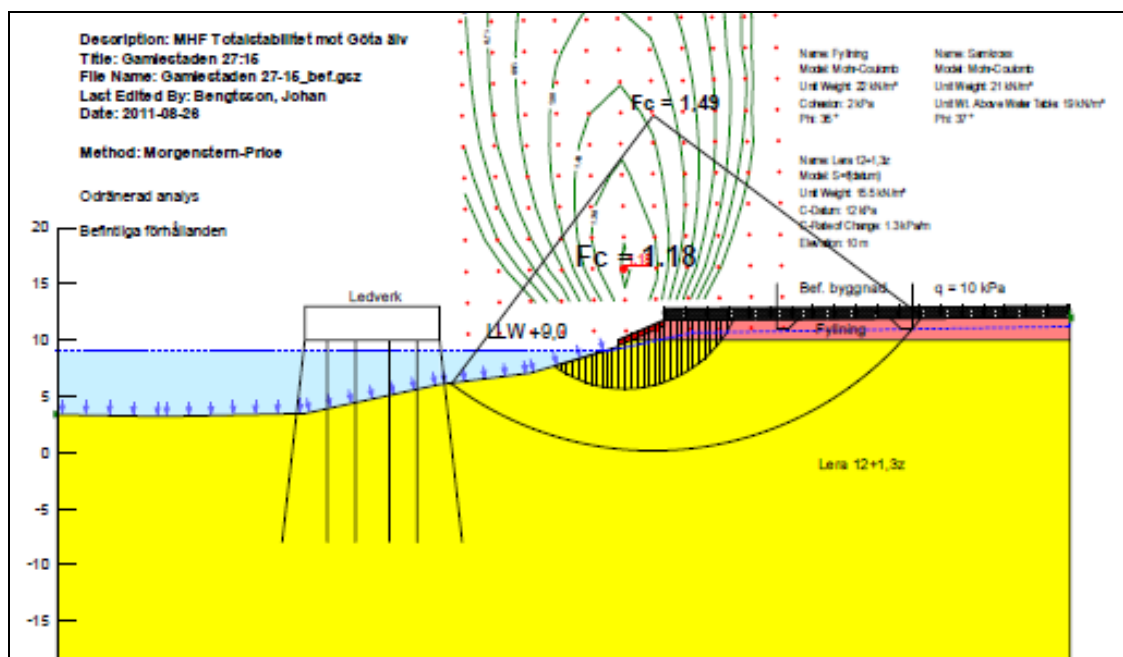
Figur 7.6.8: Backa 866:632. Avlastningsschakt, odränerad analys och markyta belastad med 10 kPa (WSP)

Erosionsskydd skall installeras i slänten upp mot avlastningsschakten samt inom en viss yta i älven.

Gamlestaden 27:15, Marieholm, uppströms befintlig Marieholmsbro

Inom fastigheten finns en byggnad, belägen ca 10 m från älvbrinken. Enligt WSP:s utredning har byggnaden en yta på ca 10 x 12 m och är grundlagd med grundsulor på mark. Slänten ned mot Göta älv är förstärkt med ett erosionsskydd och med en träskoning längs vattenbrynet. Marken mellan byggnaden och slänten ned mot Göta älv används idag som uppställningsplats för bland annat husvagnar.

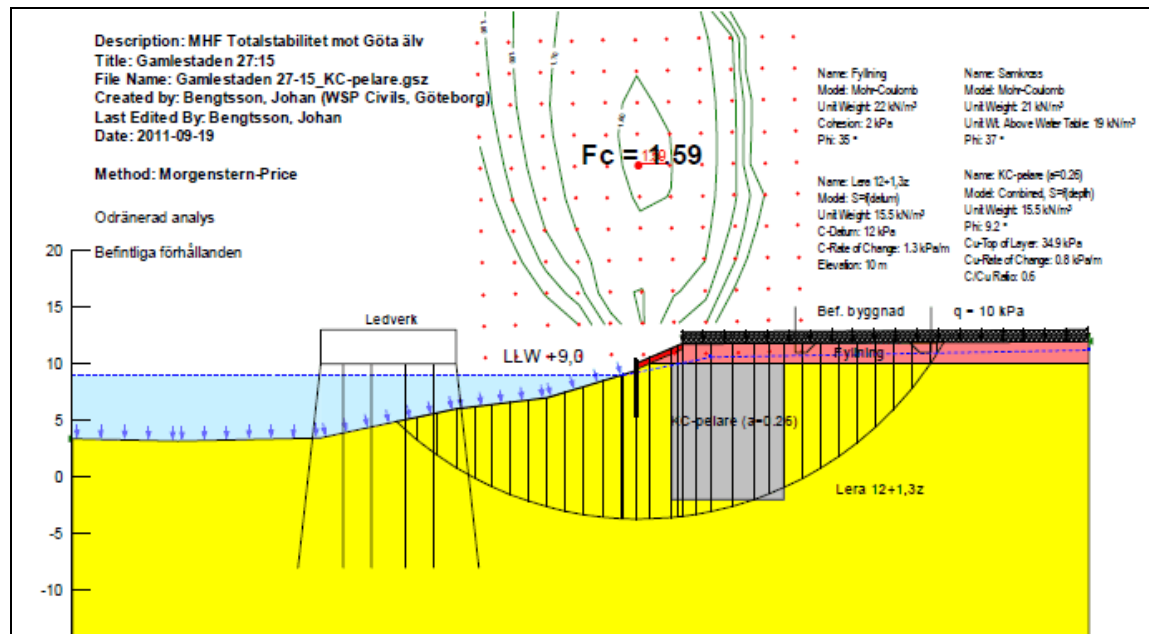
WSP har utfört stabilitetsberäkningarna utan att beakta eventuell positiv effekt av befintlig träskoning och med en belastning på markytan på 10 kPa. Med dessa förutsättningar och för befintliga förhållanden erhålls en beräknad säkerhet för odränerad analys på $F_c=1,18$ för lokala glidytor. För att uppnå en säkerhet på $F_c=1,5$ måste glidyterna sträcka sig drygt 20 m upp på land, se Figur 7.6.9.



Figur 7.6.9: Gamlestaden 27:15. Befintliga förhållanden, odränerad analys och markytan belastad med 10 kPa (WSP)

Stabilitetsförhållandena inom fastigheten är inte tillfredsställande. Risk finns för att ett större, kanske bakåtgripande, skred inom fastigheten skulle påverka planområdet och då speciellt ny bro och ledverk samt befintlig kaj. För att säkra fastigheten och därmed erhålla en acceptabel nivå på säkerheten för större glidytor och samtidigt inte begränsa eller förhindra nuvarande verksamhet inom fastigheten, föreslås en förstärkning med

kalkcementpelare i skivor. WSP föreslår en förstärkning med 12 m långa kalkcementpelare i skivor som installeras vinkelrätt mot Göta Älv. Skivornas inbördes avstånd föreslås till på 1,8 m. Med föreslagen förstärkning uppgår beräknad säkerhet för odränerad analys till $F_c = 1,59$, se Figur 7.6.10.



Figur 7.6.10: Gamlestaden 27:15. KC-pelarförstärkning, odränerad analys och markytan belastad med 10 kPa (WSP)

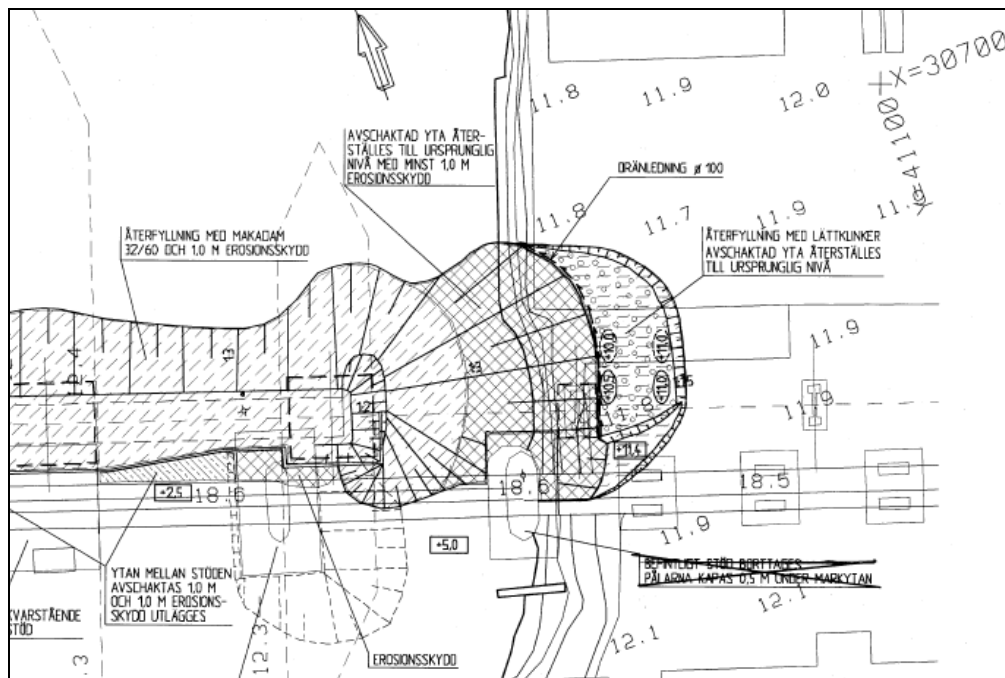
I samband med installation av kalkcementpelare finns risk för att omgivningspåverkande massundanträngning uppstår. Befintlig lyftsvängbro är känslig för rörelser såsom t ex stödförskjutningar i något av brostöden. Det är därför av stor vikt att förstärkningsarbetena inte resulterar i massundanträngning som påverkar lyftsvängbrons stöd. För att styra massundanträngning kan installationsordningen anpassas och att man närmast bron väljer en annan mindre omgivningspåverkande förstärkningsmetod. Inför förstärkningsarbetena rekommenderas att ett kontrollprogram upprättas för kontroll av rörelser och för att ge underlag för styrning av arbetena.

Området under befintlig Marieholmsbro

I samband med utbyggnad av befintlig Marieholmsbro stöd i och intill Göta älv utfördes avlastningsschakter på båda sidorna av älven. På Marieholmsidan utfördes en del av återfyllnaden med lättklinker för att förbättra stabiliteten ned mot Göta älv. Lättklinkerfyllnadens utbredning framgår av Figur 7.6.11.

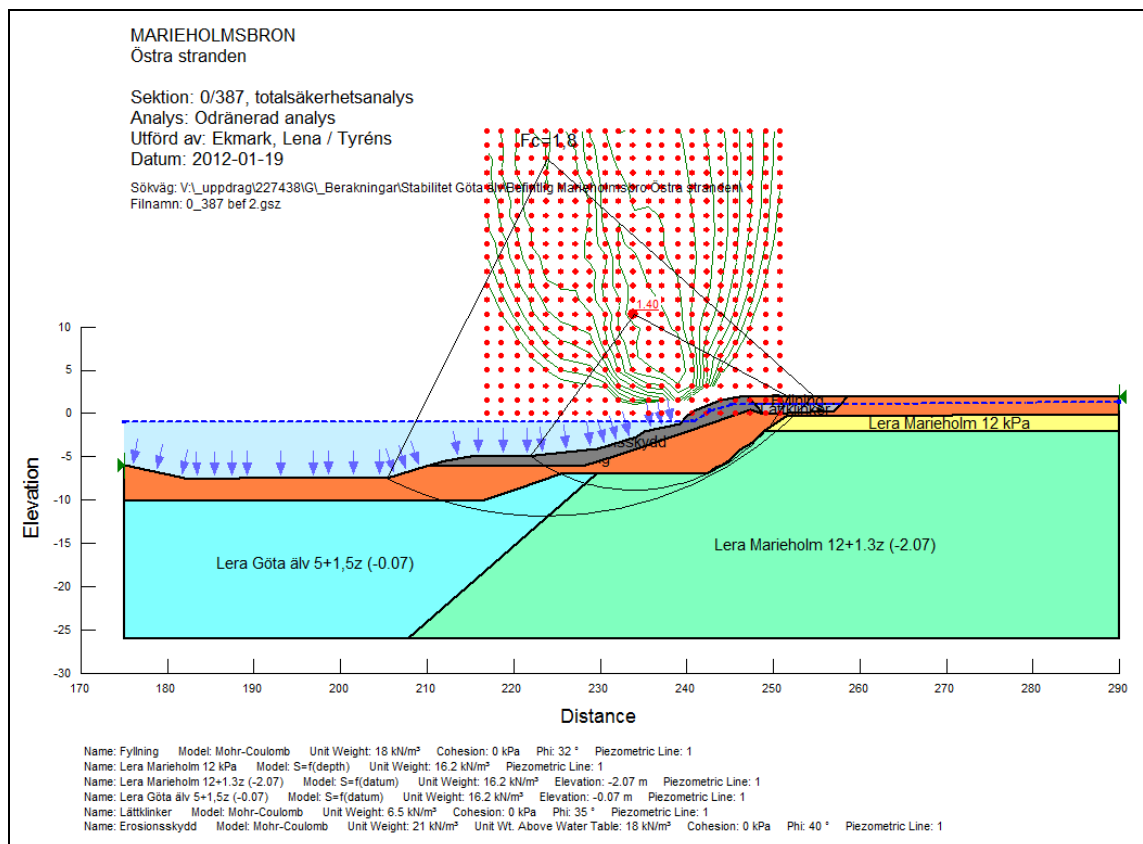
Den gamla, nu rivna, Marieholmsbron, låg direkt nedströms befintlig bro. Enligt uppgift grundlades den gamla bron på ca 20 m långa träpålar och för att öka pålarnas bärighet utfördes muddring och återfyllnad med ca 4-5 m krossmaterial. De gamla brostödsfundamenten finns kvar, se figur 7.6.11.

Utförd stabilitetsberäkning under befintlig Marieholmsbro visar en odränerad säkerhet på 1,4. Längre glidytor som sträcker sig ut i farleden har en betydligt högre säkerhet på omkring $F_c = 1,8$.



Figur 7.6.11: Del av ritning I-531000-908 (Skanska Teknik AB). Förstärkning med lättklinker.

Med positiv inverkan av brostöden tillhörande såväl befintlig bro som riven bro samt inverkan av planerad kalkcemenpelarförstärkning inom fastigheten Gamlestaden 27:15 bedöms stabiliteten vara tillfredsställande under och intill befintlig bro.

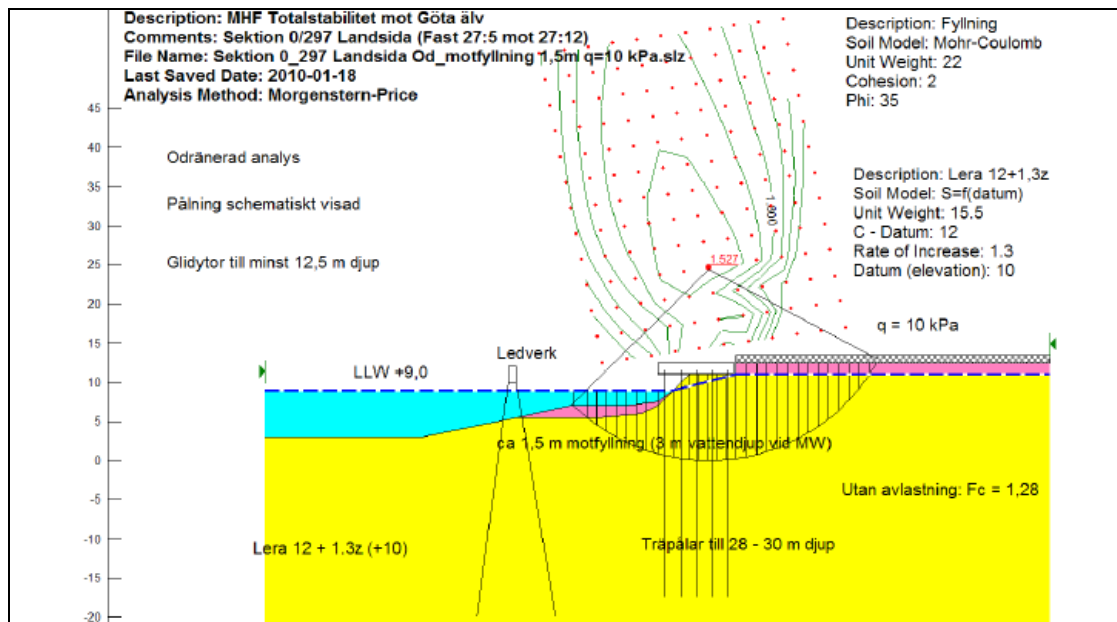


Figur 7.6.12: Stabilitet under befintlig Marieholmsbro). Förstärkning med lättklinker.

Gamlestaden 27:5 och 27:13, Marieholm, nedströms befintlig Marieholmsbro

Ny Marieholmsbro kommer att passera över aktuell fastighet. I WSP:s utredning har man studerat stabiliteten inom Gamlestaden 27:5 inom vilken marknivån varierar mellan +12,2 och +12,6. Närmast Göta älv finns en 87 m lång betongkaj. Kajen uppges vara 10 m bred och grundlagd på ca 28-30 m långa träpålar. Innanför kajen finns en ca 15 m bred bakpålning med 18 m långa träpålar. Det råder dock osäkerhet vad gäller kajens konstruktion och dess pålning och då speciellt bakpålningen. Vilket innebär att det är svårt att bedöma pålarnas effekt på stabiliteten. WSP har antagit att glidyterna trycks ner till 12 m djup i sina beräkningar.

Enligt WSP:s utredning är stabilitetsförhållanden inte tillfredsställande. Beräknad säkerhet, för odränerad analys varierar mellan $F_c=1,25$ och $F_c=1,1$ beroende på om man medräknar en avlastande effekt av bakpålningen eller ej. I båda fallen har en utbredd belastning på 20 kPa belastat markytan. Som stabilitetshöjande åtgärd föreslås att en tryckbank läggs ut i älven till nivå på +7, se Figur 7.6.13. Med föreslagen åtgärd och en utbredd last på 10 kPa, erhålls en säkerhet på ca $F_c=1,53$.



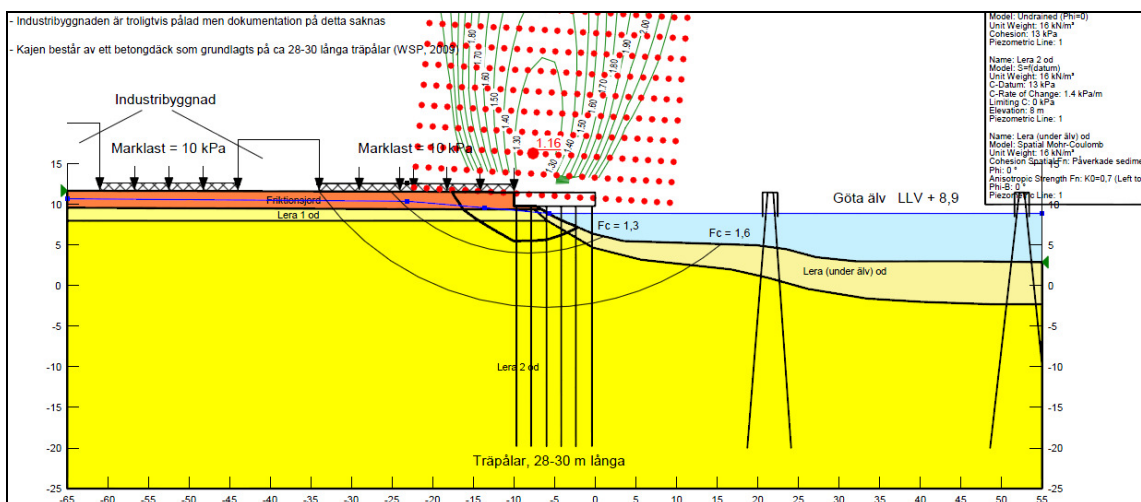
Figur 7.6.13: Gamlestaden 27:5, med tryckbank och odränerad analys (WSP)

Vid projektering av förstärkning och grundläggning av ny Marieholmsbro måste hänsyn tas till tryckbankens eventuella påverkan på brons grundläggning. Alternativt utförs förstärkningen under och närmast intill ny Marieholmsbro genom att bygga en ny kaj med en bakomliggande bankpålning. Man bör dessutom vidare utreda befintliga kajers utförande och kondition.

Inom fastighet 27:13 har SWECO kontrollerat en beräkningssektion som ligger ungefär i läge för ny Marieholmsbro. Beräkningen har utförts i SWECO:s uppdrag åt Göteborg Stad, i samband med upprättande av Detaljerad stabilitetsutredning inom Göteborgsstad, Delområde N006, daterad 2011-09-15. Utförda stabilitetsberäkning påvisar att förhållandena inte är tillfredsställande med en odränerad säkerhetsfaktor $F_c=1,16$ och en kombinerad säkerhet $F_{komb} = 1,09$. Se plan och beräkningssektion i Figur 7.6.14 och 7.6.15.



Figur 7.6.14: Plan Stabilitetskartering. Gamlestaden 27:13 markerad med grön cirkel (SWECO).



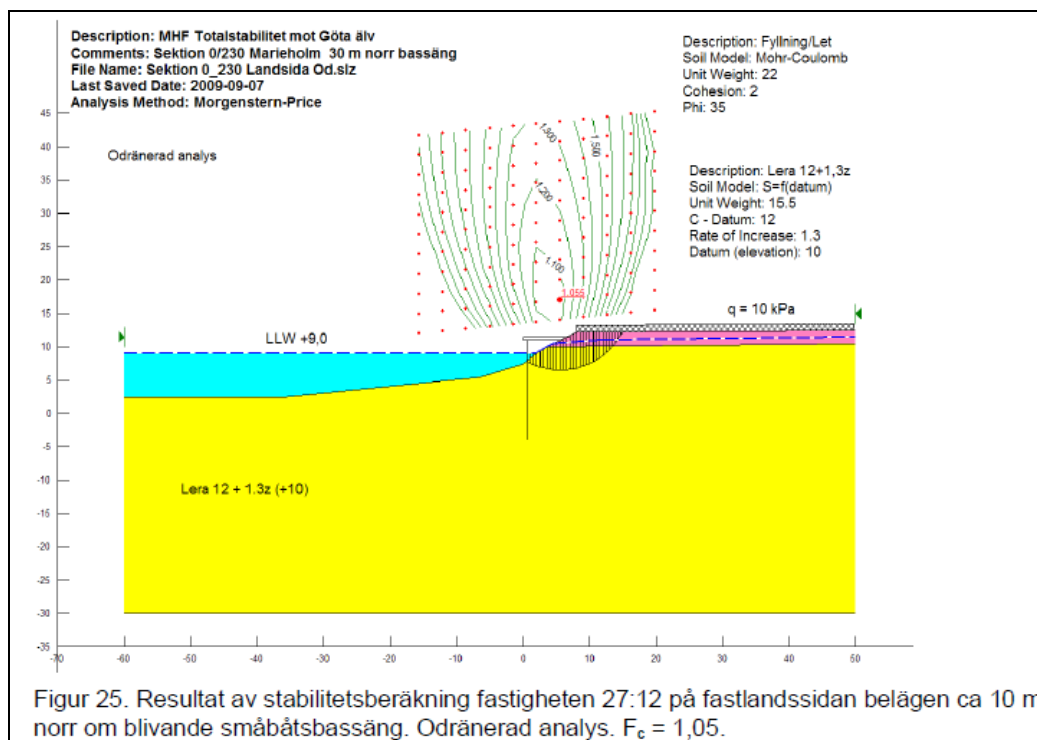
Figur 7.6.15: Gamlestaden 27:13, Befintliga förhållanden och odränerad analys, optimized (SWECO).

Redovisad säkerhetsfaktor visar en oförstärkt slänt med en markbelastning på 10 kPa. Närmast Göta älv finns den ovan beskrivna betongkajen och om de befintliga pålarna till viss del skulle beaktas så kan den redovisade säkerhetsfaktorn på 1,6 (se text i Figur 7.6.15) anses vara representativ. I och med byggnation av ny Marieholmsbro så föreslås även utläggning av en tryckbank i älven, se beräkning ovan, Gamlestaden 27:5 (WSP), vilket skulle förbättra säkerheten ytterligare.

Gamlestaden 27:12, Marieholm, fastigheten uppströms befintlig hamnbassäng

Fastigheten är belägen nedströms Gamlestaden 27:5 och ansluter till befintlig hamnbassäng. Enligt WSP:s utredning ligger markytan på nivå +12,5 och närmast Göta älv finns en 6 m bred träbrygga. Träbryggan ligger på en något lägre nivå än omgivande markyta. Utefter hamnbassängen finns en betongkaj på vilken det går en spårgående kran. WSP har ej funnit någon information vad gäller kajernas utformning, grundläggning eller kondition, vilket innebär att det inte finns förutsättningar för att utföra någon detaljerad stabilitetsanalys.

För att få en uppfattning av stabilitetsförhållandena har WSP dock utfört en enkel stabilitetsberäkning med antagna förutsättningar vad gäller bottenkontur och utan någon inverkan av kajer. Beräkningarna är utförda med en utbredd last på 10 kPa på markytan och ger låga säkerhetsfaktorer, $F_c = 1,05$ mot Göta älv, se Figur 7.6.16.



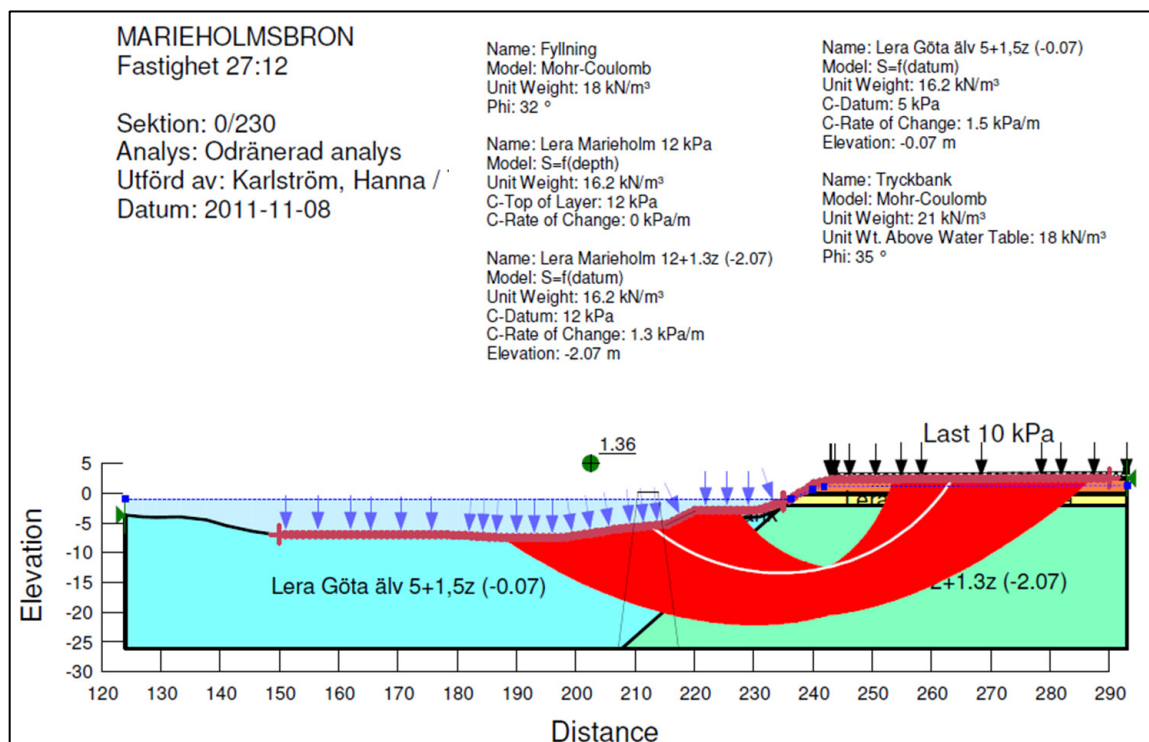
Figur 7.6.16. Gamlestaden 27:12. Odränerad analys (WSP)

WSP har även kontrollerat stabiliteten med ett antagen om en 6 m bred kajkonstruktion som styr de kritiska glidyterna ner till ca 12 m djup. Med dessa antaganden erhålls en beräknad säkerhet på $F_c = 1,4$.

I samband med utbyggnad av planerad Marieholmstunneln kommer den sydvästra delen (ytan mellan befintliga byggnader och kajer) av fastigheten inklusive kajkonstruktioner behöva rivas för att schakt för tunneln skall kunna utföras. Åtgärder avseende stabiliteten inom denna del av fastigheten kommer därför utföras i samband med utbyggnad av Marieholmstunneln. För Marieholmsbrons utbyggnad bedöms enbart den norra delen av fastigheten (utefter befintlig byggnads gavel mot Göta älv) kunna påverka stabiliteten inom Gamlestaden 27:5 och därför läggs tryckbanken i älven till nivå +7 även inom denna del. Ett eventuellt skred inom den södra delen av fastighet 27:12 bedöms ej kunna påverka planområdet.

Stabilitetsberäkningar har utförts för ett förstärkningsalternativ med en tryckbank utlagd i Göta älv mellan strandkant och befintligt ledverk. I beräkningarna har antagits att befintlig grundläggning av kajkonstruktionerna styr kritiska glidytor till ca 14 m djup under markytan. Dock har ingen avlastande effekt av en kajkonstruktion medräknats, så i beräkningarna har full last av jordens egentygnd samt en utbredd belastning på markytan på 10 kPa medräknats ända fram till strandkant. För en odränerad analys erhålls en säkerhet $F_c = 1,36$ och för den kombinerade analysen uppnås $F_{komb} = 1,34$. I Figur 7.6.17 redovisas resultatet av den odränerade analysen och det röda fältet i figuren redovisar glidytor med en säkerhet mellan 1,36 och 1,6.

Då det råder stor osäkerhet avseende de befintliga förhållandena måste man i Bygghandlingsskedet för ny Marieholmsbro noggrannare undersöka/inventera befintliga kajkonstruktionerna och den befintliga byggnaden för att kunna utföra stabilitetskontrollerna med bättre säkerhet och för att kunna dimensionera erforderliga förstärkningsåtgärder.



Figur 7.6.17. Gamlestaden 27:12. Tryckbank samt inverkan av kaj ned till 14 m under markytan. Odränerad analys. "Safety map" $F_c = 1,36 - 1,6$ (OBS marknivåer är angivna i RH70).

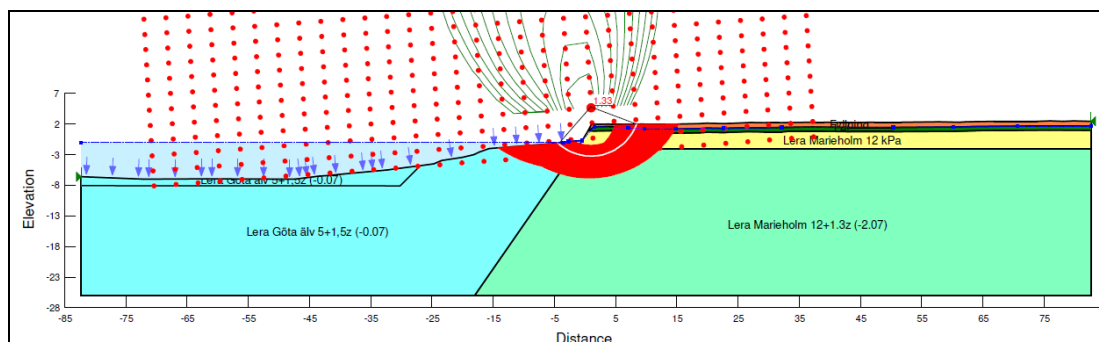
Gamlestaden 26:2 – 26:5, Marieholm. Wockatz (Stena Metall)

Vid utbyggnad av Marieholmstunneln kan inte ledverken för ny Marieholmsbro få tillräcklig utbredning nedströms bron. Av denna anledning skall en så kallad väntbrygga byggas intill rubricerade fastigheter. Väntbryggan skall placeras i farledskant av Göta älv och kommer också komma till användning i samband med utbyggnad av såväl tunnel som bro. Stabilitetsförhållanden inom fastigheterna intill väntbryggan måste utredas och vid behov säkras för att inte skred och/eller ras uppstår som kan skada bryggan.

Marknivån inom tomten varierar mellan ca +12,0 invid strandkant till ca +12,5 i östra delen, närmast Marieholmsgatan. Enligt WSP:s utredning är inte stabiliteten ned mot Göta älv tillfredsställande, med säkerhetsfaktorer runt $F_c=1,3$ för obelastad markyta. WSP redovisar också olika förslag på förstärkning och/eller lastbegränsningar närmast älven för att erhålla en acceptabel nivå på säkerheten. Alla förslagen skulle innebära någon form av begränsningar i utnyttjandet av tomten.

Lerans sensitivitet (känslighet mot störning) varierar mellan 10 – 20, vilket innebär att risken bedöms vara liten för större bakåtgripande skred.

I Figur 7.6.18 redovisas resultat från nu utförd stabilitetsberäkning för nuvarande markförhållanden och för en obelastad markyta. För odränerad analys uppgår säkerheten till $F_c=1,33$ och i kombinerad analys uppgår säkerheten enbart till $F_{komb}=0,72$ för lokala glidytor i strandbrinken.

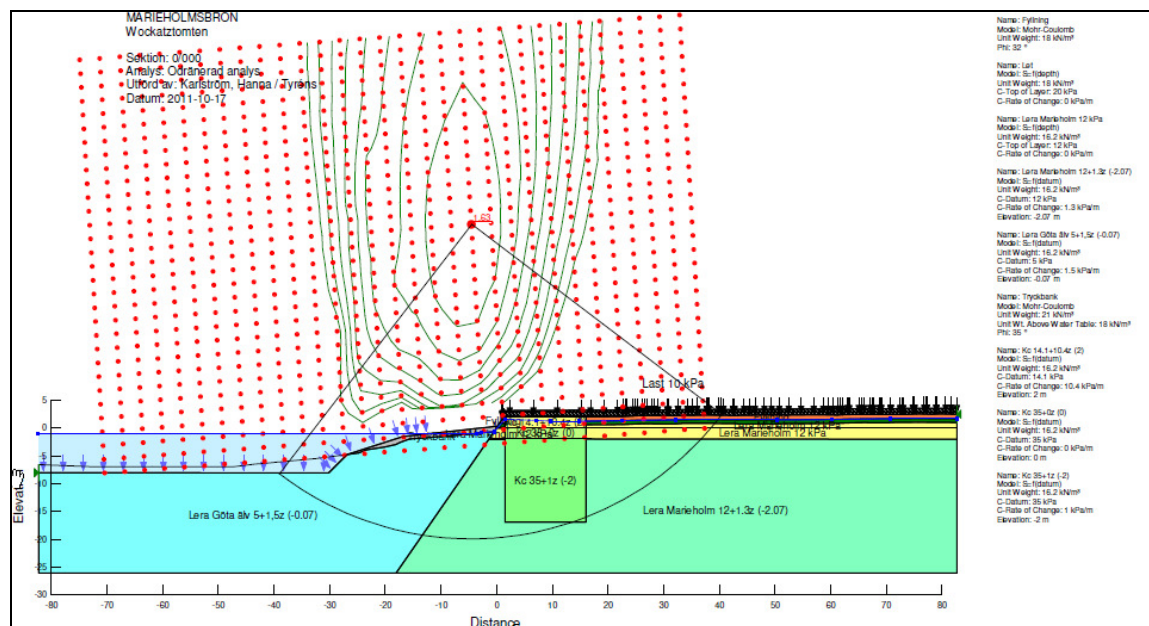


Figur 7.6.18. Wockatz, oförstärkt, obelastad och odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).

Hänsyn skall dessutom tas till en framtida muddring inom farleden till nivå + 2,0, vilket både försämrar stabiliteten och minskar utrymmet för stabilitetshöjande motfyllningar (tryckbankar) i älven.

För att inte begränsa tillgänglig tomtyta har i denna utredning ett förslag med kalkcementpelarförstärkning studerats. I stabilitetsberäkningarna har medräknats muddring i farleden till + 2,0 och en utbreddbelastning på markytan på 10 kPa inom hela fastigheten. För att klara den lokala stabiliteten och för att bättra på förutsättningarna även för större glidytor har en viss motfyllnad/tryckbank i älven medräknats. 20 m långa kalkcementpelare med en diameter på 0,6 installeras i skivor tvärs älven. Skivorna som är ca 15 m långa, får ett inbördes avstånd på 1,8 m.

Utförda beräkningar visar att en tillfredsställande säkerhet mot stabilitetsbrott uppnås med föreslagen förstärkning. Vid odränerad analys blir säkerhetsfaktorn $F_c=1,63$ och i kombinerad analys blir säkerheten $F_{komb}=1,5$ för större glidytor. För lokala glidytor i blivande muddringsslänt ligger säkerheten för kombinerad analys något lägre, $F_{komb}=1,40$. I Figur 7.6.19 redovisas resultat från förstärkt sektion i odränerad analys.

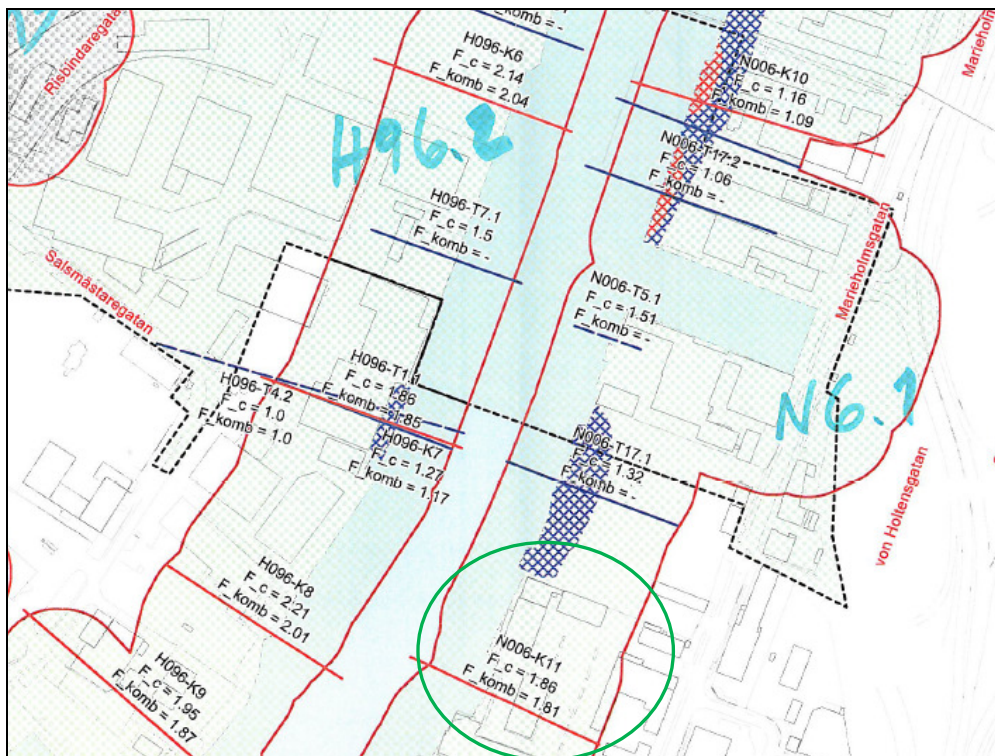


Figur 7.16.19: Wockatz, förstärkt sektion, och odränerad analys (OBS marknivåer är angivna i RH70).

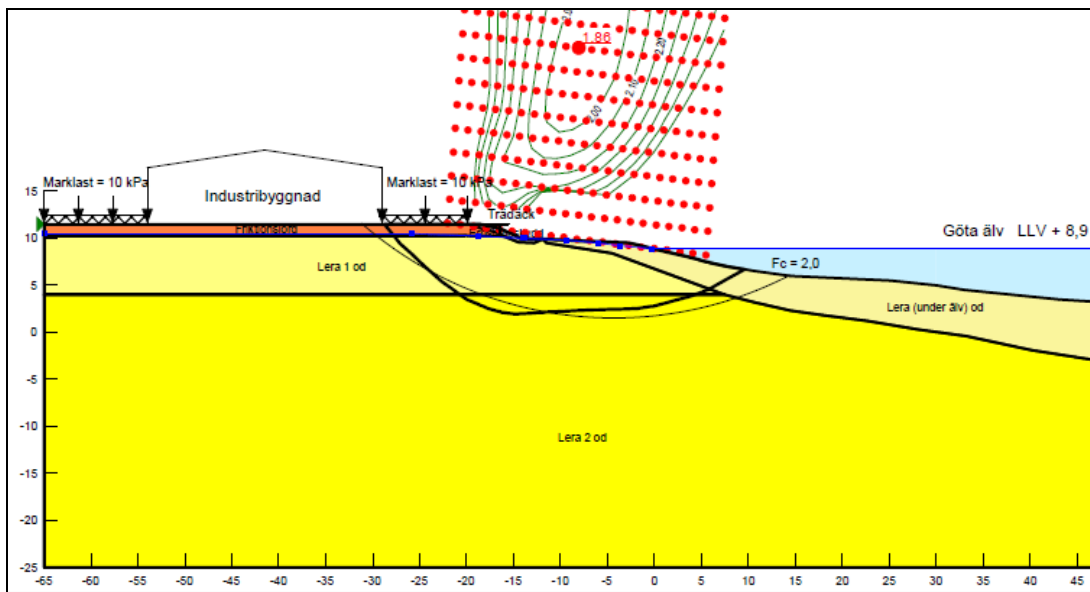
Gamlestaden 26:1, Marieholm, nedströms Wockatz

Väntbryggans södra ände går in över aktuell fastighet. Inom fastigheten finns en beräkningssektion enligt stabilitetskarteringsuppdraget som SWECO utfört på uppdrag av Göteborg Stad.

Utförda stabilitetsberäkning påvisar att förhållandena är tillfredsställande med en odränerad säkerhetsfaktor $F_c=1,86$ och en kombinerad säkerhet $F_{komb}=1,81$. Se plan och beräkningssektion i Figur 7.6.20 och 7.6.21.



Figur 7.16.20: Plan Stabilitetskartering. Gamlestad 26:1 markerad med grön cirkel (SWECO)



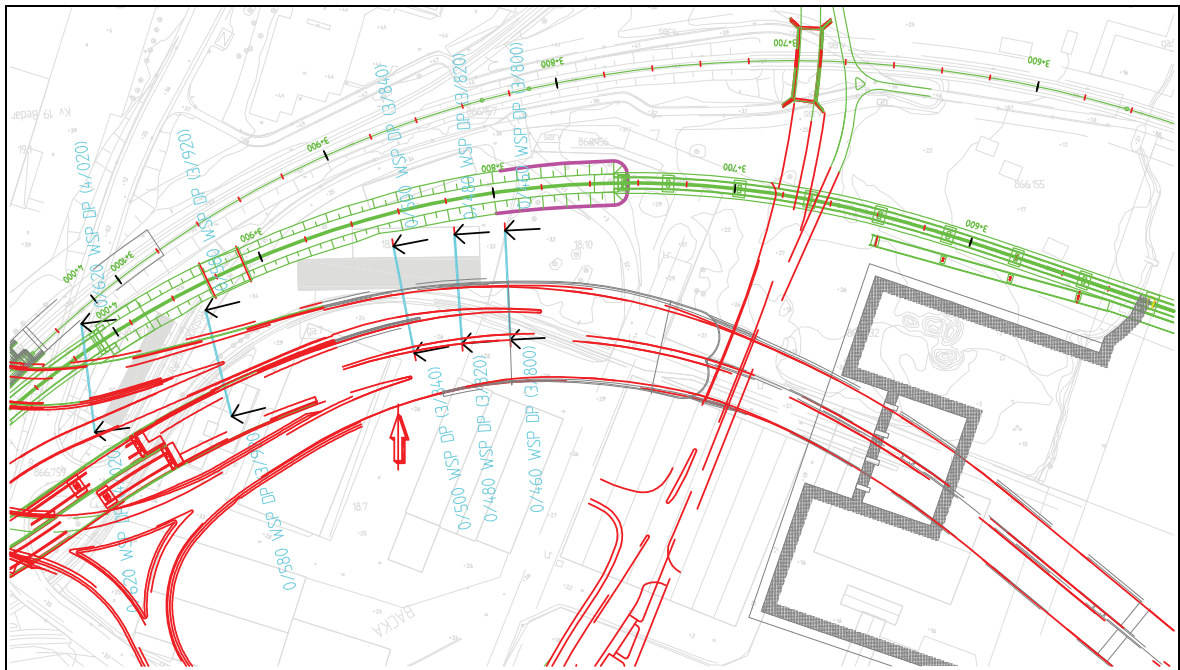
Figur 7.16.21: Gamlestad 26:1, Befintliga förhållanden och odränerad analys (SWECO)

7.7 Tingstad

Allmänt

Blivande järnvägsbank tillhörande ny Marieholmsbro kommer att gå söder om befintlig järnvägsbank och norr om planerad Marieholmstunnel, det vill säga mellan dessa två anläggningar. Se plan i Figur 7.7.1.

I ovan nämnda Tekniska PM upprättad av WSP för detaljplan Marieholmstunneln har stabiliteten kontrollerats i 5 st sektioner. Genomgående är säkerheterna låga och med bland annat lastbegränsningar som följd på markytan mellan befintlig järnvägsbank och blivande Marieholmstunnel. Av denna anledning finns i detaljplanen för Marieholmstunneln medtaget en lastbegränsning på 10 kPa inom hela den yta som ny bank är planerad att passera över.



Figur 7.7.1. Plan över Tingstad med beräkningssektioner. (OBS marknivåer är angivna i RH70)

Planerad järnvägsbank i sektion ca 3/750 - 3/800

Planerad järnvägsbank går utefter blivande trågkonstruktion för Marieholmstunneln, varvid stabiliteten mot planerad Marieholmstunnel kommer att säkras med tråget och något krav på extra avlastningsschakt föreligger ej.

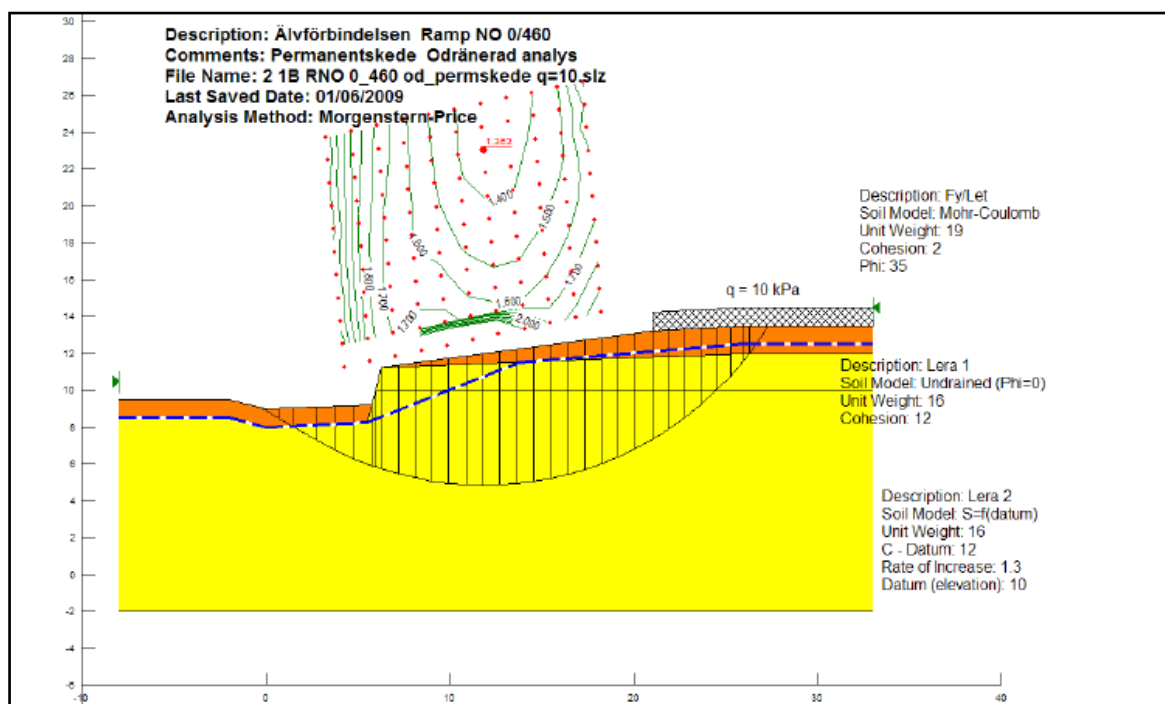
Bankpålar och påldäck under blivande bank för ny Marieholmsbro kan grundläggas under befintlig markyta utan någon annat krav på extra avlastning.

Planerad järnvägsbank i sektion ca 3/800 – 3/830

WSP:s har kontrollerat stabiliteten i sektion 0/460 motsvarar ungefär sektion 3/800 för planerad järnväg och i sektion 0/480 motsvarar ca km 3/820. Stabiliteten är inte tillfredsställande med $F_c=1,36$ respektive $F_c=1,38$ vid odränerad analys. I beräkningarna har en utbredd last på 10 kPa anbringats på markytan ovanför blivande slänt ned mot stödmurar för Marieholmstunneln. se Figur 7.7.2. Utan överlasten på 10 kPa uppgår beräknad säkerhet till ca $F_c=1,5$.

Genom att utföra en avlastningsschakt till nivå + 13,0 inom 10 från slänkrönet ökar säkerheten till $F_c=1,6$.

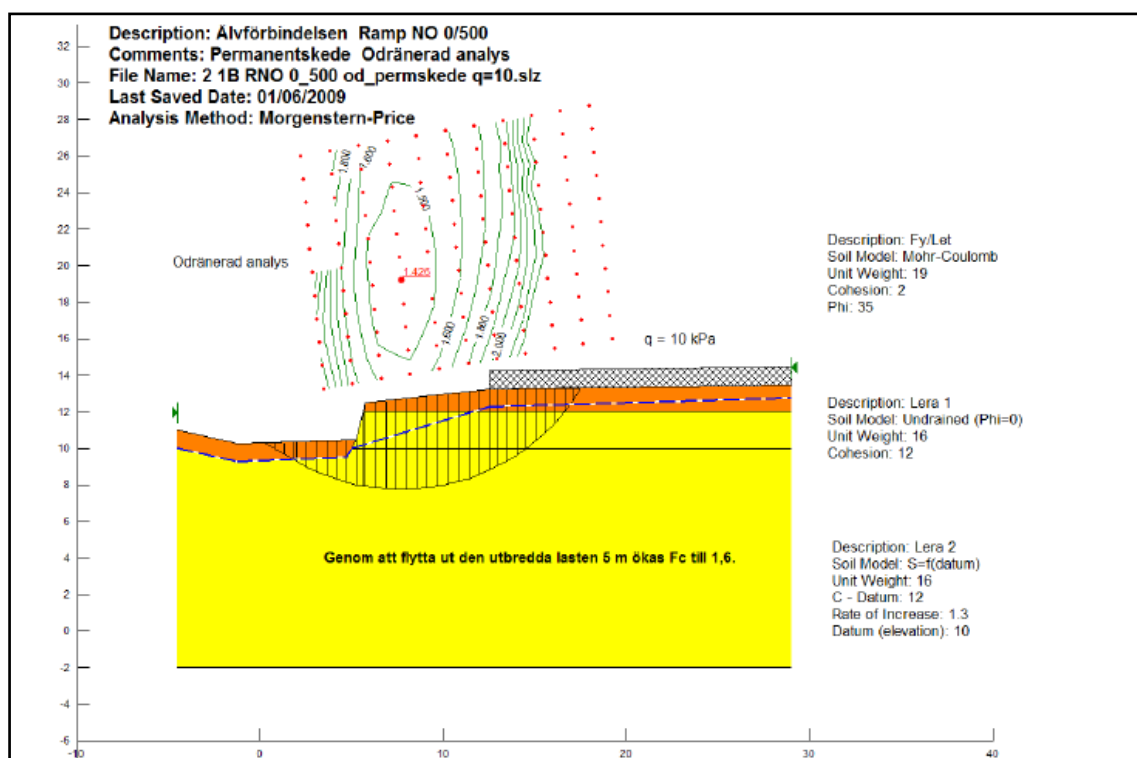
Blivande bank till ny Marieholmsbro kommer delvis att hamna inom området som behöver avlastningsschaktas, vilket innebär att bankpålningen för järnvägsbanken skall grundläggas på en nivå under +13,0.



Figur 7.7.2. Sektion 0/460 utan effekt av avlastningsschakt, från WSP:s utredning av Marieholmstunneln

Planerad järnvägsbank i sektion ca 3/830 – 3/900

Mellan sektion 0/480 och 0/500 förändras förhållandena till det positiva och WSP:s beräkningar i sektion 0/500 påvisar att stabiliteten är tillfredsställande om markytan är obelastad 12 m närmast blivande stödmur till Marieholmstunneln. För odränerad analys uppgår beräknad säkerhet till $F_c=1,6$. I Figur 7.7.3 redovisas en beräkning där markytan 7 m närmast stödmuren är obelastad, säkerheten sjunker då till $F_c=1,43$.



Figur 7.7.3. Sektion 0/500 med 7 m obelastad markyta intill stödmur, från WSP:s utredning av Marieholmstunneln

Planerad järnvägsbank i sektion ca 3/900 och fram till ny bro över Salsmästaregatan

WSP har kontrollerat stabiliteten i sektion 0/620 motsvarar ungefär sektion 3/960 och 0/580 ungefär sektion 3/920. I sektion 0/620 erfordras att markytan avschaktas till nivå +12,5 för att uppnå $F_c=1,6$ utan inverkan av någon utbredd last. För att tillåta en utbredd belastning erfordras ytterligare avlastningar.

I sektion 0/580 ligger beräknad säkerhet på $F_c=1,7$ utan utbredd belastning på markytan, vilket ger utrymme för en belastning på ca 10 kPa. När järnvägsbanken skall byggas kommer det redan begränsade utrymmet bli än mer geometriskt komplext. Grundläggningsnivån för pådäck och bankpållning under ny järnvägsbank skall utredas vidare i bygghandlingsskedet, men skall ej ligga över nivå +12,5.

7.8 Sammanfattning**Partihallsområdet**

Beräkningarna påvisar att med tolkad jordprofil uppnås erforderliga säkerheter för såväl befintlig som breddad förstärkt järnvägsbank. Utredningen påvisar dock att stabilitetsförhållandena för järnvägsbanken är beroende av de geotekniska förutsättningarna, som varierar starkt inom området. Det rekommenderas därför att kompletterande geotekniska undersökningar utförs i Bygghandlingsskedet. Framförallt på östra sidan av befintlig järnvägsbank.

<u>Beräkningssektion</u>	<u>Beskrivning</u>	<u>Odränerad</u>	<u>Kombinerad</u>
2/660 (454+730)	Befintlig bank, öst	1,49-1,59	1,51
	Breddad, oförstärkt banvall, öst	1,50	1,50
	Breddad, oförstärkt banvall, väst	1,83	1,85
	Breddad, lättklinkerförstärkt banvall, öst	1,57	1,59
2/600 (454+810)	Befintlig banvall (med lättklinker), öst	1,89	
	Breddad, lättklinkerförstärkt banvall, öst	1,71	

Säveån

För sektion 0/060 råder viss osäkerhet avseende Säveåns bottennivå, med bottennivå enligt terrängmodell är stabiliteten tillfredsställande vid lättklinkerförstärkning under blivande cirkulationsplats. Med en något lägre bottennivå erfordras att man även förstärker under blivande väg med kalkcementpelare i skivor. Erforderliga förstärkningar kan utföras under blivande väg och GC-väg och inkräktar inte på Säveån och dess strandbrinkar. Nedströms planerad Walckesbro är stabilitetsförhållandena tillfredsställande.

På östra sidan av Säveån är stabiliteten tillfredsställande med vald jordmodell. På grund av de mycket varierande geologiska förutsättningarna rekommenderas att kompletterande undersökningar och utredningar utförs i bygghandlingsskedet få att utreda om det erfordras någon form av förstärkning.

Det rekommenderas att lodning av Säveåns bottenkontur utförs inför framtagande av bygghandling och att erosionsskydd läggs utefter Säveåns västra strand mellan ny Marieholmsbro och Walckesbro och på östra stranden mellan broar och ner mot befintligt erosionsskydd under Parthallsbron.

<u>Beräkningssektion</u>	<u>Beskrivning</u>	<u>Odränerad</u>	<u>Kombinerad</u>
0/060	Västra stranden, oförstärkt vägbank	1,48	1,44
	Västra stranden, lättklinkerförstärkt vägbank	1,62	1,57
	Västra stranden, oförstärkt vägbank, känslighetsanalys 1 m djupare å	1,30	1,23
	Västra stranden, lättklinkerförstärkt vägbank, känslighetsanalys 1 m djupare å	1,46	1,39
	Västra stranden, lättklinker + kc-förstärkt vägbank, känslighetsanalys 1 m djupare å	1,60	1,46
0/114	Västra stranden, oförstärkt vägbank	1,78	1,74
0/140	Östra stranden, oförstärkt vägbank, vändslangan	1,61	1,61

Göta älv

Det kan konstateras att det finns problem med lokalstabiliteten längs med Göta älv, medan totalstabiliteten för större glidytor, mellan 30 och 50 m, som sträcker sig ut i farleden bedöms vara tillfredsställande. Det råder dessutom oklarheter kring befintliga kajers konstruktion och kondition och deras eventuellt positiva påverkan på stabilitetsförhållandena. Innan utbyggnad av ny Marieholmsbro över Göta Älv kan påbörjas kommer stabilitetsförbättrande åtgärder att krävas i form av avlastningsschakter, utläggning av tryckbankar i Göta älv samt installation av kalkcementpelare.

Vid utbyggnad av Marieholmstunneln kommer planerade hamnbassänger att utföras så att konstruktionerna uppfyller ställda krav på säkerheten upp mot närliggande fastigheter. Detta innebär att ytterligare åtgärder kommer att krävas då schakt för tunneln skall tas ut. Denna stabilitet tillgodoses dock inte inom ramen för detta uppdrag.

<u>Fastighet</u>	<u>Beskrivning</u>	<u>Odränerad</u>	<u>Kombinerad</u>
Backa 21:11	Befintliga förhållanden, 8 m spont	1,52	
Backa 866:155	Befintliga förhållanden	1,06	1,02
	Avlastningsschakt +9,6 (0 kPa) utan sedimentationsdamm	1,57	1,57
	Avlastningsschakt +9,6 (0 kPa) och +11 (10 kPa) med sedimentationsdamm	1,67	1,64
Backa 866:632	Befintliga förhållanden (0 kPa)	1,55	
	Befintliga förhållanden (10 kPa)	1,23	
	Avlastningsschakt +11 (10 kPa)	1,60	
Gamlestaden 27:15	Befintliga förhållanden (10 kPa)	1,18	
	Kc i skivor c/c 1,8 m med en längd av 12 m (10 kPa)	1,59	
Området under befintlig bro	Befintliga förhållanden med lättklinker (Obs! 3D-effekter)	1,40	
Gamlestaden 27:5	Befintliga förhållanden med 12 pålar (20 kPa)	1,10-1,25	
	12 m pålar och tryckbank i älven (10 kPa)	1,53	
Gamlestaden 27:13	Befintliga förhållanden utan effekt av pålar (10 kPa)	1,16	1,09
	Befintliga förhållanden med effekt av pålar (10 kPa)	1,60	
Gamlestaden 27:12	Befintliga förhållanden utan effekt av pålar (10 kPa)	1,05	
	14 m pålar och tryckbank i älven (10 kPa)	1,36	1,34
Gamlestaden 26:2 - 26:5	Befintliga förhållanden (0kPa)	1,33	
	Kc i skivor c/c 1,8 m med en längd av 20 m samt tryckbank (10 kPa)	1,63	1,40
Gamlestaden 26:1	Befintliga förhållanden (10kPa)	1,86	1,81

Tingstad

Som framgår av WSP:s Tekniska PM inför detaljplan för Marieholmstunneln finns ett starkt begränsat utrymme för belastningar på markytan, vilket innebär att belastning från järnvägsbanken måste föras ner till större djup. Av den anledningen måste planerad järnvägsbank grundförstärkas med förslagsvis bankpålar och påldäck intill respektive broanslutning. Grundläggningsnivån på påldäck och bankpålarna skall dessutom följa de avlastningsnivåer som framgår av WSP:s PM för att förhindra eller fördröja utbyggnad av Marieholmstunneln.

Med hänsyn till ovanstående har inte några stabilitetsberäkningar för ny Marieholmsbro utförts i detta skede.

<u>Beräkningssektion</u>	<u>Beskrivning</u>	<u>Odränerad</u>	<u>Kombinerad</u>
0/460 (3/800)	Stabilitet ner mot blivande tunnel (10 kPa)	1,36	
	Stabilitet ner mot blivande tunnel (10 kPa) samt avlastningsschakt (0 kPa)	1,60	
0/500	Stabilitet ner mot blivande tunnel (10 kPa) samt avlastningsschakt (0 kPa)	1,60	

8 OMGIVNINGSPÅVERKAN

I samband med schakt och grundläggningsarbeten finns risk för att det uppstår för omgivningen skadliga markrörelser och vibrationer. Även påverkan på portryck och grundvattenytor kan förorsakas av arbetena.

För ny Marieholmsbro är det framförallt pålningsarbetet med massundanträngning som följd, som kan ge upphov till hävningar och sidosrörelser, vilket kan skada befintliga broar, byggnader, vägar och anläggningar. Hävningar av markytan kan teoretiskt uppstå inom ett avstånd lika med pållängden, men kommer vara som störst precis i läge för själva pålningen. Massundanträngning i samband med installation av kalkcementpelare kan påverka befintlig bro. Även schakter invid befintliga spår och broar är arbeten som kan vara kritiska avseende omgivningspåverkan.

För att minska t ex massundanträngning rekommenderas att lerproppar tas (skruvas upp) vid pålning och att pålningsordningen planeras så att massundanträngningen styrs från de anläggningar man vill skydda. För klacementpelare kan installationsordningen väljas för att ”styra” massorna bort från befintlig bro.

För att kontrollera och kunna styra eventuell omgivningspåverkan rekommenderas att mätningar av t ex rörelser och portryck utförs och att ett kontrollprogram geoteknik upprättas för dessa arbeten.

BILAGOR

<u>Bilaga nr</u>	<u>Innehåll</u>
Bilaga 1	Stabilitetsberäkningar utförda av Tyréns, inkl en plan med alla beräkningssektioner
Bilaga 2	Sid 1 Översiktsplan, med anläggningar, delområden och fastighetsbeteckningar Sid 2 Plan med lastrestriktioner Sid 3 Plan med föreslagna förstärkningsåtgärder Sid 4 Plan med förslag på erosionsskydd i Göta Älv och Sävån
Bilaga 3	”Trafikverket, Marieholmstunneln, Geotekniskt underlag för detaljplan, Komplement till geoteknisk utredning för arbetsplan Teknisk PM Geoteknik” upprättad av WSP och daterad 2011-09-21