

PROJEKTERINGS PM/GEOTEKNIK
**ÖVERDÄCKNING AV SPÅROMRÅDET VID
STOCKHOLMS CENTRALSTATION**



UPPDRAG

277588, Överdäckning av spårområdet vid Stockholms Centralstation

Titel på rapport:

Projekterings PM /Geoteknik

Status:

Slutversion

Datum:

2022-07-15

MEDVERKANDE

Beställare:

Jernhusen AB

Kontaktperson:

Joacim Öhman

Konsult:

Tyréns Sverige AB

Uppdragsansvarig:

Karl Graah-Hagelbäck

Handläggare

Angelica Alamaa/Alina Miehe/Magnus Dahlberg

Kvalitetsgranskare:

Mats Karlsson/Sofia Wister/Mattias Fredin

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	OBJEKT	6
2	ÄNDAMÅL	6
3	UNDERLAG FÖR PROJEKTERINGS PM	7
4	STYRANDE DOKUMENT	7
5	ÖVRIGA REFERENSER.....	7
6	PLANERAD KONSTRUKTION OCH TILLHÖRANDE GEOTEKNISKA FRÅGESTÄLLNINGAR.....	8
6.1	PLANERAD KONSTRUKTION	8
6.2	BEFINTLIGHETER	9
6.3	GEOTEKNISKA FRÅGESTÄLLNINGAR	10
7	SÖDRA SPÅROMRÅDET	14
7.1	MARKFÖRHÅLLANDEN.....	14
7.1.1	GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN	14
7.1.2	BLOCKIGHET	16
7.1.3	HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN	16
7.2	DIMENSIONERING OCH BERÄKNING	17
7.2.1	GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS.....	17
7.2.2	UTVÄRDERING AV GEOKONSTRUKTIONENS DIMENSIONERANDE VÄRDEN ..	17
7.2.3	DIMENSIONERANDE HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR	20
7.2.4	SÄTTNINGSBERÄKNINGAR	22
7.2.5	STABILITETSBERÄKNINGAR	23
7.2.6	SPONTBERÄKNINGAR.....	23
7.2.7	EXPLOSIONSBERÄKNINGAR	24
8	NORRA SPÅROMRÅDET	24
8.1	MARKFÖRHÅLLANDEN.....	24
8.1.1	GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN	24
8.1.2	BLOCKIGHET	26
8.1.3	HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN	26
8.2	DIMENSIONERING OCH BERÄKNING	27
8.2.1	GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS.....	27
8.2.2	UTVÄRDERING AV GEOKONSTRUKTIONENS DIMENSIONERANDE VÄRDEN ..	27
8.2.3	DIMENSIONERANDE HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR	30
8.2.4	SÄTTNINGSBERÄKNINGAR	32
8.2.5	STABILITETSBERÄKNINGAR	33
8.2.6	SPONTBERÄKNINGAR.....	33

8.2.7 EXPLOSIONSBERÄKNINGAR	33
9 GRUSYTAN	34
9.1 MARKFÖRHÅLLANDEN	34
9.1.1 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN	34
9.1.2 BLOCKIGHET	36
9.1.3 HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN	36
9.2 DIMENSIONERING OCH BERÄKNING	36
9.2.1 GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS	36
9.2.2 UTVÄRDERING AV GEOKONSTRUKTIONENS DIMENSIONERANDE VÄRDEN ..	37
9.2.3 DIMENSIONERANDE HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR	39
9.2.4 SÄTTNINGSBERÄKNINGAR	39
9.2.5 STABILITETSBERÄKNINGAR	40
9.2.6 SPONTBERÄKNINGAR	40
9.2.7 EXPLOSIONSBERÄKNINGAR	40
10 REKOMMENDATIONER	40
10.1 INLEDNING	40
10.2 GRUNDLÄGGNING	40
10.3 SCHAKTARBETEN	43
10.4 STÖDKONSTRUKTIONER	43
11 RAS OCH SKRED	44
11.1 NULÄGET	44
11.2 BYGGSCHEDET	47
11.3 PLANFÖRSLAGET ÅR 2045	48
11.4 KUMULATIVA EFFEKTER	48
11.5 NOLLALTERNATIVET ÅR 2045	50
11.6 SAMMANFATTNING	50
12 PRODUKTIONSTIDSPLAN	50

BILAGOR

Beteckning	Datum
Bilaga 1 Valda värden	2022-07-15
Bilaga 2 Sättningsberäkningar	2022-07-15
Bilaga 3 Spontberäkningar	2022-07-15
Bilaga 4 Stabilitetsberäkningar	2022-07-15
Bilaga 5 Explosionsberäkningar – SEKRETESS	2022-07-15

RITNINGSBILAGOR

Beteckning	Typ, skala	Datum
G11-01-01 - G11-01-02	Plan, 1:500	2022-07-15
G11-02-19 - G11-02-20	Enskilda borrhål, 1:100	2022-07-15
G11-02-01 - G11-02-18 G11-02-21 - G11-02-38	Sektion A-A - sektion YY-YY, 1:100	2022-07-15

TILLHÖRANDE DOKUMENT/HÄNVISNINGAR

Beteckning	Datum
MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik	2022-07-15

INLEDNING

Föreliggande PM behandlar projekteringsförutsättningar avseende geoteknik och grundvatten för rubricerat objekt. Sammanställning av tidigare och nu utförda undersökningar redovisas i en separat rapport, MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik.

Projekterings PM/Geoteknik redogör för geoteknisk dimensionering och beräkning utifrån tillgängliga uppgifter om aktuellt objekt. Vid upprättande av bygghandlingar, då byggnaders och anläggningars utformning är bestämd skall geotekniska uppgifter och rekommendationer, som överensstämmer med planerat grundläggningsarbete, inarbetas i den byggnadstekniska beskrivningen.

Denna PM ingår ej i ett eventuellt förfrågningsunderlag.

Rapporter som upprättats av Tyréns Sverige AB i samma leverans är följande;

Mät-R Mätningsteknisk Redovisning, daterad 2022-07-15

Fältrapport, daterad 2022-07-15

Masshanteringsplan, daterad 2022-07-15

PM Miljögeoteknik, daterad 2022-07-15

MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik, daterad 2022-07-15

PM Dimensionerande grundvattennivåer, daterad 2022-07-15

Arbetsmiljöplan för CST Jernhusen, daterad 2022-07-15

RFÄ Redogörelse för ämnesområdesmodell Markmodell, daterad 2022-07-15

RFÄ Redogörelse för ämnesområdesmodell Markradarmodell - SEKRETESS, daterad 2022-07-15

RFÄ Redogörelse för ämnesområdesmodell Jordlager- och bergöverytemodell, daterad 2022-07-15

RFÄ Redogörelse för ämnesområdesmodell Osäkerhetsmodell, daterad 2022-07-15

RFÄ Redogörelse för ämnesområdesmodell Grundvattennivåer, daterad 2022-07-15

1 OBJEKT

Det pågår ett detaljplanearbete för Stockholms Centralstation som ska pröva möjligheterna med att överdäcka norra och södra bangården. Bangården mellan Kungsbron och Klarabergsviadukten benämns Norra spårområdet medan motsvarande område mellan Klarabergsviadukten och Centralbron benämns Södra spårområdet.

Tyréns Sverige AB har på uppdrag av Jernhusen utfört geotekniska, hydrogeologiska och miljötekniska undersökningar inom bangårdarna samt inom grusytan under 2021 samt 2022. De ungefärliga undersökningsområdena kan ses i Figur 1 nedan.



Figur 1. Ungefärligt undersökningsområdet. Det södra spårområdet är markerat med gult, det norra spårområdet med rött och grusytan med grönt

2 ÄNDAMÅL

Syftet med den geotekniska utredningen är att ge underlag avseende de geotekniska förhållandena samt att redogöra för planerade grundläggningsarbeten, och projektering och dimensionering av dessa.

Förutom att fungera som ett projekteringsunderlag har syftet också varit att utreda om föreslagna byggnation är lämplig ur ett geotekniskt perspektiv med hänsyn till risk för ras, skred och erosion. Utredningen har utförts inför samrådsskedet i detaljplanearbetet. Se kapitel 11 Ras och Skred.

3 UNDERLAG FÖR PROJEKTERINGS PM

Nu utförda och tidigare utförda geotekniska undersökningar redovisas i MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik med tillhörande ritningar och bilagor, upprättad av Tyréns AB 2022-07-15.

I övrigt har följande underlag använts:

- [1] PM Planeringsföresättningar och rapportinstruktioner
- [2] Platsbesök
- [3] Fördjupad förstudie Överdäckning av Stockholms central, Upprättad av Tyréns AB 2019-06-19.
- [4] DWG-fil baskarta centralen
- [5] DWG-fil K-underlag_schaktning fundament_Sweref_del1
- [6] DWG-fil K-underlag_schaktning fundament_Sweref_del2
- [7] DWG-fil K999-P15_BefSparplan
- [8] DWG-fil K999-P140_BefPlattformar

4 STYRANDE DOKUMENT

- [9] Eurokod 7, Dimensionering av geokonstruktioner del 1 och 2 SS-EN 1997
- [10] TSFS 2018:57 (Nationell bilaga till Eurocode 7)
- [11] TRVINFRA-00230
- [12] BFS 2019:1-EKS 11 (Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder)
- [13] BVS 585.17 Tillfälliga sponter invid spår
- [14] TDOK 2016:0289 Säkerhet vid aktiviteter i spårområde

5 ÖVRIGA REFERENSER

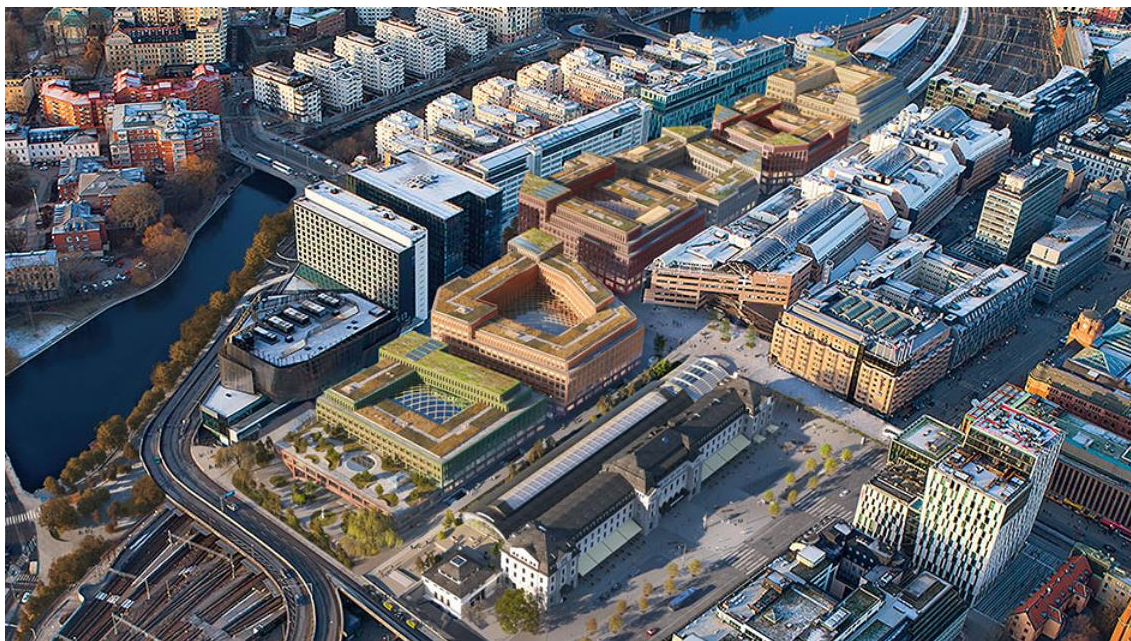
- [15] IEG Tillämpningsdokument Grunder, Rapport 2:2008, rev 3
- [16] IEG Tillämpningsdokument Pålgrundläggning, Rapport 8:2008, rev 3
- [17] IEG Tillämpningsdokument Stödkonstruktioner, Rapport 2:2009, rev 1
- [18] IEG Tillämpningsdokument Slänter och bankar, Rapport 6:2008, rev 1
- [19] Pålkommissionens Rapport 106 Verifiering av geoteknisk bärförmåga för pålar enligt Eurokod
- [20] Pålkommissionens Rapport 97 Stålkärnepålar - Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll
- [21] Pålkommissionens Rapport 103 Slagna friktionspålar
- [22] Sponthandboken 2018
- [23] PM Hydrogeologi underlag inriktningsbeslut, upprättat av Tyréns Sverige AB, 2018

- [24] PM Förstudie vatten, upprättat av Tyréns Sverige AB, 2021
- [25] PM Dimensionerande grundvattennivåer, upprättat av Tyréns Sverige AB, 2022
- [26] PM Miljögeoteknik - Markundersökning centralstation (CST), Norrmalm 5:3, Norrmalm 4:63, Blekholmen 6, upprättat av Tyréns Sverige AB, 2022
- [27] Arbetsmiljöplan CST Jernhusen, Tyréns 2022
- [28] Markstötståg, 2020-09-28 rev 2, Myndigheten för samhällsskydd och beredskap
- [29] Kraterdimensioner vid explosioner på eller i mark, oktober 2014, FOI
- [30] SGI information 1 Jords egenskaper, rev 5 2008

6 PLANERAD KONSTRUKTION OCH TILLHÖRANDE GEOTEKNISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

6.1 PLANERAD KONSTRUKTION

Den planerade konstruktionen är en överdäckning av bangården från Centralbron i söder till Kungsbron i norr, se Figur 2 nedan.



Figur 2. Skiss över planerad anläggning från strukturplan 2. Källa: Centralstaden
Parallellt med detaljplanearbetet för Centralstationen arbetar Trafikverket med en ny spårplan för att klara de ökade kapacitetskraven. Den nya spårplanen kan genomföras oavsett om detaljplanen genomförs, men för att förverkliga detaljplanen måste en ombyggnation av banområdet genomföras [1].

6.2 BEFINTLIGHETER

Samtliga byggnader i närheten av detaljplaneområdet är pågrundlagda alternativt grundlagda på murar och/eller plintar till berg/fast botten, se Figur 3.

En mer ingående beskrivning av befintliga konstruktioner än den i följande kapitel kan ses i "Förstudie Överdäckning av Stockholms Central" [3].

Södra spårområdet

Inom undersökningsområdet finns befintliga konstruktioner både i marknivå och under mark. På marknivå ligger markbelagda spår samt plattform 9 till 4. Under mark finns den så kallade gula gången. I Hus C pågår tillståndsgiven grundvattenbortledning från det övre magasinet.

Det södra spårområdet avgränsas i syd av Centralbron och i norr av Klarabergsviadukten. Öster om det södra spårområdet ligger Hus A (Entréhallen), Hus B (Centralhallen) och Hus C. Väster om det södra spårområdet ligger Nils Ericsons Plan och Waterfront. I markplan går Klarastrandsleden och Blekholmsgatan. Se Figur 4 nedan.

Hus A byggdes mellan åren 1867–1871 och grundlades då på naturstensmurar på träpålar. Genom åren har det skett flera ombyggnader och tillbyggnader. En av de större ägde rum mellan 1925–1927, då det nuvarande Hus B byggdes samt Södra paviljongen som är lokaliserad söder om Hus B. Hus C byggdes år 1958, det är en byggnad om 5 våningar inklusive källare. På grund av pågående sättningar grundförstärktes Hus A, Hus B och Södra Paviljongen mellan åren 2008 och 2013. Grundförstärkningen bestod till största del av borrhade stålörspålar.

Mark- och kajplanet vid Klara Sjö är grundlagt på påldäck.

Norra spårområdet

Inom undersökningsområdet finns befintliga konstruktioner både i marknivå och under mark. I marknivå ligger markbelagda spår och plattform 6 och 8. Plattformarna ligger i den södra delen av området. Under mark finns Tunnelbanans blå linje, Saltsjötunneln, Trucktunneln, Citybanans arbetstunnel och Bergtunneln.

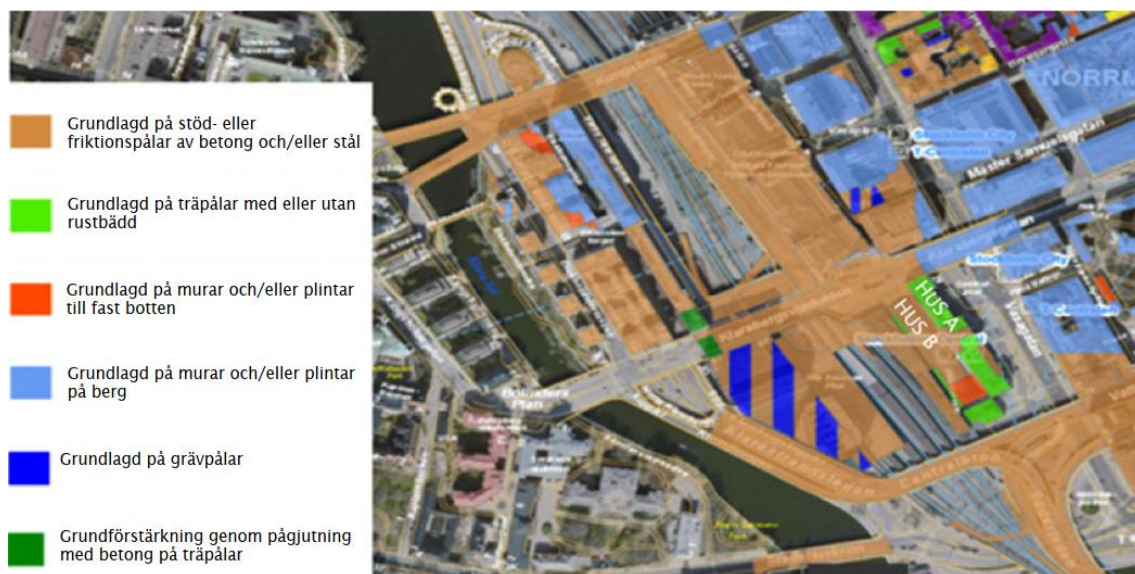
Citybanan har flera infiltrationsbrunnar för permanent skyddsinfiltration installerade i undersökningsområdet. Skyddsinfiltrationen ska primärt reglera grundvattennivån i undre magasin.

Undersökningsområdesområdet avgränsas i syd av Klarabergsviadukten, i öst av Terminalslingan och Cityterminalen (WTC), i nord av Kungsbron och i väst av grusytan. Se Figur 4 nedan.

Grusytan

Grusytan ligger väster om det norra spårområdet. Inom undersökningsområdet finns befintliga konstruktioner både i marknivå samt under mark. I marknivå ligger ramp ned till Citybanans tillfartstunnel och till reservkraftanläggning. Under mark finns Tunnelbanans blå linje, Mellantruckstunneln, Citybanans tillfartstunnel och Bergtunneln. Längs Citybanans tillfartstunnel finns en kvarlämnad spont.

Undersökningsområdesområdet avgränsas i syd av Klarabergsviadukten, i öst av den norra bangården, i nord av Kungsbron och i väst av Klarabergshuset och Kungsbrohuset. Se Figur 4 nedan.



Figur 3. Husgrundläggningsplan, källa Geoarkivet.



Figur 4. Konstruktioner i gatunivå [3]

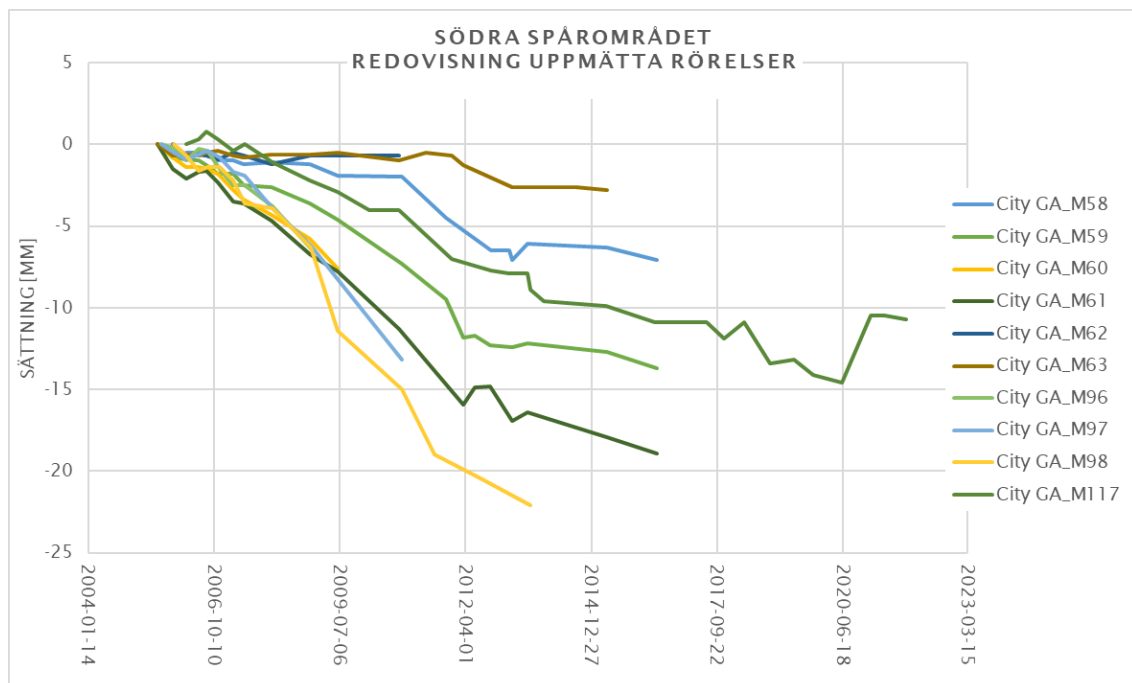
6.3 GEOTEKNISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

Delar av området har tidigare varit en del av Klara sjö. Vilket medför att stora fyllningsarbeten har skett genom åren, se Figur 5 nedan. En stor del av dessa skedde i samband med byggnation av järnvägsspåren under 1850-talet.

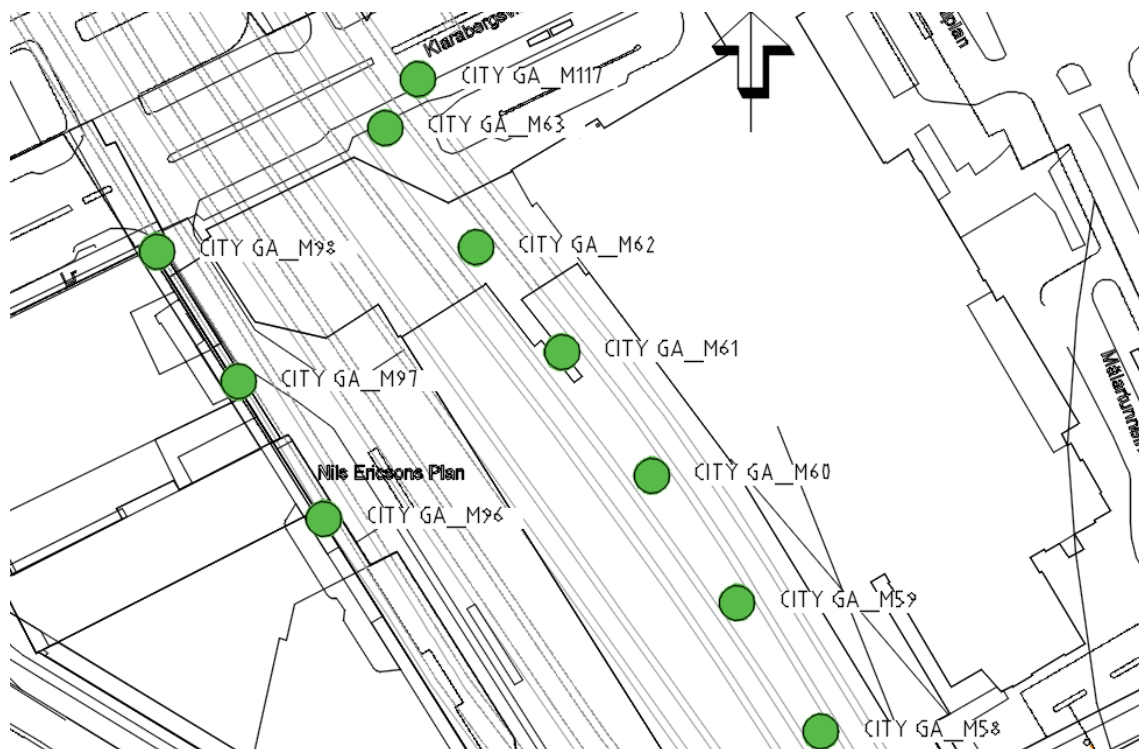
Detta medför i sin tur att det inom delar av området pågår vertikala sättningar. Projektet Citybanan har mätt marksättningar inom området sedan 2005, en sammanställning av mätvärden inom bangårdarna respektive grusytan redovisas i Figur 6- Figur 11.



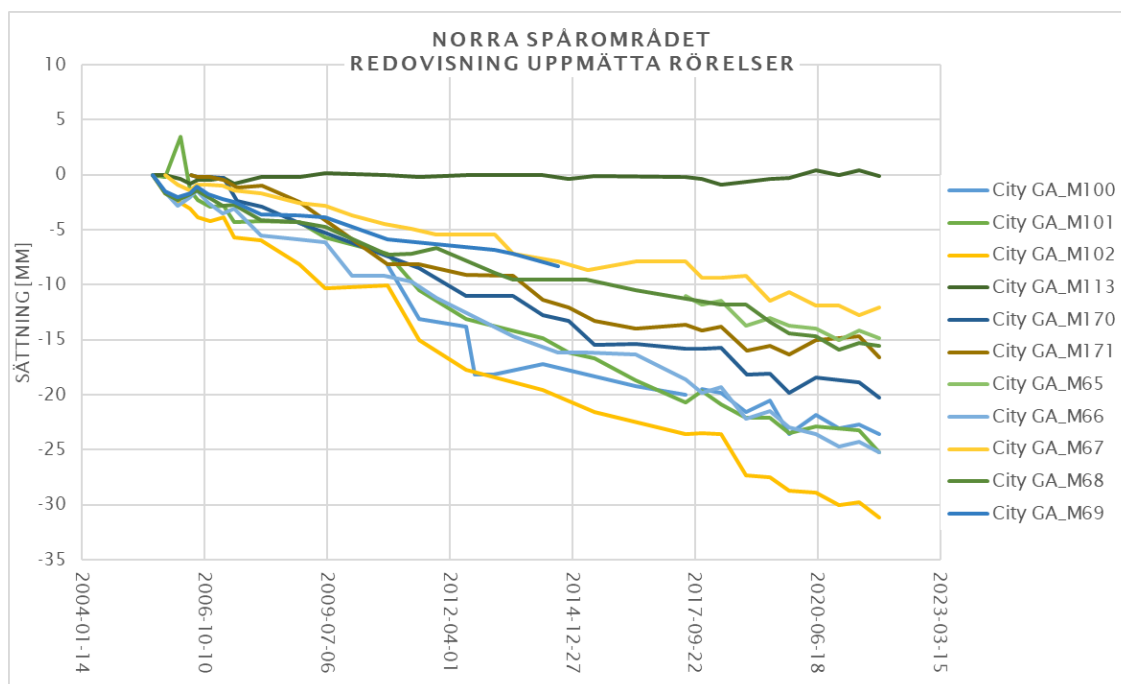
Figur 5. Äldre kartor som visar hur området har fyllts upp under åren. Det norra respektive södra spårområdet är ungefärligt inskissade i figuren. Det norra spårområdet redovisas i rött och det södra spårområdet redovisas i grönt. Källa: Geoarkivet.



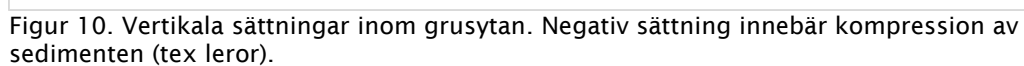
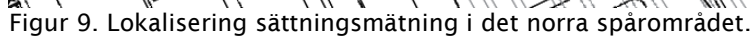
Figur 6. Vertikala sättningar inom bangården i södra spårområdet. Negativ sättning innebär kompression av sedimenten (tex leror).

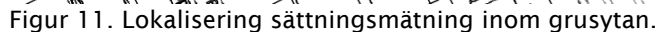


Figur 7. Lokalisering sättningsmätning i det södra spårområdet.



Figur 8. Vertikala sättningar inom bangården i norra spårområdet. Negativ sättning innebär kompression av sedimenten (tex leror).





Det finns befintliga fundament som är grundlagda på pålar på berg, dessa utfördes som ett förberedande arbete för kommande överdäckning på 1980-talet. Vissa av dessa fundament kan behöva rivas och om pålarna måste dras upp ur jorden kan det medföra komplikationer.

7.1 MARKFÖRHÅLLANDEN

Beskrivningar av jordens djup och sammansättning är en tolkning baserad på utförda sonderingar och provtagningar.

Jordlagerföljden består generellt av fyllningsjord, den naturligt lagrade jorden under består av lera som vilar på friktionsjord eller på berg.

Fyllningens mäktighet varierar mellan 5-10m.

Enligt jordprovtagningar består fyllningen generellt av ett lager makadam eller stensjord vars tjocklek varierar mellan 0,5-1 m. Makadamen underlagras av sandig eller grusig fyllningsjord med inslag av organisk jord, silt och tegel.

Lera

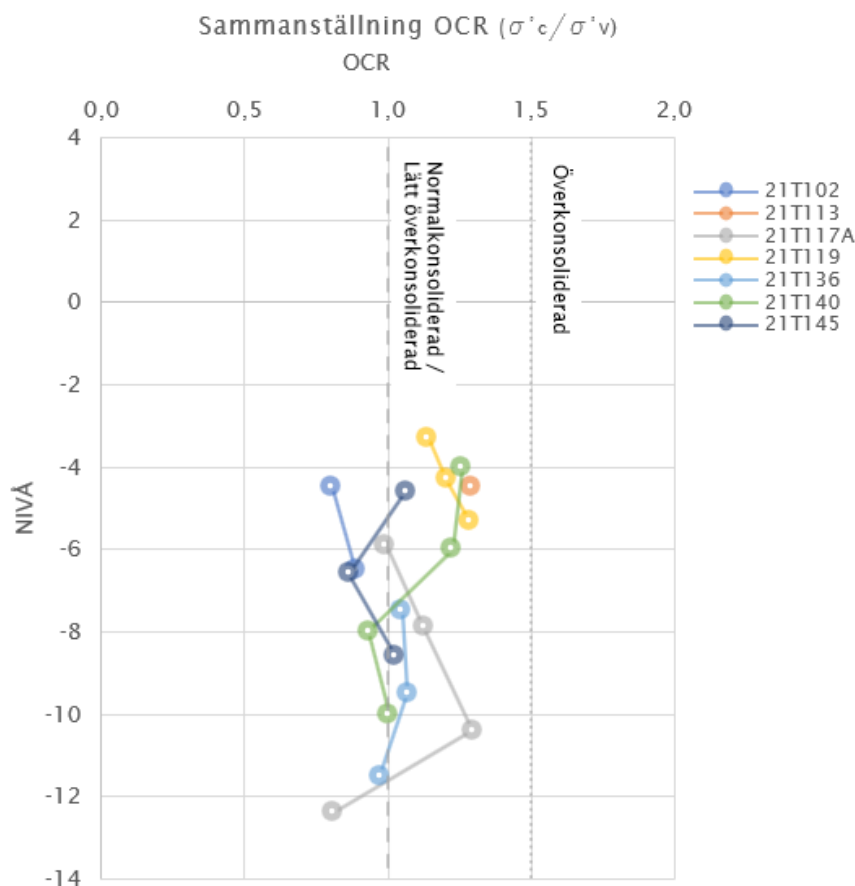
Lerans mäktighet varierar mellan ca 1-17 m.

Leran är enligt provtagningar sulfidhaltig/sulfidfläckig varvig med tunna finsandsskick. I provtagning 21T113 har skredtecken påträffats.

Leran har en mycket låg till medelhög odränerad skjuvhållfasthet, som enligt utförda provtagningar och sonderingar varierar mellan 19-41 kPa.

Lerans sensitivitet är utvärderad med konförsök och varierar mellan 11-25 och benämns som mellansensitiv. Leran benämns som lågsensitiv då sensitiviteten <8, mellansensitiv 8-30 och högsensitiv >30.

Effektivspänningen är beräknad med medelgrundvattennivå för det undre magasinet, för det närmaste belägna grundvattenrör. Inom området har det pågått och pågår vattenverksamhet både i form av infiltration och avledning, till exempel pumpas vatten vid Centralstationen för att undvika inläckage. För en grundvattennivå som motsvarar en medelgrundvattennivå är leran inom delar av området inte konsoliderad för rådande spänningsnivå. Se Figur 12 nedan.



Figur 12. Sammanställning OCR för det södra spårområdet

Friktionsjord

Friktionsjorden mäktighet varierar mellan 0-10 m.

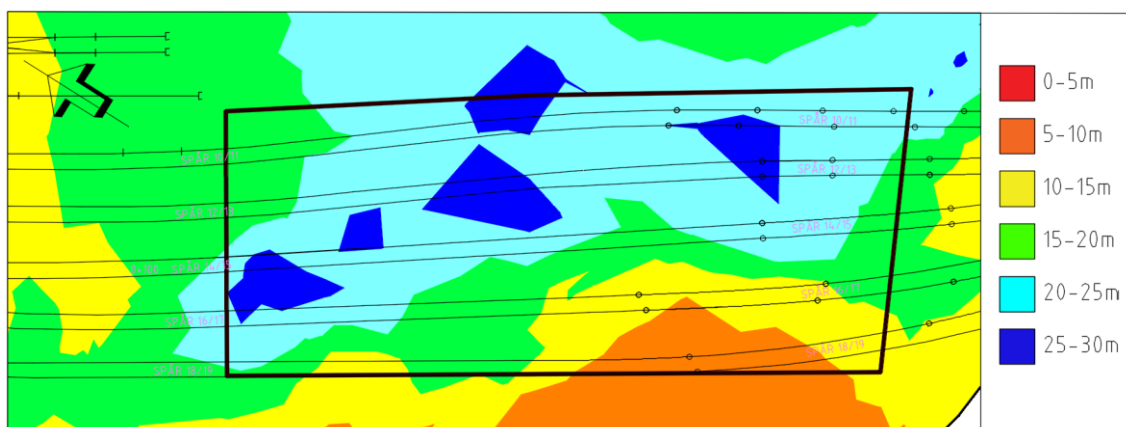
Den bedömda blockigheten redovisas i 7.1.2 Blockighet.

Berg

Djupet till berg är en tolkning baserad på utförda jord-och bergssonderingar.

Generellt så sluttar berget från sydväst samt nordöst ned mot en svacka som sträcker sig i sydostlig till nordvästlig riktning genom undersökningsområdet.

Det minsta djupet till berg finns i den sydvästra delen av undersökningsområdet, och är 6m. Djupet till berg i svackan varierar generellt mellan 20-25m, det största djupet är 30m. Se Figur 13 nedan.



Figur 13. Djup till berg, Södra spårområdet

7.1.2 BLOCKIGHET

En klassificering av blockighet har utförts enligt [21], avsnitt 2.5.7 och redovisas i Tabell 1.

Denna klassificering avser block, kornstorlek > 200 mm, och baseras på JB-sonderingar.

Klassificeringen är utförd på fyllning- och friktionsjord; lera är därmed ej inkluderad.

Klassificeringen är indelad i tre kategorier, nämligen:

- 1) Blocktäthet - antal genomborrade block/borrmeter i friktionsjord
- 2) Blockrisk - antal genomborrade block/borrhål där Jb i friktionsjord ingår
- 3) Blockhalt i viktsprocent

Ingen provgrop har utförts.

Tabell 1 Klassificering av blockighet enligt [21]

Material	Blocktäthet		Blockrisk		Blockhalt	
	block/m	klassificering	block/borrhål	klassificering	vikt-%	klassificering
Fyllning	0,02	Låg	0,13	Medelhög	0,54	Ej blockig
Friktionsjord	0,21	Hög	0,4	Stor	12	Blockig

7.1.3 HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Bangårdsområdet är till stor del beläget på utfylld mark som tidigare var del av Klara sjö. Under de täta sjöbottensedimenten återfinns friktionsjord som vilar på berg, vilket medför att det på platsen förekommer två grundvattenmagasin, ett över sjöbottensedimentet/leran och ett i friktionsjorden under. Både fyllningsjorden och friktionsjorden står i hydraulisk kontakt med Mälaren och samvariationen har visat sig vara god. Den generella strömningsriktningen är på

grund av mänsklig påverkan i området inåt land, det vill säga att sjövattnen från Klara sjö och Riddarfjärden fyller på både det övre och undre magasinet.

Se PM Hydrogeologi underlag inriktningsbeslut (Tyréns, 2018), [23] PM Förstudie vatten (Tyréns, 2021) [24] och PM Dimensionerande grundvattennivåer (Tyréns, 2022) [25] för mer detaljerad beskrivning av de hydrogeologiska förhållandena.

Övre magasin

Generella medelgrundvattennivåer i Södra spårområdet ligger någon decimeter under motsvarande nivåer i Norra spårområdet. Anledningen till detta bedöms vara pågående länshållning av källarplan tillhörandes Centralstationen. Medelnivån för grundvattnet i övre magasin ligger allmänt mellan +0,5 och +0,8 m, eller cirka 2 m under markytan.

Undre magasin

Medelnivån för grundvattnet i undre magasin ligger generellt mellan +0,0 och +0,6 m, eller cirka 2 – 2,5 m under markytan. Det något större spannet i undre jämfört med övre magasin bedöms bero på de befintliga dränerande berganläggningarna och på den pågående grundvatteninfiltrationen. Störst samvariation med Mälaren återfinns i de södra delarna av Södra spårområdet.

7.2 DIMENSIONERING OCH BERÄKNING

7.2.1 GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS

Geoteknisk kategori har valts med stöd av [15], valet behöver ses över i ett senare skede av projekteringen, när samtliga förutsättningar finns framme.

Lastfördelningen i pelarna är ännu inte fastställda, men enligt [3] kan lasten preliminärt uppgå till 90 MN. För pålgrundlagda fundament väljs därför geoteknisk kategori 3 (GK3). Längre fram i projekteringen kan eventuellt pålarna delas in i olika geotekniska kategorier beroende lastfördelningen inom spårområdet.

Stödkonstruktioner hänförs till geoteknisk kategori 2 (GK2) där schaktdjupet är mindre än 3m i lera eller mindre än 5m i friktionsjord. Stödkonstruktioner vid djupare schakter hänförs till geoteknisk kategori 3 (GK3).

Planerad anläggning avseende stödkonstruktioner hänförs till säkerhetsklass 3 (SK 3). Vid upprättande av denna projekterings PM är säkerhetsklass för pelare under utredning.

Tabell 2 Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass.

Säkerhetsklass	Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass, γ_d
SK 1	0,83
SK 2	0,91
SK 3	1,0

7.2.2 UTVÄRDERING AV GEOKONSTRUKTIONENS DIMENSIONERANDE VÄRDEN

Grundläggningen dimensioneras enligt [9] där geokonstruktionen hänförs till geoteknisk kategori enligt ovan.

Beräkningar i brott- och bruksgränstillstånd utförs med nedanstående parametrar och partialkoefficienter. Dessa är utvärderade ur undersökningsresultaten med stöd av [15].

Utgångspunkt är härledda värden som är uppmätta vid fält- eller laboratorieundersökning.

Utifrån härledda värden bedöms ett valt värde X_{valt} vilket är utvärderat från sammanställning av härledda värden för respektive parameter, där felaktiga mätvärden exkluderats. Hänsyn tas till empiri och olika undersökningsmetoders relevans för aktuell brottsmekanism.

Karakteristiska värden X_k erhålls genom att reducera eller öka det valda värdet X_{valt} med en omräkningsfaktor η enligt ekvation (1). Omräkningsfaktorn beaktar bland annat tillförlitligheten i undersökningen samt osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell konstruktion.

$$X_k = \eta \cdot X_{\text{valt}} \quad (1)$$

η Omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion.

X_{valt} Det valda värdet (bör beräknas eller uppskattas som medelvärdet av härledda värden).

Dimensionerande värdet X_d erhålls genom att applicera den geotekniska parametern γ_M till det karakteristiska värdet enligt ekvation (2) och används då ett lågt värde är dimensionerande.

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot X_k \quad (2)$$

Ekvation (3) nyttjas när ett högt värde är dimensionerande.

$$X_d = \gamma_M \cdot X_k \quad (3)$$

Där γ_M är en fast partialkoefficient.

Valda värden

För härledda värden hänvisas till MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik daterad 2022-07-15, Bilaga 1 Härledda värden.

Valda värden redovisas i Tabell 3 nedan. Diagram med valda värden redovisas i Bilaga 1 valda värden. I utvärdering av valt värde för lerans odränerade skjuvhållfasthet har störst vikt lagts vid sonderingar och undersökningar som utförts närmast i tid och av dessa undersökningar har direkta skjuvförsök och konförsök prioriterats högst, därefter CPT.

Då det finns begränsad information om friktionsjorden under leran, har friktionsvinkeln för siltmorän [11] beaktats i kombination med de härledda värdena. Hejarsonderingar från samtliga tre undersökningsområdet slagits ihop och utvärderats gemensamt. Friktionsvinkeln och E-modulen är uppritade med djup från friktionsjordens överkant.

Tabell 3 Valda värden för parametrar i jordmodellen.

Material	Mtrl.typ/Tjäl-farlighetsklass ¹	Tunghet, γ_{valt} [kN/m ³]	$\varphi_{\text{valt}}/C_{u;\text{valt}}$	$E_{\text{valt}}/M_{L;\text{valt}}$
Förstärkningslager ³	2/1	22 kN/m ³	45°	50 MPa
Grusig fyllning	2/1	17,5 kN/m ³	35°	20 MPa
Fyllning	Se försöksrapport lab	17,5 kN/m ³	33°	10 MPa
Lera från nivå ök lerlager ned till -4	4B/3	16,5 kN/m ³	19 kPa	Enligt TRVINFRA-00230 kap A.1.4.2 ²

Lera från nivå -4 till nivå uk lerlager z=0 vid -4	4B/3	18 kN/m ³	19 kPa +2kPa/m*z	Enligt TRVINFRA-00230 kap A.1.4.2 ²
Friktingsjord, löst lagrad	4A/3	20 (21) kN/m ³	33°	15 MPa
Friktingsjord, fast lagrad	4A/3	20 (21) kN/m ³	36°	40 MPa

¹ Materialtyp/Tjälfarlighetsklass enligt AMA 20

² Spänningar under förkonsolideringstrycket

³ Tabellvärde enligt TRVINFRA-00230

Karakteristiska värden

Valt värde enligt ovan justeras med faktorn η och avser då i enlighet med [9] egenskapens karakteristiska värde. Ett tabellvärde i enlighet med [11] är att betrakta som ett karakteristiskt värde på vilket ingen η -faktor ska appliceras.

Omräkningsfaktorer har bedömts enligt [15], [16], [17] och [18] och redovisas i Tabell 4 - Tabell 6. Undersökningpunkterna är belägna inom ett relevant område från de tänkta stödkonstruktionerna och stabilitetsberäkningarna. De påvisar även en homogenitet i resultat, bedöms ha samma geologiska bildningssätt och geologiska historia.

Endast de delfaktorer som beror av den geotekniska undersökningens samt jordmaterialets naturliga variation och egenskaper har bedömts.

Tabell 4 Sammanställning omräkningsfaktorer för pålgrundläggning

<i>Materiallegenskap</i>	η_{12}	η_3	η_{45}	η_{67}	η_8	η_{tot}
Friktingsvinkel, φ	-	-	-	-	-	-
Skjuvhållfasthet, c_u	0,99	1	Beror av knäcklängd, bestäms i samråd med konstruktör	Väljs av konstruktör	1	$0,99\eta_{4567}$

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Tabell 5 Sammanställning omräkningsfaktorer för stödkonstruktioner

<i>Materiallegenskap</i>	η_{1234}	η_{56}	η_{78}	η_{tot}
Friktingsvinkel, φ	1	0,95	1	0,95
Skjuvhållfasthet, c_u	1	0,95	1	0,95

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Tabell 6 Sammanställning omräkningsfaktorer för slänter och banker

<i>Materiallegenskap</i>	η_{12}	η_3	η_{4567}	η_{tot}
Friktingsvinkel, φ	1	0,95	1	0,95
Skjuvhållfasthet, c_u	1	1,05	1	1,05

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Dimensionerande värden

Karaktäristiska värden enligt ovan justeras med partialkoefficient enligt [11] och avser då i enlighet med [9] egenskapens dimensionerande värde. Detta gäller även tabellvärden i enlighet med [11].

Tabell 7 Värde för den fasta partialkoefficienten γ_m

Jordparameter	Symbol	Värde på γ_m
Friktionsvinkel*	γ_φ	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_c	1,5
Tunghet	γ_γ	1,0
E-modul**	γ_E	1,0

*denna koefficient tillämpas på $\tan\varphi$.

**se även partialkoefficient för osäkerhet i beräkningsmodell.

7.2.3 DIMENSIONERANDE HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Dimensionerande grundvattennivåer brukar enligt branschpraxis beräknas enligt metodik framtagen av Svensson & Sällfors (1985). Men på grund av den komplexa hydrogeologiska situationen i området kring Stockholms Centralstation, dels med stark hydraulisk kontakt med den närliggande Mälaren, dels med anledning av den kraftiga påverkan på den hydrogeologiska regimen från bortledning av grundvatten och pågående infiltration, bedöms denna metod ej vara tillämplig för området i fråga. I stället utgår bedömningar avseende dimensionerande grundvattennivåer från Mälarens dimensionerande vattenstånd med 100 års återkomsttid (HHW_{100}) som är gällande efter den nya regleringen av Slussen.

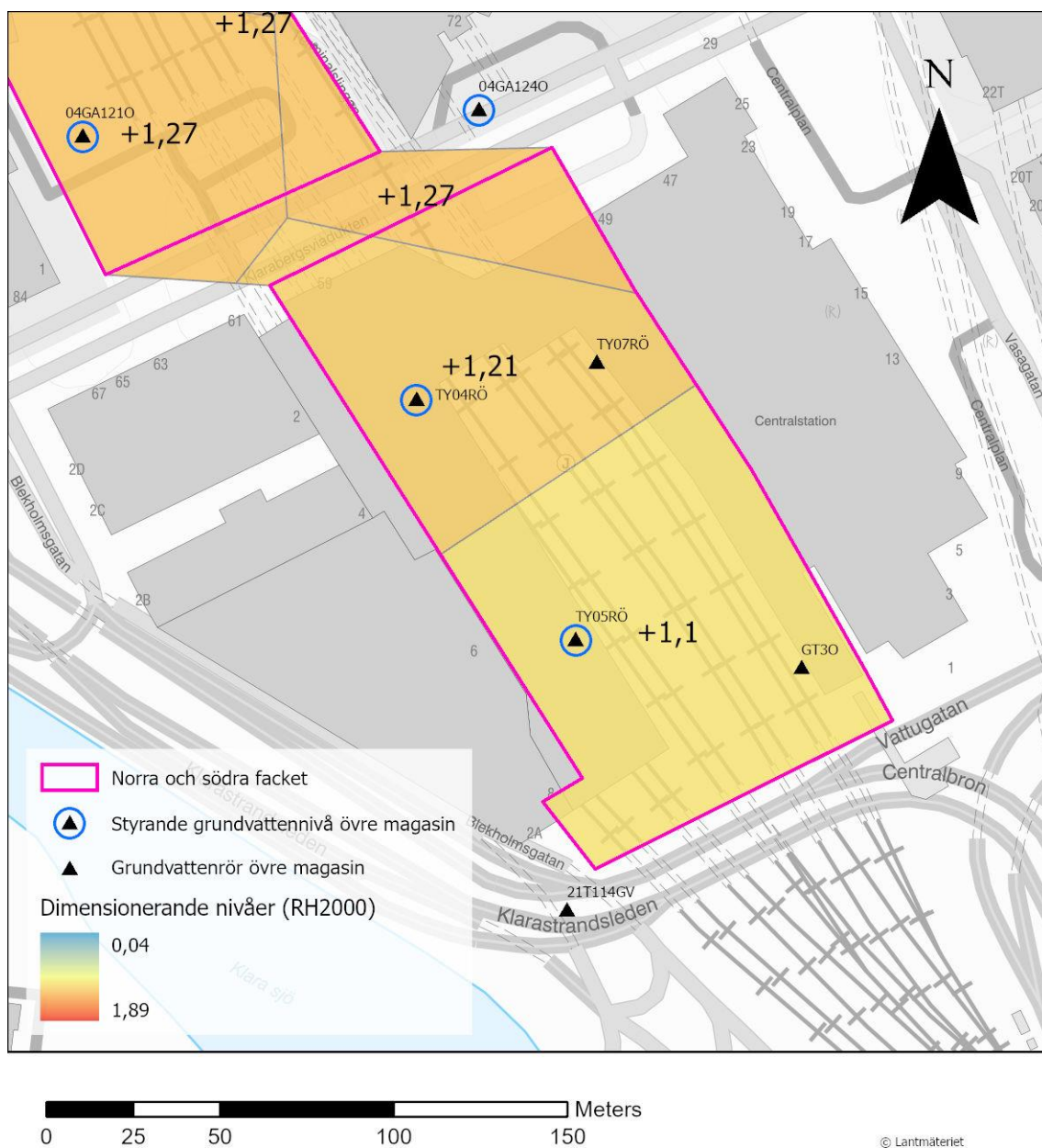
Mot årsskiftet 2019/2020 uppgick Mälarens nivå till +1,26. Denna nivå kan jämföras med det, av SMHI beräknade, HHW_{100} (+1,27) då den nya regleringen av Slussen är i drift (enligt plan år 2025). Mätprogrammet för grundvatten i Centralstationsområdet pågick under perioden då Mälarens högvattennivåer inföll vilket medfört att en ögonblicksbild för framtida grundvattennivåer delvis fångades. Detta dataunderlag har använts för bedömning av dimensionerande grundvattennivåer.

Med avseende på grundvattenrörens läge samt observerad grundvattennivå har ett urval av styrande grundvattennivåer gjorts där dimensionerande grundvattennivåer har beräknats. Det bör noteras att det mellan de olika styrande grundvattennivåernas influensområden sker en successiv förändring av grundvattennivån, som inte studerats i detalj i detta skede. Vid beräkningar för anläggningsdelar i gränslandet mellan två influensområden kan kompletterande utredningar därmed bli nödvändiga.

För vidare läsning se PM Dimensionerande grundvattennivåer (Tyréns, 2022) [25].

Övre magasin

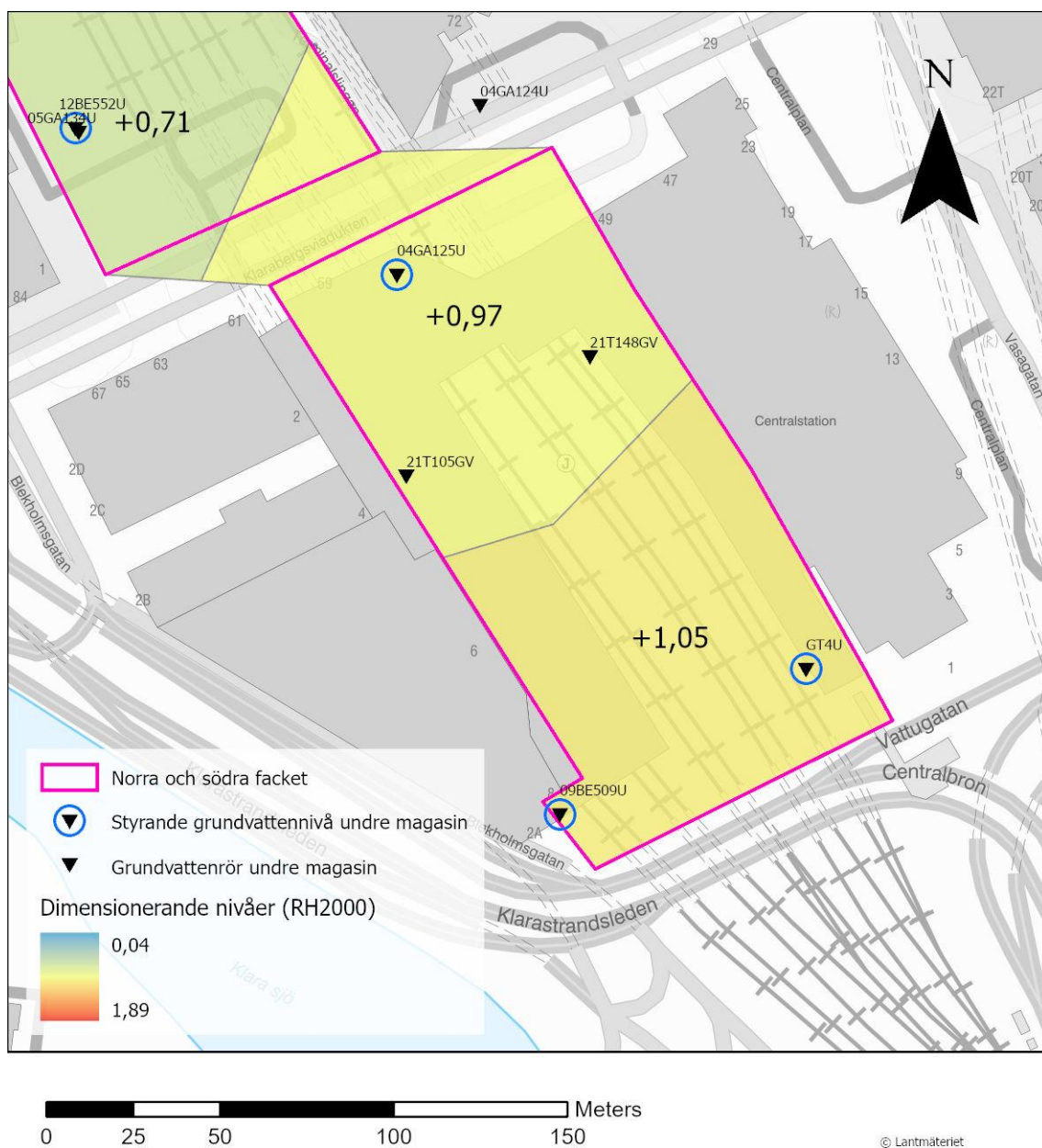
Grundvattennivåer i övre magasin inom Södra spårområdet präglas av den pågående länshållningen under Centralstationen, Hus C. Dimensionerande grundvattennivåer (Figur 14) är beräknade utifrån förutsättningen att denna länshållning fortgår. Det har emellertid framkommit att Hus C planeras rivas för att möjliggöra den planerade överdäckningen, och det är därför troligt att denna länshållning kommer upphöra. För ett sådant scenario bör de framtagna dimensionerande nivåerna i Södra spårområdet likställas med HHW_{100} (+1,27).



Figur 14. Dimensionerande nivåer övre magasin. Influensområdet kring de styrrör där dimensionerande grundvattennivåer har beräknats har bestämts utifrån en Voronoi-karta. Indelningen i plan är baserad på avståndet mellan valda punkter. Mellan de olika influensområdena sker en successiv förändring av grundvattennivån.

Undre magasin

Grundvattennivåerna i undre magasin inom Södra spårområdet uppvisar inga stora nivåvariationer och de dimensionerande nivåerna bedöms ligga kring +1, se Figur 15.



Figur 15 Dimensionerande nivåer undre magasin. Influensområdet kring de styrrör där dimensionerande grundvattennivåer har beräknats har bestämts utifrån en Voronoi-karta. Indelningen i plan är baserad på avståndet mellan valda punkter. Mellan de olika influensområdena sker en successiv förändring av grundvattennivån.

7.2.4 SÄTTNINGSBERÄKNINGAR

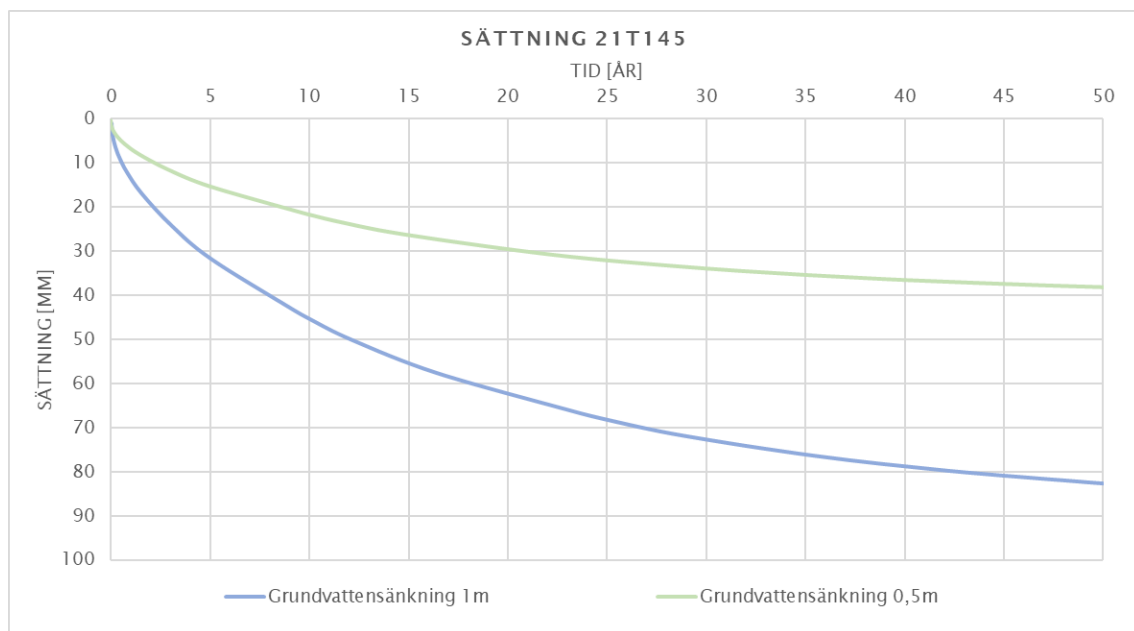
Sättningsberäkningar har utförts i borrhål 21T145 med programmet Geosuite Settlement, version 22.0.2.0, med jordmodellen Chalmers without creep och permeabilitetsmodellen Log based (strain).

Inom området har det pågått uppfyllnader under lång tid och det pågår således sättningar, se Figur 6. Det är svårt att modellera sättningar när det är mycket osäkerhet kring vilken tidpunkt

marken började fyllas upp och hur mycket marken belastas. Men en ökad belastning i form av en grundvattensänkning eller en last kommer ge upphov till nya sättningar.

I Figur 16 redovisas beräkningar av sättningar för en grundvattensänkning motsvarande 0,5 och 1m. Grundvattensänkningen har ansatts hydrostatiskt genom hela profilen och antagits konstant sänkt under 50 års tid. Kommer grundvattenytan sänkas temporärt under byggtiden, rekommenderas att beräkningar utförs för den begränsade tidsperioden.

I dessa beräkningar har krypsättningar inte beaktats eftersom när lerans effektivspänning är nära dess förkonsolideringstryck, dvs när lera är normalkonsoliderad, ger beräkningar av krypsättningar osäkra och stora värden.



Figur 16. Sättningsberäkning södra spårområdet

Se Bilaga 2 Sättningsberäkningar.

7.2.5 STABILITETSBERÄKNINGAR

Stabilitetsberäkningar har utförts med programmet Geostudio 2020, version 10.2.0.19460. Beräkningar har utförts med odränerad och kombinerad analys, med metoden Morgenstern and Price. Vid stabilitetsberäkning i säkerhetsklass 3 används partialkoefficient för säkerhetsklass 2, men den erforderliga säkerhetsfaktorn (FS) är 1,1.

Beräkningen har utförts i samma sektion som spontberäkningen har utförts, för att kontrollera totalstabiliteten i sektionen. En känslighetsanalys har utförts med antagandet om att lera finns direkt under förstärkningslagret.

Samtliga beräkningar når erforderlig ($FS > 1,1$) säkerhetsfaktor.

Se Bilaga 4. Stabilitetsberäkningar.

7.2.6 SPONTBERÄKNINGAR

Spontberäkningar har utförts analytiskt, med Ryners spontprogram, version 3,3. I detta tidiga skede är det många förutsättningar som ännu ej helt är fastslagna såsom fundamentens exakta placeringar och djup.

Beräkningssektionen har valts till djupaste belägna fundamentet för hela banområdet, detta är beläget i det södra spårområdet. Detta fundament sammanfaller även med det största djupet till berg. Det finns tre fundament beläget på detta djup i nuvarande projektering. Vissa av dessa ligger närmare spår än vald beräkningssektion, men med hänsyn till arbete ej får ske inom säkerhetszon (2,2m från närmsta räl) [14] har en sektion där centrumpont ligger ca 3m från närmaste belägna spår valts. Det finns också en möjlighet att stänga av två spår åt gången, men i detta skede har beräkning valt att utföras med full trafiklast. Trafiklasten har inte reducerats med hänsyn till hastighet, eftersom enligt [1] kan tågen färdas i hastigheter upp till 80 km/h.

För att spontgropen ska bli tät finns i princip två alternativ, detta beskrivs vidare i kapitel 10.4 Stödkonstruktioner. I denna beräkning har schakten antagits vattenfylld tills att den täta bottenplattan installerats. För att möjliggöra schakt till bottenplatta har ett temporärt stämp använts "på vägen ned" i gropen. Detta stämp har sedan tagits bort efter att bottenplattan har installerats. Lasten från stämp 2 delas mellan det övre stämpe och bottenplattan, bottenplattan måste således dimensioneras för detta.

Vid detaljprojektering rekommenderas att numeriska beräkningar utförs.

Den hydrauliska bottenuppträckningen måste kontrolleras för varje schaktgrop när schaktdjup är bestämt.

Se Bilaga 3 Spontberäkningar

7.2.7 EXPLOSIONSBERÄKNINGAR

Se Bilaga 5 Explosionsberäkningar

8 NORRA SPÅROMRÅDET

8.1 MARKFÖRHÅLLANDEN

8.1.1 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

Beskrivningar av jordens djup och sammansättning är en tolkning baserad på utförda sonderingar och provtagningar.

Markytan inom undersökningsområdet är plan. Vid undersökningstillfällena varierar inmätta nivåer vid utförda undersökningspunkter mellan +2,4 och +3,9.

Jordlagerföljden består generellt av fyllningsjord, den naturligt lagrade jorden under består av lera som vilar på friktionsjord eller på berg.

Fyllning

Fyllningens mäktighet varierar mellan 2-6m.

Enligt jordprovtagningar består fyllningen generellt av ett lager makadam eller stensjord vars tjocklek varierar mellan 0,5-1 m. Makadamen underlagras generellt av sandig eller grusig fyllningsjord, med inslag av organisk jord, silt och tegel.

Lera

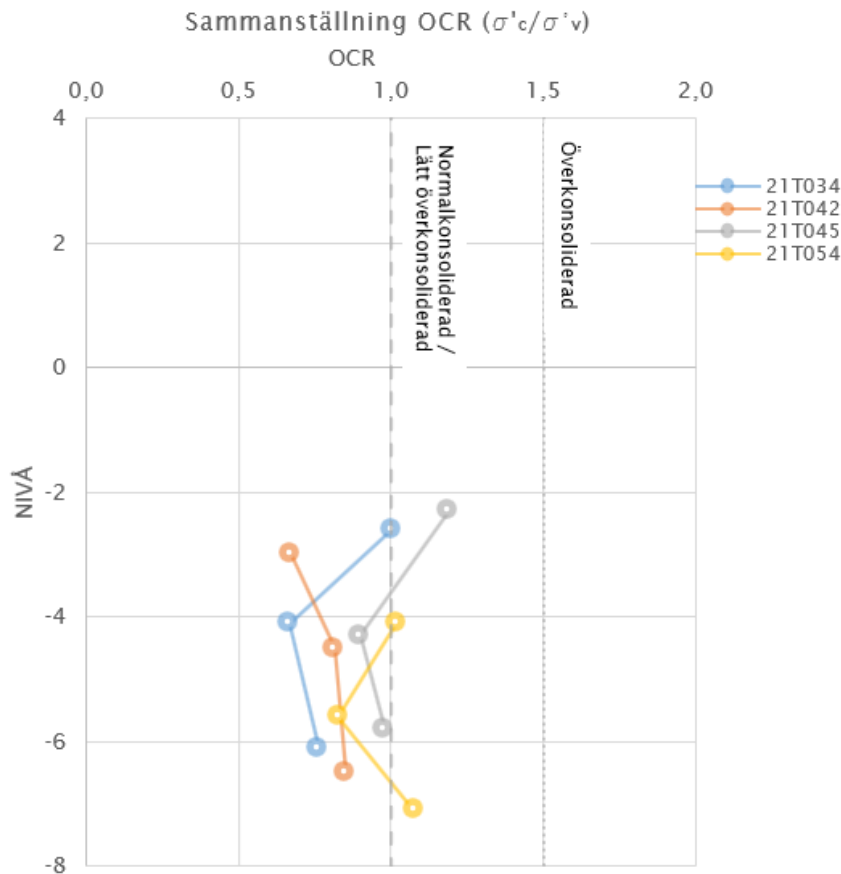
Lerans mäktighet varierar mellan ca 0,5-9m.

Leran är enligt provtagningar sulfidhaltig/sulfidfläckig varvig med tunna finsandsskick.

Leran har en mycket låg till låg odränerad skjuvhållfasthet, som enligt utförda provtagningar och sonderingar varierar mellan 18-34 kPa.

Lerans sensitivitet är utvärderad med konförsök och varierar mellan 11–27 och benämns som mellansensitiv. Leran benämns som lågsensitiv då sensitiviteten <8, mellansensitiv 8–30 och högsensitiv >30.

Effektivspänningen är beräknad med medelgrundvattennivå för det undre magasinet för det närmaste belägna grundvattenrör. Inom området har det pågått och pågår vattenverksamhet både i form av infiltration och avledning. För en grundvattennivå som motsvarar en medelgrundvattennivå är leran inom delar av området inte konsoliderad för rådande spänningsnivå. Se Figur 17 nedan.



Figur 17. Sammanställning OCR för det norra spårområdet
Friktionsjord

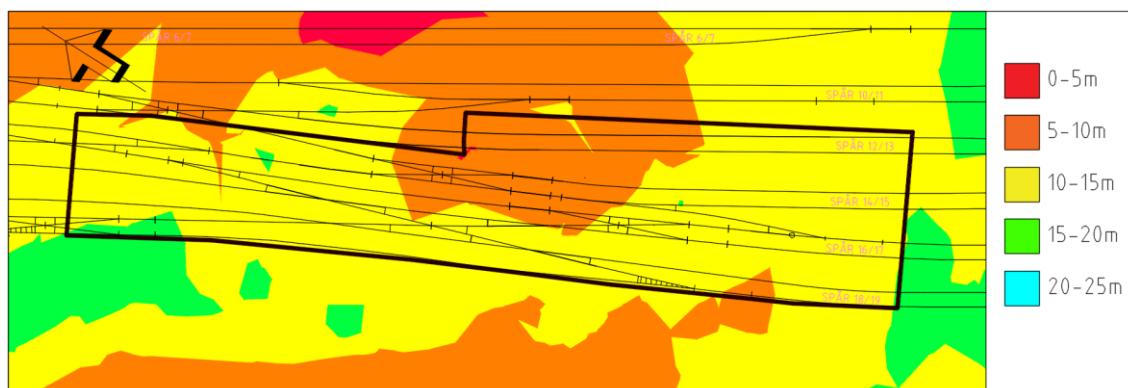
Friktionsjorden mäktighet varierar mellan 0-4m.

Den bedömda blockigheten redovisas i 8.1.2 Blockighet.

Berg

Djupet till berg är en tolkning baserad på utförda jord-och bergssonderingar.

Det minsta djupet till berg finns i den nordöstra delen av undersökningsområdet, och är 5m. Det största djupet finns i den nordvästra delen av undersökningsområdet och är 18m. Se Figur 18 nedan.



Figur 18. Djup till berg, Norra spårområdet.

8.1.2 BLOCKIGHET

En klassificering av blockighet har utförts enligt [21], avsnitt 2.5.7 och redovisas i Tabell 8. Denna klassificering avser block, kornstorlek > 200 mm, och baseras på JB-sonderingar. Klassificeringen är utförd på friktionsjord och fyllning; lera är därmed ej inkluderad. Klassificeringen är indelad i tre kategorier, nämligen:

- 4) Blocktäthet - antal genomborrade block/borrmeter i friktionsjord
- 5) Blockrisk - antal genomborrade block/borrhål där Jb i friktionsjord ingår
- 6) Blockhalt i viktprocent

Ingen provgröp har utförts.

Tabell 8 Klassificering av blockighet enligt [21]

Material	Blocktäthet		Blockrisk		Blockhalt	
	block/m	klassificering	block/borrhål	klassificering	vikt-%	klassificering
Fyllning	0	Mycket låg	0	Mycket liten	0	Ej blockig
Friktionsjord	0,04	Låg	0,06	Medelstor	2	Ej blockig

8.1.3 HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Området för Centralstationen är i stor del beläget på utfylld mark som tidigare var del av Klara sjö. Under det täta sjöbottensedimentet återfinns friktionsjord som vilar på berg, vilket medför att det på platsen förekommer två grundvattenmagasin, ett över sjöbottensedimentet/leran och ett i friktionsjorden under. Både fyllnadsjorden och friktionsjorden står i direkt kontakt med Mälaren och samvariationen har visat sig vara god. Den generella strömningsriktningen är inåt land, det vill säga att sjövattnet från Klara sjö och Riddarfjärden fyller på båda båda det övre och undre magasinet.

Se PM Hydrogeologi underlag inriktningsbeslut (Tyréns, 2018), [23] PM Förstudie vatten (Tyréns, 2021) [24] och PM Dimensionerande grundvattennivåer (Tyréns, 2022) [25] för mer detaljerad beskrivning av de hydrogeologiska förhållandena.

Övre magasin

Generella medelgrundvattennivåer i och kring Norra spårområdet ligger någon decimeter ovan motsvarande nivåer i Södra spårområdet. Medelnivån för grundvattnet i övre magasin är mellan +0,5 och +1, eller cirka 1,5 - 2 m under markytan. Det förekommer dock lägen med högre nivåer, som kan bero på lokala magasin som avgränsas av tätare jordlager alt läckande VA-

ledning, och lägre nivåer, som kan vara orsakade av pågående länshållning/dränering. Störst samvariation med Mälaren har visat sig inom de västra delarna av Norra spårområdet.

Undre magasin

Nivåer i undre grundvattenmagasin påverkas av dränerande berganläggningar, infiltrationsanläggningar och av Mälarens nivå. Medelnivån för grundvattnet i undre magasin ligger generellt mellan -0,3 och +0,3 m, eller cirka 2,5 – 3 m under markytan. Det förekommer dock lägen med högre nivåer, som bedöms bero på pågående infiltration, och lägre nivåer, som sannolikt beror på befintliga dränerade berganläggningar.

8.2 DIMENSIONERING OCH BERÄKNING

8.2.1 GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS

Geoteknisk kategori har valt med stöd av [15], valet behöver ses över i ett senare skede av projekteringen, när samtliga förutsättningar finns framme.

Lastfördelningen i pelarna ännu inte är fastställda, men enligt [3] kan lasten preliminärt uppgå till 90 MN. För pålgrundlagda fundament väljs därför geoteknisk kategori 3 (GK3). Längre fram i projekteringen kan eventuellt pelarna delas in i olika geotekniska kategorier beroende lastfördelningen inom spårområdet.

Stödkonstruktioner hänförs till geoteknisk kategori 2 (GK2) där schaktdjupet är mindre än 3m i lera eller mindre än 5m i friktionsjord. Stödkonstruktioner vid djupare schakter hänförs till geoteknisk kategori 3 (GK3).

Planerad anläggning avseende stödkonstruktioner hänförs till säkerhetsklass 3 (SK 3). Vid upprättande av denna projekterings PM är säkerhetsklass för pelare under utredning.

Tabell 9 Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass.

Säkerhetsklass	Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass, γ_d
SK 1	0,83
SK 2	0,91
SK 3	1,0

8.2.2 UTVÄRDERING AV GEOKONSTRUKTIONENS DIMENSIONERANDE VÄRDEN

Grundläggningen dimensioneras enligt [9] där geokonstruktionen hänförs till geoteknisk kategori enligt ovan.

Beräkningar i brott- och bruksgränstillstånd utförs med nedanstående parametrar och partialkoefficienter. Dessa är utvärderade ur undersökningsresultaten med stöd av [15].

Utgångspunkt är härledda värden som är uppmätta vid fält- eller laboratorieundersökning.

Utifrån härledda värden bedöms ett valt värde X_{valt} vilket är utvärderat från sammanställning av härledda värden för respektive parameter, där felaktiga mätvärden exkluderats. Hänsyn tas till empiri och olika undersökningsmetoders relevans för aktuell brottsmekanism.

Karakteristiska värden X_k erhålls genom att reducera eller öka det valda värdet X_{valt} med en omräkningsfaktor η enligt ekvation (1). Omräkningsfaktorn beaktar bland annat tillförlitligheten i undersökningen samt osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell konstruktion.

$$X_k = \eta \cdot X_{\text{valt}} \quad (1)$$

- η Omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion.
- X_{valt} Det valda värdet (bör beräknas eller uppskattas som medelvärdet av härledda värden).

Dimensionerande värdet X_d erhålls genom att applicera den geotekniska parametern γ_M till det karakteristiska värdet enligt ekvation (2) och används då ett lågt värde är dimensionerande.

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot X_k \quad (2)$$

Ekvation (3) nyttjas när ett högt värde är dimensionerande.

$$X_d = \gamma_M \cdot X_k \quad (3)$$

Där γ_M är en fast partialkoefficient.

Valda värden

För härledda värden hänvisas till MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik daterad 2022-07-15, Bilaga 1 Härledda värden.

Valda värden redovisas i Tabell 10 nedan. Diagram med valda värden redovisas i Bilaga 1 – valda värden. I valet av valt värde för lerans odränerade skjuvhållfasthet har störst vikt lagts vid sonderingar och undersökningar som utförts närmast i tid och av dessa undersökningar har direkta skjuvförsök och konförsök prioriterats högst, därefter CPT.

Tabell 10 Valda värden för parametrar i jordmodellen.

Material	Mtrl.typ/Tjäl-farlighetsklass ¹	Tunghet, γ_{valt} [kN/m ³]	$\varphi_{\text{valt}}/C_{u;\text{valt}}$	$E_{\text{valt}}/M_{L;\text{valt}}$
Förstärkningslager ³	2/1	22 kN/m ³	45°	50 MPa
Fyllning Gr/Sa	2/1	18,5 kN/m ³	35°	20 MPa
Fyllning	Se försöksrapport lab	18,5 kN/m ³	33°	10 MPa
Lera från nivå ök lerlager ned till -4	4B/3	17 kN/m ³	18 kPa	Enligt TRVINFRA-00230 kap A.1.4.2 ²
Lera från nivå -4 till nivå uk lerlager z=0 vid -4	4B/3	17,5 kN/m ³	18 kPa +2kPa/m*z	Enligt TRVINFRA-00230 kap A.1.4.2 ²
Friktingsjord, löst lagrad	4A/3	20 (21)	33°	15 MPa
Friktingsjord, fast lagrad	4A/3	20 (21)	36°	40 MPa

¹ Materialtyp/Tjäl-farlighetsklass enligt AMA 20

² Spänningar under förkonsolideringstrycket

³ Tabellvärde enligt TRVINFRA-00230

Karakteristiska värden

Valt värde enligt ovan justeras med faktorn η och avser då i enlighet med [9] egenskapens karakteristiska värde. Ett tabellvärde i enlighet med [11] är att betrakta som ett karakteristiskt värde på vilket ingen η -faktor ska appliceras.

Omräkningsfaktorer har bedömts enligt [15], [16], [17] och [18] och redovisas i Tabell 11 - Tabell 13. Undersökningspunkterna är belägna inom ett relevant område från de tänkta stödkonstruktionerna och stabilitetsberäkningarna. De påvisar även en homogenitet i resultat, bedöms ha samma geologiska bildningssätt och geologiska historia.

Endast de delfaktorer som beror av den geotekniska undersökningens samt jordmaterialets naturliga variation och egenskaper har bedömts.

Tabell 11 Sammanställning omräkningsfaktorer för pågrundläggning

<i>Materialegenskap</i>	η_{12}	η_3	η_{45}	η_{67}	η_8	η_{tot}
Friktionsvinkel, φ	-	-	-	-	-	-
Skjuvhållfasthet, c_u	0,99	1	Beror av knäcklängd, bestäms i samråd med konstruktör	Väljs av konstruktör	1	$0,99\eta_{4567}$

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Tabell 12 Sammanställning omräkningsfaktorer för stödkonstruktioner

<i>Materialegenskap</i>	η_{1234}	η_{56}	η_{78}	η_{tot}
Friktionsvinkel, φ	1	0,95	1	0,95
Skjuvhållfasthet, c_u	1	0,95	1	0,95

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Tabell 13 Sammanställning omräkningsfaktorer för slänter och banker

<i>Materialegenskap</i>	η_{12}	η_3	η_{4567}	η_{tot}
Friktionsvinkel, φ	1	0,95	1	0,95
Skjuvhållfasthet, c_u	1	1,05	1	1,05

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Dimensionerande värden

Karaktäristiska värden enligt ovan justeras med partialkoefficient enligt [11] och avser då i enlighet med [9] egenskapens dimensionerande värde. Detta gäller även tabellvärden i enlighet med [11].

Tabell 14 Värde för den fasta partialkoefficienten γ_m

<i>Jordparameter</i>	<i>Symbol</i>	<i>Värde på γ_m</i>
Friktionsvinkel*	γ_φ	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_c	1,5
Tunghet	γ_γ	1,0
E-modul**	γ_E	1,0

*denna koefficient tillämpas på $\tan\varphi$.

**se även partialkoefficient för osäkerhet i beräkningsmodell.

8.2.3 DIMENSIONERANDE HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Dimensionerande grundvattennivåer brukar enligt branschpraxis beräknas enligt metodik framtagen av Svensson & Sällfors (1985). Men på grund av den komplexa hydrogeologiska situationen i området kring Stockholms Centralstation, dels med stark hydraulisk kontakt med den närliggande Mälaren, dels med anledning av den kraftiga påverkan på den hydrogeologiska regimen från bortledning av grundvatten och pågående infiltration, bedöms denna metod ej vara tillämplig för området i fråga. I stället utgår bedömningar avseende dimensionerande grundvattennivåer från Mälarens dimensionerande vattenstånd med 100 års återkomsttid (HHW_{100}) som är gällande efter den nya regleringen av Slussen.

Mot årsskiftet 2019/2020 uppgick Mälarens nivå till +1,26. Denna nivå kan jämföras med det, av SMHI beräknade, HHW_{100} (+1,27) då den nya regleringen av Slussen är i drift (enligt plan år 2025). Mätprogrammet för grundvatten i Centralstationsområdet pågick under perioden då Mälarens högvattennivåer inföll vilket medfört att en ögonblicksbild för framtida grundvattennivåer delvis fångades. Detta dataunderlag har använts för bedömning av dimensionerande grundvattennivåer.

Med avseende på grundvattenrörens läge samt observerad grundvattennivå har ett urval av styrande grundvattennivåer gjorts där dimensionerande grundvattennivåer har beräknats. Det bör noteras att det mellan de olika styrande grundvattennivåernas influensområden sker en successiv förändring av grundvattennivån, som inte studerats i detalj i detta skede. Vid beräkningar för anläggningsdelar i gränslandet mellan två influensområden kan kompletterande utredningar därmed bli nödvändiga.

För vidare läsning se PM Dimensionerande grundvattennivåer (Tyréns, 2022) [25].

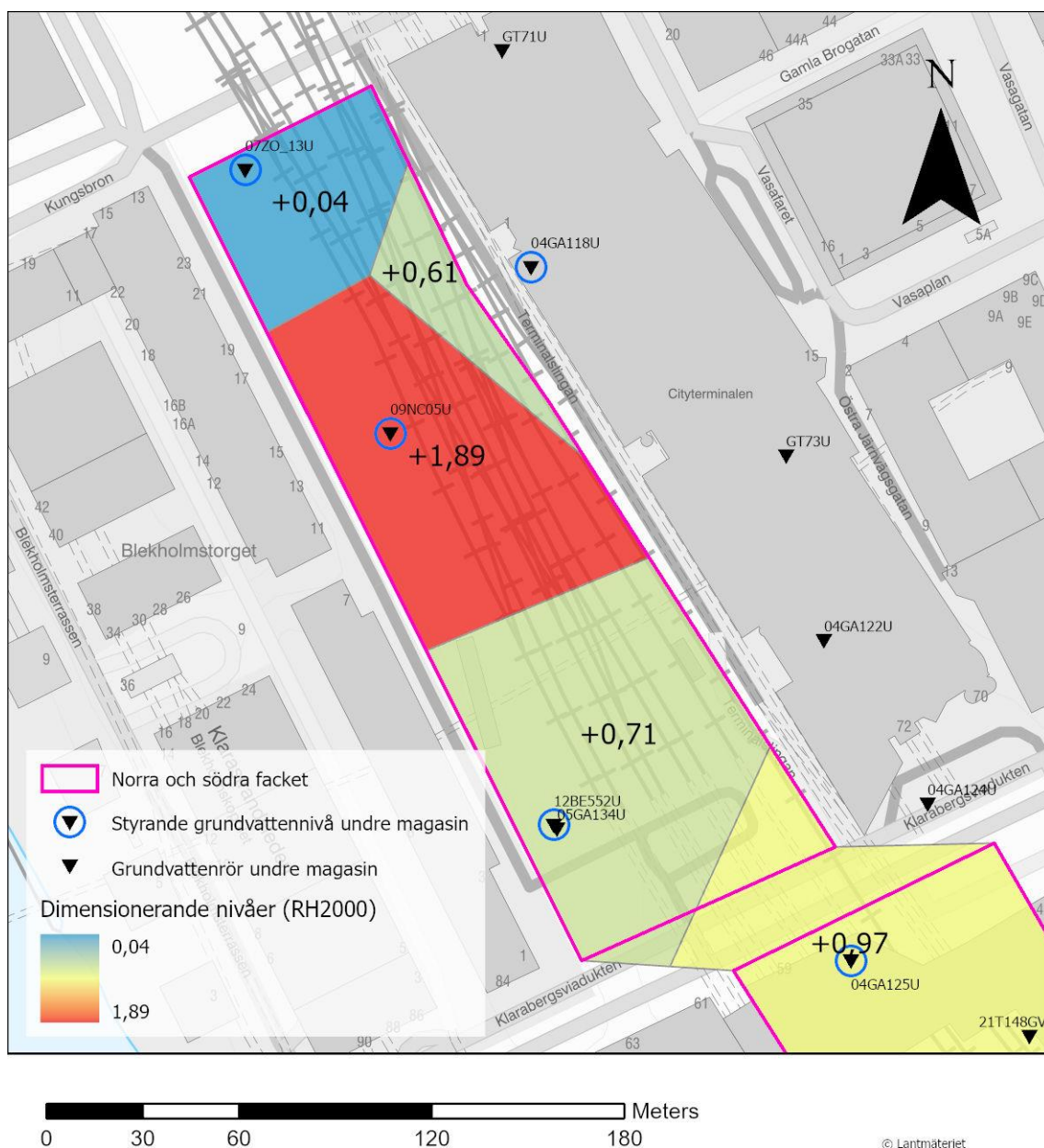
Övre magasin

Nivåer i övre magasin inom Norra spårområdet har ställvis observerats vara högre än Mälaren men dessa toppar bedöms antingen vara kortvariga eller ligga inom mindre lokala magasin. Om den resulterande dimensionerande grundvattennivån är högre än HHW_{100} har den därför justerats att vara lika med HHW_{100} , eftersom Mälaren bedöms vara den ytterst styrande faktorn. Se Figur 19 för dimensionerande nivåer inom Norra spårområdet.



Undre magasin

Figur 20 redovisar de dimensionerande grundvattennivåernas utbredning i undre magasin inom Norra spårområdet.



Figur 20. Dimensionerande nivåer undre magasin. Influensområdet kring de styrrör där dimensionerande grundvattennivåer har beräknats har bestämts utifrån en Voronoi-karta. Indelningen i plan är baserad på avståndet mellan valda punkter. Mellan de olika influensområdena sker en successiv förändring av grundvattennivån.

8.2.4 SÄTTNINGSBERÄKNINGAR

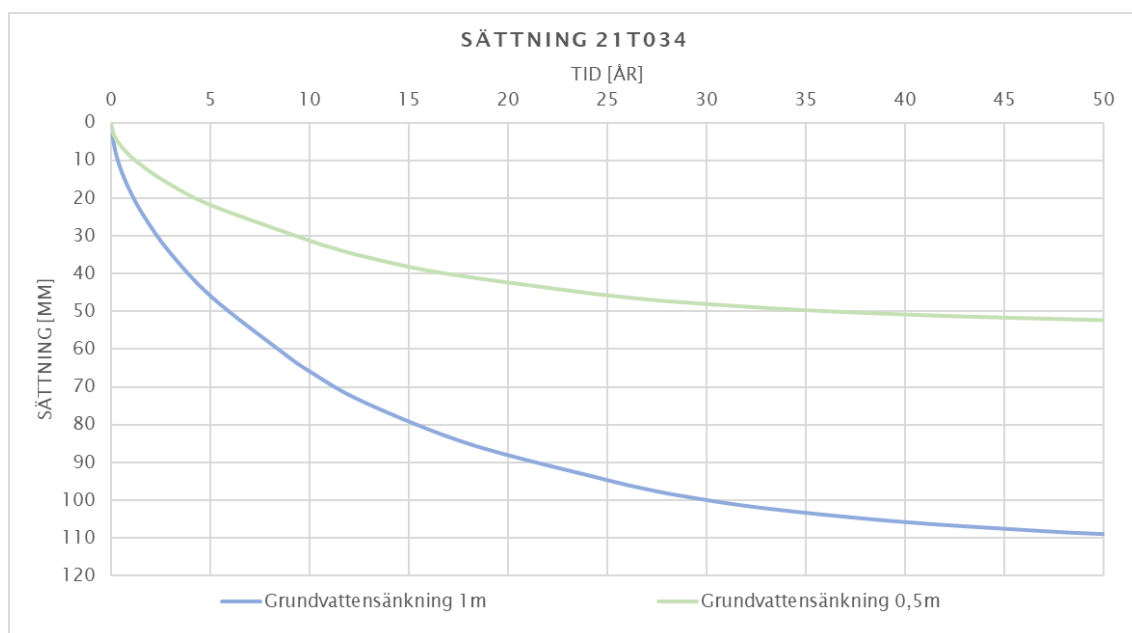
Sättningsberäkningar har utförts i borrhpunkt 21T034 med programmet Geosuite Settlement, version 22.0.2.0, med jordmodellen Chalmers without creep och permeabilitetsmodellen Log based (strain).

Inom området har det pågått uppfyllnader under lång tid och det pågår således sättningar, se Figur 8. Det är svårt att modellera sättningar när det är mycket osäkerhet kring vilken tidpunkt

marken började fyllas upp och hur mycket marken belastas. Men en ökad belastning i form av en grundvattensänkning eller en last kommer ge upphov till nya sättningar.

I Figur 21 redovisas beräkningar av sättningar för en grundvattensänkning motsvarande 0,5 och 1m. Grundvattensänkningen har ansatts hydrostatiskt genom hela profilen och antagits konstant sänkt under 50 års tid. Kommer grundvattenytan sänkas temporärt under byggtiden, rekommenderas att beräkningar utförs för den begränsade tidsperioden.

I dessa beräkningar har krypsättningar inte beaktats eftersom när lerans effektivspänning är nära dess förkonsolideringstryck, dvs när leran är normalkonsoliderad, ger beräkningar av krypsättningar osäkra och stora värden.



Figur 21. Sättningsberäkning norra spårområdet

Se Bilaga 2 Sättningsberäkningar.

8.2.5 STABILITETSBERÄKNINGAR

Se kapitel 7.2.5 Stabilitetsberäkningar och även Bilaga 4 Stabilitetsberäkningar.

8.2.6 SPONTBERÄKNINGAR

Se kapitel 7.2.6 Spontberäkningar och även Bilaga 3 Spontberäkningar.

8.2.7 EXPLOSIONSBERÄKNINGAR

Se Bilaga 5 Explosionsberäkningar

9 GRUSYTAN

9.1 MARKFÖRHÅLLANDEN

9.1.1 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

Beskrivningar av jordens djup och sammansättning är en tolkning baserad på utförda sonderingar och provtagningar.

Ytbeskaffenheten består till största del av en grusbelagd yta, i den östra delen ligger en asfalterad transportväg. Vid undersökningstillfällena varierar inmätta nivåer vid utförda undersökningspunkter mellan +2,0 och +3,2.

Jordlagerföljden består generellt av fyllningsjord, den naturligt lagrade jorden under består av lera som vilar på friktionsjord eller på berg.

Fyllning

Fyllningens mäktighet varierar mellan 2-6m. De största mäktigheterna återfinns i de södra delarna av undersökningsområdet.

Enligt jordprovtagningar består fyllningen generellt av grusig sand vars tjocklek varierar mellan 0-2 m. Den grusiga sanden underlagras generellt av sandig eller grusig fyllningsjord med inslag av organisk jord, silt och tegel.

Lera

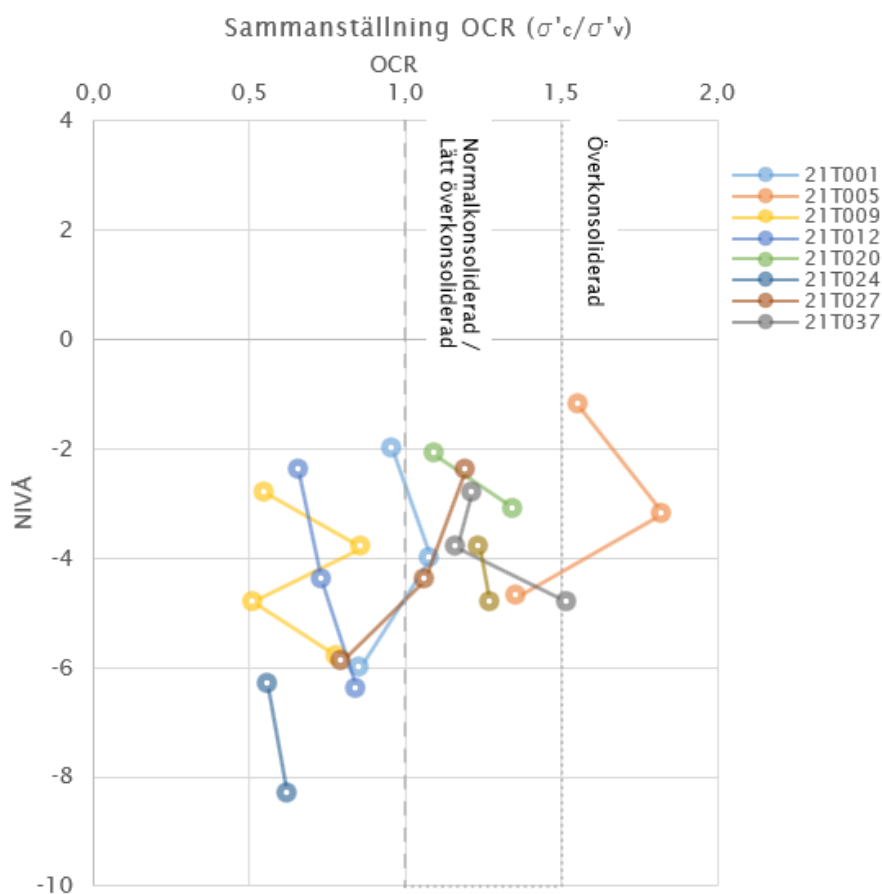
Lerans mäktighet varierar mellan ca 1-11 m.

Leran är enligt provtagningar sulfidhaltig/sulfidfläckig varvig med tunna finsandsskick.

Leran har en mycket låg till medelhög odränerad skjuvhållfasthet, som enligt utförda provtagningar och sonderingar varierar mellan 15-31 kPa.

Lerans sensitivitet är utvärderad med konförsök och varierar mellan 5-25 och benämns som mellansensitiv. Leran benämns som lågsensitiv då sensitiviteten <8, mellansensitiv 8-30 och högsensitiv >30.

Effektivspänningen är beräknad med medelgrundvattennivå för det undre magasinet för det närmaste belägna grundvattenrör. Inom området har det pågått och pågår vattenverksamhet i form av infiltration och avledning. För en grundvattennivå som motsvarar en medelgrundvattennivå är leran inom delar av området inte konsoliderad för rådande spänningsnivå. Se Figur 22 nedan.



Figur 22. Sammanställning OCR för grusytan
Friktionsjord

Friktionsjordens mäktighet varierar mellan 0-6m.

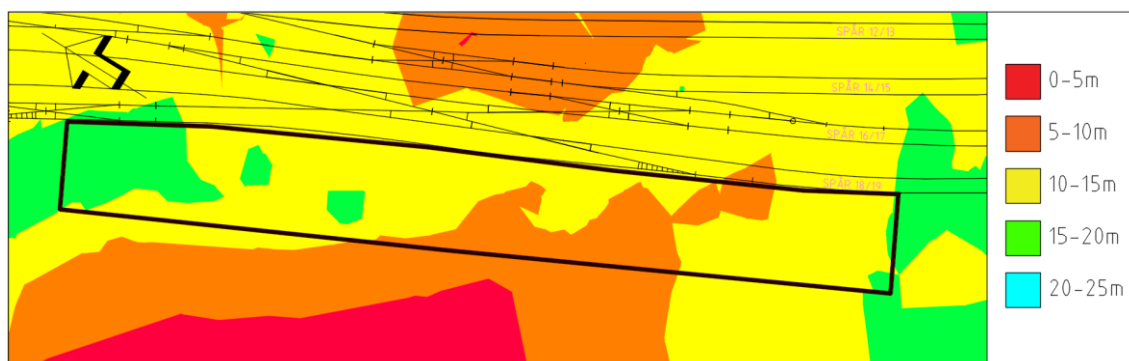
Den bedömda blockigheten redovisas i 9.1.2 Blockighet.

Berg

Djupet till berg är en tolkning baserad på utförda jord-och bergssonderingar.

I den norra delen av undersökningsområdet sluttar berget i västlig och östlig riktning mot grusytan. Djupet minskar sedan i sydöstlig riktning för att sedan öka igen i den sydöstra delen av området. Se Figur 23 nedan.

Det minsta djupet till berg återfinns i den nordvästra delen och är 6m. Det största djupet till berg återfinns i den norra delen av undersökningsområdet och är 19m.



Figur 23. Djup till berg, grusytan.

9.1.2 BLOCKIGHET

En klassificering av blockighet har utförts enligt [21], avsnitt 2.5.7 och redovisas i Tabell 15. Denna klassificering avser block, korntorlek > 200 mm, och baseras på Jb-sonderingar. Klassificeringen är utförd på friktionsjord och fyllning; lera är därmed ej inkluderad. Klassificeringen är indelad i tre kategorier, nämligen:

- 7) Blocktäthet - antal genomborrade block/borrmeter i friktionsjord
- 8) Blockrisk - antal genomborrade block/borrhål där Jb i friktionsjord ingår
- 9) Blockhalt i viktprocent

Ingen provgrop har utförts.

Tabell 15 Klassificering av blockighet enligt [21]

Material	Blocktäthet		Blockrisk		Blockhalt	
	block/m	klassificering	block/borrhål	klassificering	vikt-%	klassificering
Fyllning	0	Mycket låg	0	Mycket liten	0	Ej blockig
Friktionsjord	0,07	Medelhög	0,14	Medelstor	8,5	Blockig

9.1.3 HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Se 8.1.3 Hydrogeologiska förhållanden Norra spårområdet.

9.2 DIMENSIONERING OCH BERÄKNING

9.2.1 GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS

Geoteknisk kategori har valt med stöd av [15], valet behöver ses över i ett senare skede av projekteringen, när samtliga förutsättningar finns framme.

Lastfördelningen i pelarna ännu inte är fastställda, men enligt [3] kan lasten preliminärt uppgå till 90 MN. För pålgrundlagda fundament väljs därför geoteknisk kategori 3 (GK3). Längre fram i projekteringen kan eventuellt pålarna delas in i olika geotekniska kategorier beroende lastfördelningen inom spårområdet.

Stödkonstruktioner hänförs till geoteknisk kategori 2 (GK2) där schaktdjupet är mindre än 3m i lera eller mindre än 5m i friktionsjord. Stödkonstruktioner vid djupare schakter hänförs till geoteknisk kategori 3 (GK3).

Planerad anläggning avseende stödkonstruktioner hänförs till säkerhetsklass 3 (SK 3). Vid upprättande av denna projekterings PM är säkerhetsklass för pelare under utredning.

Tabell 16 Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass.

Säkerhetsklass	Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass, γ_d
SK 1	0,83
SK 2	0,91
SK 3	1,0

9.2.2 UTVÄRDERING AV GEOKONSTRUKTIONENS DIMENSIONERANDE VÄRDEN

Grundläggningen dimensioneras enligt [9] där geokonstruktionen hänförs till geoteknisk kategori enligt ovan.

Beräkningar i brott- och bruksgränstillstånd utförs med nedanstående parametrar och partialkoefficienter. Dessa är utvärderade ur undersökningsresultaten med stöd av [15].

Utgångspunkt är härledda värden som är uppmätta vid fält- eller laboratorieundersökning.

Utifrån härledda värden bedöms ett valt värde X_{valt} vilket är utvärderat från sammanställning av härledda värden för respektive parameter, där felaktiga mätvärden exkluderats. Hänsyn tas till empiri och olika undersökningsmetoders relevans för aktuell brottmekanism.

Karakteristiska värden X_k erhålls genom att reducera eller öka det valda värdet X_{valt} med en omräkningsfaktor η enligt ekvation (1). Omräkningsfaktorn beaktar bland annat tillförlitligheten i undersökningen samt osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell konstruktion.

$$X_k = \eta \cdot X_{\text{valt}} \quad (1)$$

η Omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion.

X_{valt} Det valda värdet (bör beräknas eller uppskattas som medelvärde av härledda värden).

Dimensionerande värdet X_d erhålls genom att applicera den geotekniska parametern γ_M till det karakteristiska värdet enligt ekvation (2) och används då ett lågt värde är dimensionerande.

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot X_k \quad (2)$$

Ekvation (3) nyttjas när ett högt värde är dimensionerande.

$$X_d = \gamma_M \cdot X_k \quad (3)$$

Där γ_M är en fast partialkoefficient.

Valda värden

För härledda värden hänvisas till MUR (Markteknisk undersökningsrapport) /Geoteknik daterad 2022-07-15, Bilaga 1 Härledda värden.

Valda värden redovisas i Tabell 3 nedan. Diagram med valda värden redovisas i Bilaga 1 – valda värden. I valet av valt värde för lerans odränerade skjuvhållfasthet har störst vikt lagts vid sonderingar och undersökningar som utförts närmast i tid och av dessa undersökningar har direkta skjuvförsök och konförsök prioriterats högst, därefter CPT.

Tabell 17 Valda värden för parametrar i jordmodellen.

Material	Mtrl.typ/Tjäl-farlighetsklass ¹	Tunghet, γ_{valt} [kN/m ³]	$\phi_{\text{valt}}/c_{u;\text{valt}}$	$E_{\text{valt}}/M_{L;\text{valt}}$
Fyllning Gr/Sa	2/1	17,5 (12) kN/m ³	35°	20 MPa
Fyllning	Varierar, Se försöksrapport lab	17,5 (12) kN/m ³	33°	10 MPa
Lera från nivå ök lerlager ned till -4	4B/3	16,5 kN/m ³	15 kPa	Enligt TRVINFRA-00230 kap A.1.4.2 ²
Lera från nivå -4 till nivå uk lerlager z=0 vid -4	4B/3	18 kN/m ³	15 kPa +2kPa/m*z	Enligt TRVINFRA-00230 kap A.1.4.2 ²
Friktingsjord, löst lagrad	4A/3	20 (21)	33°	15 MPa
Friktingsjord, fast lagrad	4A/3	20 (21)	36°	40 MPa

¹ Materialtyp/Tjälfarlighetsklass enligt AMA 20

² Spänningar under förkonsolideringstrycket

Karakteristiska värden

Valt värde enligt ovan justeras med faktorn η och avser då i enlighet med [9] egenskapens karakteristiska värde. Ett tabellvärde i enlighet med [11] är att betrakta som ett karakteristiskt värde på vilket ingen η -faktor ska appliceras.

Omräkningsfaktorer har bedömts enligt [15], [16], [17] och [18] och redovisas i Tabell 18 - Tabell 20. Undersökningspunkterna är belägna inom ett relevant område från de tänkta stödkonstruktionerna och stabilitetsberäkningarna. De påvisar även en homogenitet i resultat, bedöms ha samma geologiska bildningssätt och geologiska historia.

Endast de delfaktorer som beror av den geotekniska undersökningens samt jordmaterialets naturliga variation och egenskaper har bedömts.

Tabell 18 Sammanställning omräkningsfaktorer för pålgrundläggning

Materialens egenskap	η_{12}	η_3	η_{45}	η_{67}	η_8	η_{tot}
Friktingsvinkel, ϕ	-	-	-	-	-	-
Skjuvhållfasthet, c_u	0,99	1	Beror av knäcklängd, bestäms i samråd med konstruktör	Väljs av konstruktör	1	$0,99\eta_{4567}$

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Tabell 19 Sammanställning omräkningsfaktorer för stödkonstruktioner

<i>Materialegenskap</i>	η_{1234}	η_{56}	η_{78}	η_{tot}
Friktionsvinkel, φ	1	0,95	1	0,95
Skjuvhållfasthet, c_u	1	0,95	1	0,95

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Tabell 20 Sammanställning omräkningsfaktorer för slänter och banker

<i>Materialegenskap</i>	η_{12}	η_3	η_{4567}	η_{tot}
Friktionsvinkel, φ	1	0,95	1	0,95
Skjuvhållfasthet, c_u	1	1,05	1	1,05

Anm.: För tunghet och deformationsegenskaper väljs alltid η till 1,0.

Dimensionerande värden

Karaktäristiska värden enligt ovan justeras med partialkoefficient enligt [11] och avser då i enlighet med [9] egenskapens dimensionerande värde. Detta gäller även tabellvärden i enlighet med [11].

Tabell 21 Värde för den fasta partialkoefficienten γ_m

<i>Jordparameter</i>	<i>Symbol</i>	<i>Värde på γ_m</i>
Friktionsvinkel*	γ_φ	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_c	1,5
Tunghet	γ_γ	1,0
E-modul**	γ_E	1,0

*denna koefficient tillämpas på $\tan \varphi$.

**se även partialkoefficient för osäkerhet i beräkningsmodell.

9.2.3 DIMENSIONERANDE HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Se 8.2.3 Dimensionerande Hydrogeologiska förutsättningar, Norra spårområdet.

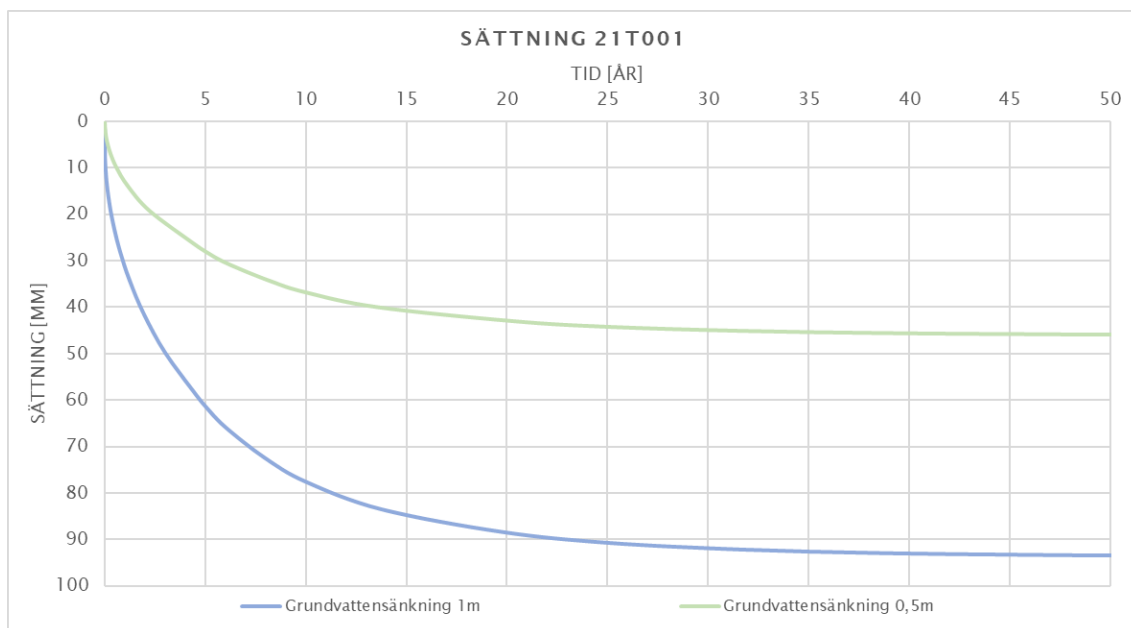
9.2.4 SÄTTNINGSBERÄKNINGAR

Sättningsberäkningar har utförts i borrhål 21T001 med programmet Geosuite Settlement, version 22.0.2.0, med jordmodellen Chalmers without creep och permeabilitetsmodellen Log based (strain).

Inom området har det pågått uppfyllnader under lång tid och det pågår således sättningar, se Figur 10. Det är svårt att modellera sättningar när det är mycket osäkerhet kring vilken tidpunkt marken började fyllas upp och hur mycket marken belastas. Men en ökad belastning i form av en grundvattensänkning eller en last kommer ge upphov till nya sättningar.

I Figur 24 redovisas beräkningar av sättningar för en grundvattensänkning motsvarande 0,5 och 1m. Grundvattensänkningen har ansatts hydrostatiskt genom hela profilen och antagits konstant sänkt under 50 års tid. Kommer grundvattenytan sänkas temporärt under byggtiden, rekommenderas att beräkningar utförs för den begränsade tidsperioden.

I dessa beräkningar har krypsättningar inte beaktats eftersom när lerans effektivspänning är nära dess förkonsolideringstryck, dvs när leran är normalkonsoliderad, ger beräkningar av krypsättningar osäkra och stora värden.



Figur 24. Sättningsberäkning grusytan

Se Bilaga 2 Sättningsberäkningar.

9.2.5 STABILITETSBERÄKNINGAR

Se kapitel 7.2.5 Stabilitetsberäkningar och även Bilaga 4 Stabilitetsberäkningar.

9.2.6 SPONTBERÄKNINGAR

Se kapitel 7.2.6 Spontberäkningar och även Bilaga 3 Spontberäkningar.

9.2.7 EXPLOSIONSBERÄKNINGAR

Se Bilaga 5 Explosionsberäkningar

10 REKOMMENDATIONER

10.1 INLEDNING

Konstruktionstidplanen beaktas inte i efterföljande kapitel.

Se även hydrogeologiska och miljötekniska rekommendationer i PM Dimensionerande grundvattennivåer, upprättat av Tyréns Sverige AB, 2022 [25] och PM Miljögeoteknik - Markundersökning centralstation (CST), Norrmalm 5:3, Norrmalm 4:63, Blekholmen 6, upprättat av Tyréns Sverige AB, 2022 [26].

10.2 GRUNDLÄGGNING

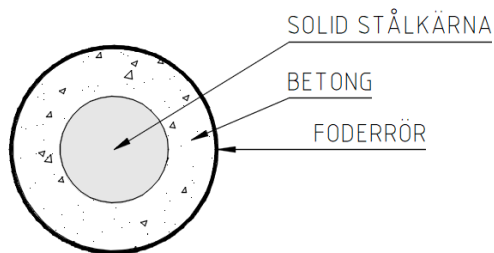
Oavsett val av pålar kommer dessa behöva ta stora laster. Det kommer även finnas utrymmesmässiga begränsningar. Det är därför viktigt att tidigt i projekteringen kontrollera att det är möjligt att testa den geotekniska bärförmågan för den last som pålen behöver ta.

I de fall olika system kombineras i området, måste styvheten beaktas.

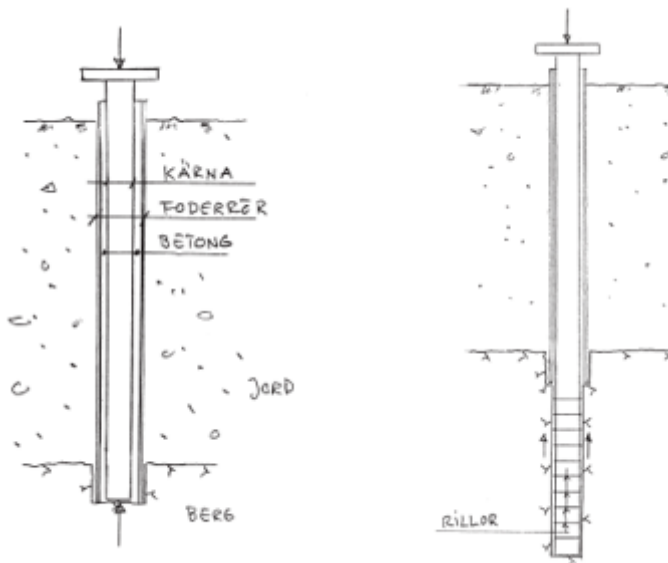
Stålkärnepålar

En stålkärnepåle består i grova drag av tre element; ett foderrör som borrar ned i berg, en solid stålkärna vars diameter normalt varierar mellan 80-210mm och betong mellan stålkärnan och foderröret [20]. Se tvärsnitt i Figur 25 nedan. Stålkärnepålar kan vara spetsburna eller mantelburna. Se Figur 26.

Installationen går i grova drag till så att först borrar foderröret ned 0,3-0,5m i berget, vid mantelburen fortsätter borrhningen med endast bergkronan tills erforderligt djup har uppnåtts. Efter det spolas röret spolas rent från borrhkax och kan fyllas med betong antingen innan eller efter stålkärnan har installerats [20].



Figur 25. Tvärsnitt stålkärnepåle



Figur 26. Till vänster spetsbärande stålkärnepåle, till höger mantelburen stålkärnepåle [20]

Den geotekniska bärförmågan för spetsburna stålkärnor kan verifieras med stötsvågsmätning enligt CASE-metoden eller genom statisk provbelastning, mantelburna stålkärnepålar kan verifieras genom provdragning [20].

Fördelar

- + Borrar stålkärnepåle är en känd metod i Sverige
- + Mantelburna stålkärnepålar kan ta både tryck-och dragkrafter
- + Liten omgivningspåverkan
- + Borrar igenom block

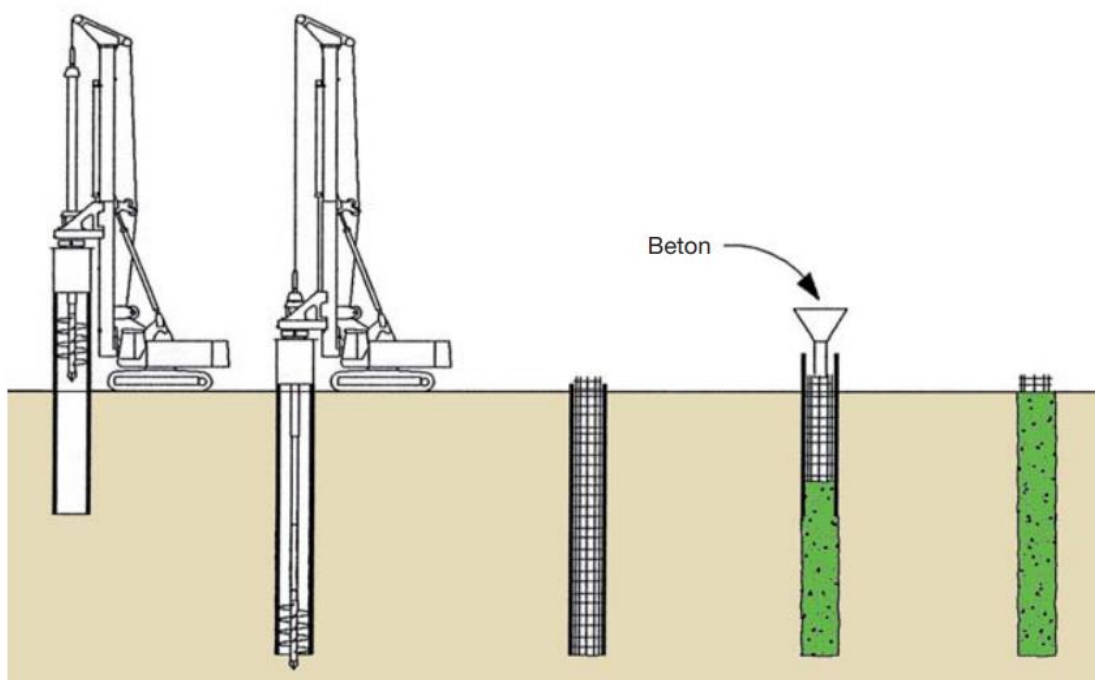
Nackdelar

- Ett större antal pålar jämfört med vad som krävs för grävpålar
- Tjockt pålfundament som kan leda till en större spontlåda och mer schakt än vad som behövs för två grävpålar.
- Eftersom det är en solid stålkärna är det en dyr metod som är känslig för stålpris och har ett högt CO₂-avtryck.

Grävpålar/stora stålrörspålar med betongkärna

En grävpåle är en betongpåle med en armeringskorg. Diametern börjar från ca 400mm och kan gå upp till 2,4m. Vanligaste produktionsmetoden är att man borrar i skydd av ett foderrör. Först trycks eller roteras foderröret ned och i skydd av foderröret borrar jorden ut ur röret med en "bucket"-borr, augerborr eller kärnborr. När röret är tomt installeras armeringskorgen. Sista steget är att man gjuter betong från botten till toppen samtidigt som foderröret dras, se metodik i Figur 27 nedan.

I aggressiva jordar kan foderröret lämnas kvar som korrosionsskydd eller för att höja styvheten. De vanligaste dimensioner är enligt BAUER 1800 till 2400 mm.



Figur 27. Grävpålar. Källa:

https://video.bauer.de/bst/flippingbook/Ortbetonbohrpfahle/files/assets/common/downloads_454639f5/publication.pdf (besökt 20220127, sidan 5)

Den geotekniska bärförmågan kan kontrolleras med osterbergscell.

Fördelar

- + Mindre pålfundament än vad krävs för stålkärnepålar vilket kan reducera spontlådans omkrets och schaktvolym.
- + Liten omgivningspåverkan vad gäller vibration och massundanträngning.

- + Grävpålar är mindre känsliga än stålkärnepålar mot olika korrosiva ämne som kan komma ned i grunden i bangårdar.
- + Med 2 mindre stora grävpålar (diamanter ca 1,5–1,8m) fås mer redundans jämfört med en stor (diameter ca 2,1–2,4m), speciellt vid explosionslast.
- + Med 2 mindre stora grävpålar (diamanter ca 1,5–1,8m) fås nästan dubbelt så mycket dragkraft än vad som fås med bara en stor grävpåle (diameter ca 2,1–2,4m).

Nackdelar

- Ovanlig metod i Sverige, men vanligt i resten av Europa
- Grävpålar tar mindre draglast än fundament med flera stålkärnepålar
- Dyr och stor etablering
- Behov av betongstation/blandarstation för stödvätska, dessa maskiner är både stora och tunga.
- Kylarsystem kan eventuellt behövas

10.3 SCHAKTARBETEN

I detta skede antas att all schakt kommer utföras inom stödkonstruktioner.

10.4 STÖDKONSTRUKTIONER

I detta tidiga skede finns det flera förutsättningar som ännu ej är fastställda. En viktig förutsättning för val av sponttyp är vattendomen. En spont kan aldrig fås helt tät, men det finns mer eller mindre täta system. Vid schakter under grundvattenyta föreslås antingen en tätspont eller en RD-pålvägg, beroende på vilka krav som ställs i vattendomen, schaktdjup och geometrier kring schakt.

För att få en tät konstruktion kan bottenplattan antingen utformas helt tät alternativt konstrueras som en icke tät bottenplatta. Konstrueras bottenplattan helt tät, måste den hydrauliska bottenuppträckningen kontrolleras och vattnets uppträck kompenseras för. Detta kan göras genom att bottenplattan förankras i berget eller genom en ökad vikt på bottenplattan.

Konstrueras bottenplattan som icke tät, måste spanten tätas mot berg. Injektering av jorden bakom spontlåsen är också nödvändigt för att förhindra att vatten läcker in genom låsen.

Borrad glesspont/Berliner spont

Denna sponttyp kan inte fås helt tät.

I de fall schakt görs ovanför grundvattenytan finns möjligheten att utföra dessa med borrad glesspont/berliner spont. Detta måste kontrolleras när slutgiltig placering, schaktdjup och laster är fastställda.

Tätspont

Det är eventuellt möjligt att utföra spontlådan som en tätspont om tillräckligt utrymme finns. Möjligen kan spanten vibreras ned med en maskin där vibratoren är monterad på en konventionell grävmaskinsarm, tex Movax.

Spontlinjen kommer troligtvis behöva rensas för att kunna få ned spanten genom fyllningen.

RD-pålvägg

En RD-pålvägg har en hög böjstyvhets och kan ta stora moment, det är också den sponttyp som kan göras tätast möjlig. För djupa schakter under grundvattenytan där avståndet mellan förankringsnivåer är långt eller vid höga krav på täthet rekommenderas en RD-pålvägg.

11 RAS OCH SKRED

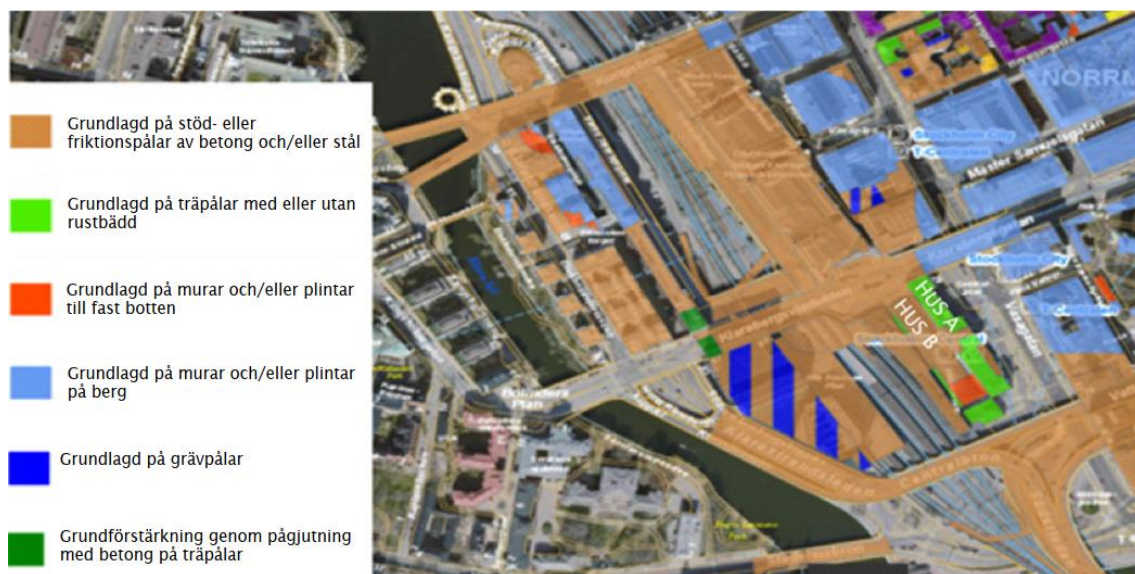
Risken för ras och skred har utretts för nuläget, byggskedet, planförslaget år 2045 och för nollalternativet. Planområdet kan ses i Figur 28.



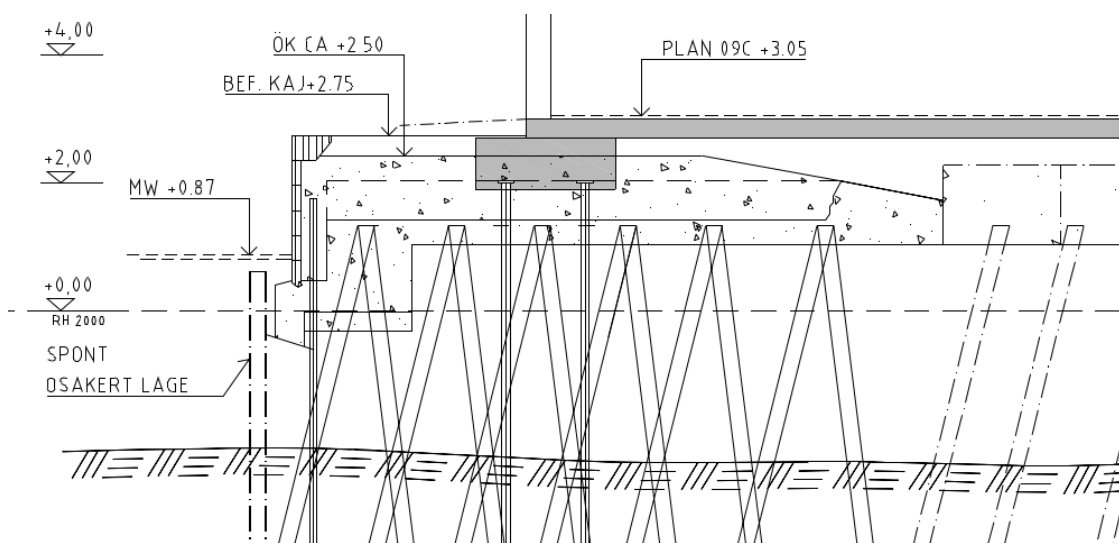
Figur 28. Planområde markerat med orange [1].

11.1 NULÄGET

Inom planområdet är topografin plan och samtliga byggnader i närheten av planområdet är pålgrundlagda alternativt grundlagda på murar och/eller plintar till berg/fast botten, enligt Figur 29. Hus A (Entréhallen) och Hus B (Centralhallen) grundförstärktes mellan 2008–2013, grundförstärkningen bestod till största del av stålörspålar. Markplanet vid Klara Sjö är grundlagt på ett påldäck, se Figur 30. Eftersom topografin är plan och intilliggande byggnaders laster tas i berg/fast botten finns inte förutsättningar för ras eller skred att utbildas inom planområdet.



Figur 29. Husgrundläggning, källa: Geoarkivet



Figur 30. Kaj Klara sjö, källa: Informationshandling K-20-2-103, Klara City View daterad 2020-12-14.

MSB (Myndigheten för samhällsskydd och beredskap, tidigare Statens Räddningsverk) utförde 1998 en översiktlig kartering av stabilitetsförhållandena i Stockholm, i denna översiktliga kartering ingick inte att utreda byggnader och anläggningars grundläggning eller andra markförstärkningar. Enligt denna kan området intill Klara Sjö som angränsar till planområdet, se den gula markeringen i Figur 31, ej översiktligt klassas som tillfredställande. Byggnader och konstruktioner inom denna gula zon är grundlagda på stöd- eller friktionspälår, grävpälår eller murar och/eller plintar på berg, se Figur 29. Dessa byggnader och konstruktioner belastar inte jorden och förutsättning för ett skred inom planområdet finns således inte.



Figur 31. MSB stabilitetsutredning 1998, planområdet inskissat med rött i figuren. Källa: Geoarkivet

Utöver befintliga förhållanden inom planområdet ska fyra projekt som antingen nyligen är genomförda eller planeras att genomföras inom en snar framtid beaktas. Projekten beskrivs i korthet nedan och visualiseras i Figur 32.

Bilfri Klarabergsgata och Spårväg City

Sedan 2016 är allmän biltrafik och taxi förbjuden mellan Klara Norra kyrkogata och Sergels torg. Gatan har byggts om och används för kollektivtrafik samt gång- och cykeltrafik. Projektet visualiseras med rött i Figur 32.

Ombyggnad av Vasagatan

År 2018 påbörjades en ombyggnad av Vasagatan mellan Tegelbacken och Norra Bantorget. Vasagatan vägbana smalnas av och cykel- och gångbanor breddas. Det tillkommer även cykelbanor vid Norrabantorget, Östra Järnväggsgatan och Vasaplan. Projektet visualiseras med grönt i Figur 32.

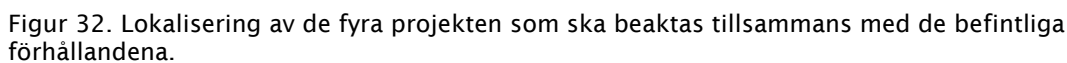
Stationsåtgärder Stockholm Centralstation

Mellan åren 2020–2025 arbetar Trafikverket med att förnya och upprusta järnvägssträckan mellan Tegelbacken och Ulriksdal samt renovering av spår- och växelbyten. Plattformar 3–8 ska renoveras samt en mindre upprustning av Gula gången vid uppgångarna för spår 11–19. Projektet visualiseras med blått i Figur 32.

Detaljplan för Snäcken 8.

Detaljplanen syftar till att uppföra ett kontorshus med källarplan. Planen vann laga kraft 2020. Projektet visualiseras med gult i Figur 32.

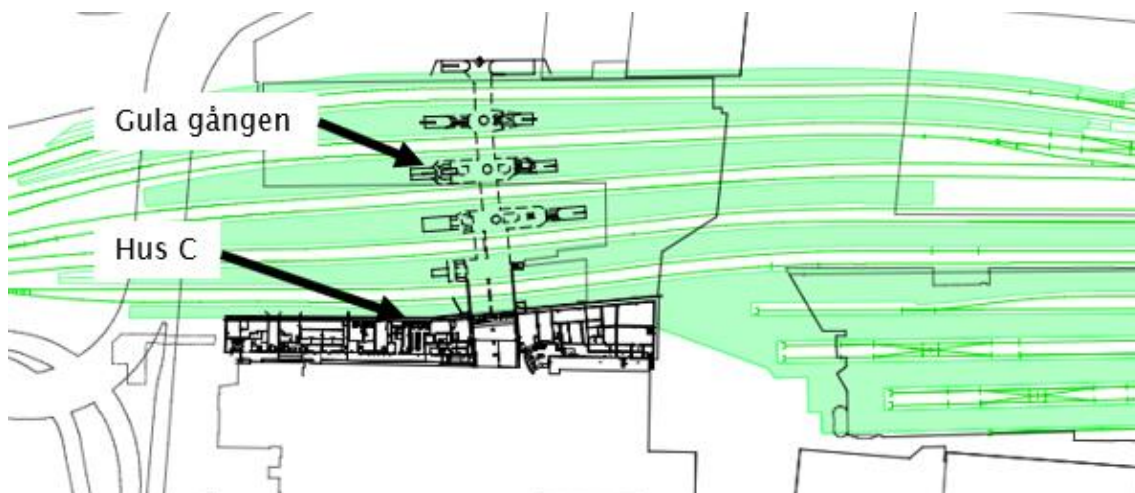
Ingen av dessa projekt bedöms påverka stabiliteten inom detaljplaneområdet.



Norra spårområdet

Först utförs förberedande arbeten i bangården och rivningsarbeten. Efter förberedande arbeten byggs fundament och pelare för överdäckning. Enligt nuvarande underlag [5] varierar nivån på schaktbotten för fundament mellan nivå +0,295 och -4,55. Detta innebär ett schaktdjup mellan ca 2 och 8 m.

Byggnationen av överdäckningen av den södra bangården förväntas pågå under åren 2031 till 2040. Först utförs förberedande arbeten i bangården och rivningsarbeten. Rivning förväntas av följande befintligheter: Hus C och delar av Gula gången, se Figur 33.



Figur 33. Hus C och gula gången, befintliga spår och plattformar visualiseras med grönt i figuren.

Efter förberedande arbeten byggs fundament och pelare för överdäckning. Enligt nuvarande underlag [6] varierar nivån på schaktbotten för fundament mellan +1,555 och -3,95. Detta innebär ett schaktdjup mellan ca 2 och 7,5m.

Under byggskedet kan det krävas att schakt- och rivningsarbeten utförs inom temporära stödkonstruktioner för att undvika lokala stabilitetsproblem. Utförs schakt- och rivningsarbeten inom stödkonstruktioner, där så krävs, bedöms dessa inte påverka den lokala stabiliteten. Temporära stödkonstruktioner säkras och utformas i kommande bygg- och projekteringsskeden.

11.3 PLANFÖRSLAGET ÅR 2045

Laster från överdäckning förs ned i pelare till pålgrundlagda fundament. Det kommer således inte vara en ökad belastning på jorden jämfört med nuläget. Det påverkar därför inte stabiliteten inom området.

Projekt som är under genomförande, som beskrivs i kapitel 11.1 Nuläget antas vara genomförda.

11.4 KUMULATIVA EFFEKTER

Med kumulativa effekter menas om det finns andra pågående planer eller projekt som i samverkan med planförslaget kan medföra andra effekter än det som endast planförslaget medför. Det finns tre pågående planarbeten i närheten av planområdet som ska beaktas. Ungefärlig utbredning för dessa kan ses i Figur 34. Planarbetena beskrivs i korthet nedan.



Figur 34. Pågående detaljplaner som ingår som förutsättning. 1: Norrmalm 4:41, 2: Orgelpipan 7, 3: Norrmalm 4:1. [1]

Norrmalm 4:41

Planen syftar till att möjliggöra för ny bebyggelse i form av bostäder, kontor, hotell och handel. Föreslagen bebyggelse visas i Figur 35 nedan.

Planförslaget innebär arbeten i vägstrukturen. Påfarten till Centralbron från Klarabergsviadukten flyttas österut, parallellt med Stockholm Waterfront. Med föreslagen bebyggelse kommer Blekholmtunneln att förlängas.



Figur 35. Föreslagna byggnadsvolymer.

Förutsatt att den ökade belastningen från byggnationen förs ned till berget via pålar kommer förslaget inte att påverka stabiliteten inom planen.

Orgelpipan 7

Planförslaget möjliggör en påbyggnad med två kontorsvåningar och teknikvåning på befintlig byggnad, samt en tillbyggnad av befintlig lokal under Klarabergsviadukten. Förslaget på tillbyggnaden är fram till Klarabergsviaduktens pelare. Fastigheten är grundlagd med plintar på berg.

Den ökade belastningen som tillkommer från påbyggnaden samt tillbyggnaden tas i plintarna och kommer därför inte att påverka stabiliteten i planen.

Norrmalm 4:1

Planförslaget syftar till att möjliggöra en permanent breddning av Norra järnvägsbacken över Tegelbacken och Klara Mälarstrand.

Belastningen tas i brostöd och dess grundläggning och bedöms inte påverka planens stabilitet.

11.5 NOLLALTERNATIVET ÅR 2045

Majoriteten av de byggnader som finns i området idag förutsätts vara kvar med samma utformning. För att möjliggöra ombyggnation av spårområdet, kan det krävas att gångbroar byggs över och ned till plattformarna både i den norra och den södra delen av planområdet. Broarna kan förses med överbyggnader med stationsfunktioner där lyftpaket, liknande övre hallen, ska upp.

Hela eller delar av Klarabergsviadukten måste rivas eftersom brostöden står fel i förhållanden till den nya spårplanen. Klarabergsviadukten kommer sen att återställas. I nollalternativet förutsätts att följande befintligheter rivs; Övre hallen, taxidäcket samt hela eller delar av Hus C.

Trafikverkets spårplan förutsätts bli densamma som om detaljplanen genomförs. Den centrala gången förutsätts även vara byggd.

Nollalternativet innebär ingen ökad belastning i jorden jämfört med nuläget och bedöms därför inte påverka områdets stabilitet.

11.6 SAMMANFATTNING

Inom planområdet är topografin plan och samtliga byggnader i närheten av planområdet är pålgrundlagda alternativt grundlagda på murar och/eller plintar till berg/fast botten. Det finns således inte förutsättningar för ras och skred. I permanentskedet (planförslaget 2045) tas den ökade belastningen från överdäckning i pålgrundlagda fundament. Det finns således inte förutsättningar för ras och skred.

Med hänsyn till stabilitetsförhållandena anses marken därmed lämplig för ändamålet enligt det nya planförslaget. Detta gäller även med hänsyn tagen till framtida climateffekter.

12 PRODUKTIONSTIDSPLAN

Under produktionen vore det fördelaktigt om hastigheten för samtliga spår inom detaljplaneområdet sänktes till 10 km/h. Detta är framför allt av arbetsmiljömässiga skäl, men en lägre hastighet möjliggör även att använda en reduktionsfaktor på tåglasten i beräkningar.

Inför byggskede är det viktigt att etappindelning beslutas och delges tidigt.

Gula gången är injekterad och det kommer således inte vara lätt att installera fundament och pälår kring detta område, hur installation ska gå till bör studeras vidare i detaljprojektering.

Se även Arbetsmiljöplan CST Jernhusen, Tyréns 2022 [27].