

CHALMERS



Grundläggning och förankring av temporär monteringshall

Utvärdering av åtgärder vid olika geotekniska förhållanden

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

FREDRIK FORSLUND / ELIN HAGERUD

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Geologi och Geoteknik
Forskargruppen Geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2007
Examensarbete 2007:30

EXAMENSARBETE 2007:30

Grundläggning och förankring av temporär monteringshall

Utvärdering av åtgärder vid olika geotekniska förhållanden

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

FREDRIK FORSLUND / ELIN HAGERUD

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Geologi och Geoteknik
Forskargruppen Geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2007

Grundläggning och förankring av temporär monteringshall
Utvärdering av åtgärder vid olika geotekniska förhållanden
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad
FREDRIK FORSLUND / ELIN HAGERUD

© FREDRIK FORSLUND / ELIN HAGERUD, 2007

Examensarbete 2007:30
Institutionen för bygg och miljöteknik
Avdelningen för Geologi och Geoteknik
Forskargruppen Geoteknik
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Omslag:
Uppställd monteringshall i Ursvik, 2006-10-06
Tryckeri: Chalmers Reproservice
Göteborg 2007

Foundation and anchorage of temporary assembly tent
Evaluation of methods for different geotechnical cases
Master's Thesis in Civil and Environmental Engineering
FREDRIK FORSLUND
ELIN HAGERUD
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of GeoEngineering
Geotechnical Engineering Research Group
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

This thesis has been done by order of NCC Sverige AB. The thesis has studied foundation and anchorage of the temporary assembly tent used in NCC Komplet, NCC:s new system for industrial building. This evaluation shall be used in an early phase of the planning of the project and will give an indication of which method that can be used and which method that is most cost-efficient.

NCC is currently using these tents but until now the tents have been founded on adequate ground, without any extra strengthening. In this rapport nine different geotechnical cases has been evaluated. These cases are clay, silt and gravelly sand with depth of 5, 10 and 50 meters down to bedrock.

A problem that has been evaluated is settlement, bearing capacity and anchorage. The results from the settlements calculation show that the settlements are no problem. The bearing calculation in the gravelly sand shows that it doesn't require any extra strengthening besides steel sheets, which spreads the load to larger surface. The result shows that silt and clay requires additional strengthening in form of deep foundation along the tent's long-side.

The most cost-efficient method for foundation is steel sheets, which can be used in similar projects in the future. For deep foundation methods, concrete piles are most cost-efficient for both clay and silt to a specific depth, then MDM-pillar is a cheaper alternative.

The study has included both rock and soil anchorage and anchorage in combination with a soil-strengthening method called MDM-pillar. The combination with anchorage in MDM-pillar is only of interest when the method is used for strengthening the soil underneath the tent pillars.

When the ground condition is clay with short distance to bedrock then anchorage to bedrock is recommended. Soil-anchorage with injection-pile called TITAN is recommended when the distance is larger. In silt and gravelly sand TITAN-pile as an anchorage is recommended, for sand even if the depth to bedrock is less than 5 meter. The economical evaluation has not included the cost of the method's establishment or the cost of installation time for the different methods.

Key words: Foundation, anchorage, MDM-columns, temporary assembly tent, piles

Grundläggning och förankring av temporär monteringshall
Utvärdering av åtgärder vid olika geotekniska förhållanden
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad
FREDRIK FORSLUND / ELIN HAGERUD
Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Geologi och Geoteknik
Forskargruppen Geoteknik
Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

Detta examensarbete har utförts på uppdrag av NCC Sverige AB. I examensarbetet har grundläggning och förankring av en temporär monteringshall som används vid NCCs nya system för industriellt byggande, NCC Komplet, studerats. Utvärderingen skall kunna användas vid ett tidigt skede av projekteringen och ge en indikation om vilken grundläggnings-, förankringsåtgärd som kan användas och vilken som är mest kostnadseffektiv.

NCC använder sig av dessa monteringshallar i dagsläget men hallarna har hittills grundlagts på tillräcklig bra mark, utan att förstärkningsåtgärder har behövts. I denna rapport utvärderas nio stycken geotekniska förhållanden. Dessa förhållanden är lera, silt och grusig sand med mäktigheter om 5, 10 respektive 50 meter. Materialegenskaperna för de fiktiva förhållandena har valts utifrån erfarenhetsvärden för jordmaterial i Mälardalen.

Lastfall som kontrolleras är korttidslaster med avseende på tryck- och dragbelastningar samt långtidslast. Lasterna har erhållits från NCC Teknik och lastfallen har analyserats i en ramanalys av konstruktör på NCC Teknik i Solna.

Sättningsberäkningar, bärighetsberäkningar och beräkningar för förankring har utförts med traditionella handberäkningsmetoder. Sättningar har beräknats under sex månader vilket är den tid som monteringshallen förväntas vara uppförd. Resultatet visar att sättningskravet uppfylls mellan kontrollerade stödben för samtliga geotekniska förhållanden utom för lera med en mäktighet på 10 respektive 50 meter.

Bärighetsberäkningar visar att förhållandet grusig sand inte behöver någon extra förstärkning utöver lastspredande plåtar. Resultat för lera och silt visar att extra förstärkning behövs under monteringshallens långsidor. Rapporten redovisar vilka åtgärder som kan användas respektive inte användas för grundläggning vid de olika geotekniska förhållandena. Resultaten visar att på relativt små djup fungerar inte de åtgärder som beror på tillräcklig mantelfriktion för lera och silt. Förstärkningsåtgärd med spetsbärande påle blir därmed aktuellt för dessa djup.

Både bergsförankring, jordförankring samt förankring i kombination med jordförstärkningsåtgärden MDM-pelare har kontrollerats. På stora djup kan samtliga alternativ användas dock är förankring i MDM-pelare endast aktuell där metoden används som förstärkningsåtgärd.

Den mest kostnadseffektiva förstärkningsåtgärd är lastspriande plåtar då dessa även kan användas i återkommande projekt. För djupgrundläggande åtgärder är betongpålar mest ekonomiska ner till ett visst djup och därefter blir MDM-pelare mer ekonomiska. I det geotekniska förhållandet med lera och vid korta avstånd till berg har bergsförankring med H20-linor visat sig vara den mest ekonomiska förankringsåtgärden. Vid större djup är TITAN-stag mer ekonomiska för silt medan det för grusig sand är detta det billigaste alternativet oavsett djup. I den ekonomiska utvärderingen har ingen hänsyn tagits till etableringskostnaden eller tidskostnaden.

I examensarbetet har det även studerats om några förstärkningsåtgärder kan användas för att ta upp både tryck- och dragbelastningar, s.k. samverkande åtgärder. På fem meters djup kan ingen förstärkningsåtgärd av de som kontrollerats användas som samverkande. På större djup blir MDM-pelare mest ekonomiska som samverkande åtgärd följt av TITAN-stag.

Nyckelord: Grundläggning, förankring, MDM-pelare, monteringshall, pålar

Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	IV
FÖRORD	VII
BETECKNINGAR	VIII
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte och mål	2
1.3 Metodbeskrivning	2
1.4 Avgränsning	3
1.5 Indelning av rapporten	4
2 MONTERINGSHALLEN	5
2.1 Hallens konstruktion	5
2.2 Traversen	7
3 MARKFÖRHÅLLANDEN	8
3.1 Lera	8
3.2 Silt	9
3.3 Grusig sand	9
4 DIMENSIONERINGSMETODER SOM ANVÄNTS	10
4.1 Brottgränstillstånd	10
4.2 Bruksgränstillstånd	11
5 LASTER SOM VERKAR PÅ MONTERINGSHALLEN	12
5.1 Egentyngd	12
5.2 Traverslast	12
5.3 Vindlast	12
5.4 Snölast	13
6 LASTFALL	14
6.1 Korttidslast	14
6.2 Långtidslast	15

7	GRUNDLÄGGNINGSMETODER	16
7.1	Plattgrundläggning	16
7.1.1	Lastspridande plåtar	16
7.2	Pålgrundläggning	16
7.2.1	Betongpålar	17
7.2.2	Stålpålar	18
7.2.3	Injekteringspåle	18
7.3	Jordförstärkning	19
7.3.1	KC-pelare/ MDM-pelare	19
8	FÖRANKRINGSMETODER	22
8.1	Bergförankring	22
8.2	Jordförankring	23
8.2.1	Betongpåle	23
8.2.2	HEA-balk	23
8.2.3	GEWI-stag i MDM-pelare	23
8.2.4	TITAN-stag	24
9	JORDMEKANIK	25
9.1	Sättningar	25
9.2	Bärighet	26
9.2.1	Lastspridande plåt	27
9.2.2	Betongpålar	29
9.2.3	Stålpålar	30
9.2.4	Injekteringspålar	30
9.2.5	MDM-pelare	32
9.3	Förankring	33
9.3.1	Bergförankring	33
9.3.2	Jordförankring	35
10	RESULTAT	36
10.1	Sättningar	36
10.1.1	Lera	36
10.1.2	Silt	37
10.1.3	Grusig Sand	37
10.2	Bärighet	38
10.2.1	Lastspridande plåt	38
10.2.2	Pålar/Jordförstärkning	41
10.3	Förankring	43
11	EKONOMI	45
11.1	Grundläggning	45
11.2	Förankring	46

11.3	Samverkande åtgärder	47
12	PUNKTSKATTNINGSMETODEN	49
13	DISKUSSION	52
14	SLUTSATS	54
15	REFERENSER	55

Förord

Detta examensarbete har utförts på uppdrag av NCC Sverige AB. I examensarbetet har grundläggning och förankring av en temporär monteringshall som används vid NCCs nya system för industriellt byggande, NCC Komplet, studerats. Utvärderingen skall kunna användas vid ett tidigt skede av projekteringen och ge en indikation om vilken grundläggnings-, förankringsåtgärd som kan användas och vilken som är mest kostnadseffektiv.

Då detta arbete har utförts på fiktiva geotekniska förhållanden vill vi påpeka att denna utvärdering absolut inte skall användas som ett slutgiltigt resultat för dimensionering av grundläggning och förankring för monteringshallarna. Vi vill därmed säga att vi inte tar på oss något ansvar för framtida grundläggning och förankring av monteringshallarna utifrån resultaten i rapporten.

Många personer har under arbetets gång hjälpt oss med information och synpunkter. På NCC Teknik i Solna vill vi tacka vår handledare Maria Christiansson för att ha tagit sig tid att träffa oss i Solna och för att ha bidragit med intressanta synpunkter och kommentarer under resans gång. Vi vill även tacka Rickard Fooladi, konstruktör på NCC Teknik i Solna, för att ha haft tålamod med alla våra frågor kring konstruktionens laster. På NCC teknik i Göteborg vill vi i första hand tacka Anders Bergström som trots allt blivit vår handledare på "hemmaplan". Vi vill även tacka de anställda på NCC Teknik i Göteborg för att få oss examensarbetare att trivas i fikarummet.

Vi har även haft stor hjälp av folk från Hercules Grundläggning AB som försett oss med nyttig information kring de olika metoderna som utvärderats i examensarbetet. Framförallt vill vi tacka Johan Falk och Niklas Dannewitz i Solna som alltid tagit sig tid att träffat oss när vi besökt NCC i Solna. De skall även ha ett stort tack för att de har besvarat våra mail snabbt.

På Chalmers tackar vi vår handledare och examinator Göran Sällfors.

Göteborg i februari 2007

Fredrik Forslund & Elin Hagerud

Beteckningar

I detta avsnitt redovisas beteckningar som förekommer i rapporten. Beteckningarna har delats upp i latinska och grekiska bokstäver.

Latinska bokstäver

A	area [m^2], tvärsnittsarea [m^2]
A_{ef}	effektiv area [m^2]
A_m	pålens mantelarea [m^2]
A_s	pålens spetsarea [m^2]
A_1	delarea [m^2]
b	bredd [m]
b_{ef}	effektiv bredd [m]
C_v	konsolideringskoefficient [m^2/s]
c	brottvidhäftningsspänning [MPa]
c_d	dimensionerande skjuvhållfasthet [kPa]
c_u	odränerad skjuvhållfasthet [kPa]
d	diameter [m]
E	elasticitetsmodul [MPa]
$E[x]$	väntevärde [-]
F_{brott}	totalsäkerhetsfaktor [-]
F_d	dimensionerande lastvärde [kN]
f	sannolikhet [-]
f_d	dimensioneringsvärde på materialparameter [-]
f_k	karaktéristiskt värde på materialparameter [-]
f_m	mantelfriktion [kPa]
h	höjd, djup från underkant fundament till underkant fast lera [m]
K_1	förhållande mellan cementkroppens diameter oh borrhålets diameter [-]
k	faktor [-]
k_v	vertikal permeabilitet [m/s]
L	ingjutningslängd [m]
L_{fri}	fri längd mellan förankring och marknivå [m]
$L_{för}$	förankringslängd [m]
L_{tot}	$L_{fri} + L_{för}$ [m]
l	längd [m]
l_{ef}	effektiv längd [m]
M_0, M_L	moduler [kPa]
M'	modulökning [kPa/m]
N_c, N_q, N_γ	bärighetsfaktorer [-]
$P(x < x_1)$	sannolikhet för att en variabel, x , är mindre än x_1 [-]

p_+, p_-	punktskattning av en sannolikhetsfördelning [-]
Q_e	stommens egentynghet [kN]
Q_{tryck}	korttidslast - tryck [kN]
$Q_{långtid}$	långtidslast [kN]
Q_s	snölast [kN]
Q_t	traversens egentynghet [kN]
Q_{ts}	traversens dynamiska last [kN]
Q_v	vindlast [kN]
$Q_v \text{ positiv}$	tryckande vindlast [kN]
q	lastvärde [kPa]
q_b	grundtryckets brottvärde [kPa]
q_s	gränsmantelfriktion [kPa]
R_d	dimensionerande bärförmåga [kN]
R_k	karaktäristiskt bärförmåga [kN]
$R_m D_d$	dimensionerande geoteknisk lyftkraftsförmåga [kN]
T_v	tidsfaktor [-]
s_c, s_q, s_γ	korrektionsfaktorer för fundamentform [-]
t	tid [s]
U_v	medelkonsolideringsgrad [-]
u	portryck [kPa]
$V[x]$	Varians [-]
Vip	variationskoefficient [-]
z	djup under markyta [m]
x	stokastisk variabel [-]
$\bar{x}$	medelvärde [-]

Grekiska bokstäver

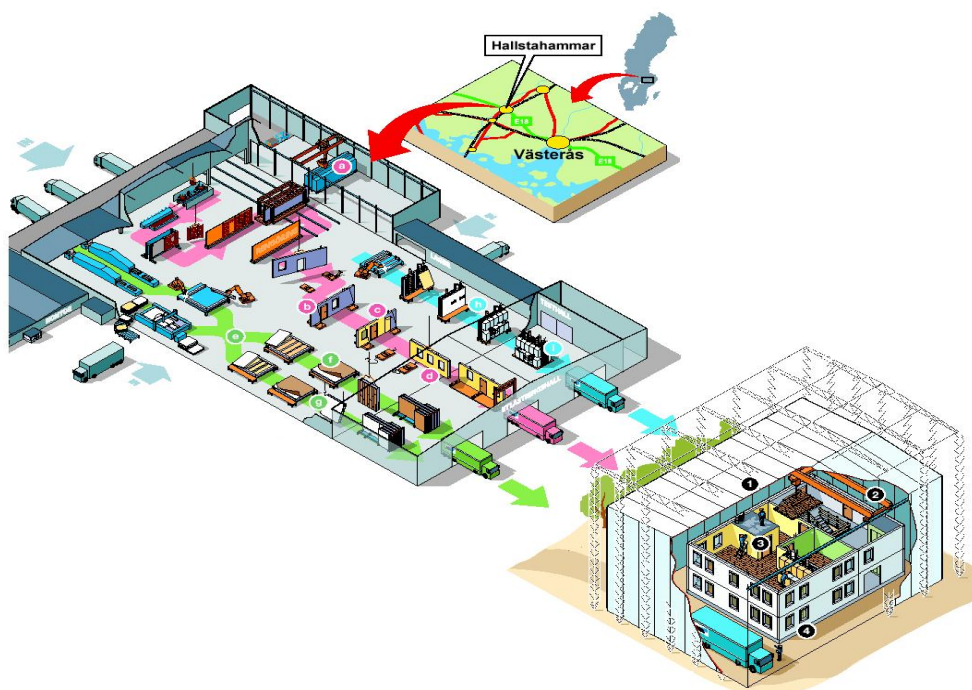
α	samverkansfaktor [-]
α_m	mantelbärförmågefaktor [-]
α_s	spetsbärförmågefaktor [-]
β	dimensionerande värde på mantelbärförmågefaktor [-], parameter för en fördelningskurvas skevhet och toppighet [-]
δ	sättning [m]
γ	tunghet [kN/m ³]
γ'	effektiv tunghet [kN/m ³]
$\gamma_{mc}, \gamma_{mE}, \gamma_{m\phi}$	partialkoefficient för materialegenskap [-]
γ_{mm}	partialkoefficient för pålens mantelbärförmåga [-]
γ_{ms}	partialkoefficient för pålens spetsbärförmåga [-]
γ_n	partialkoefficient för säkerhetsklass [-]

γ_{Rd}	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i beräkningsmodellen [-]
γ_{tot}	totalsäkerhetsfaktor [-]
γ_w	vattnets tunghet [kN/m ³]
μ_k	karaktäristiskt mantelmotstånd [kN/m]
μ_d	dimensionerande mantelmotstånd [kN/m]
$\Delta\sigma$	spänningstillskott [kPa]
$\Delta\sigma_z$	vertikalt spänningstillskott [kPa]
ξ_c, ξ_q, ξ_γ	korrektionsfaktorer [-]
σ	spänning [kPa] , standardavvikelse [-]
σ'	effektivspänning [kPa]
σ'_c	förkonsolideringstryck [kPa]
σ'_L	gränstryck [kPa]
σ'_0	in situ-spänning [kPa]
ϕ_d	dimensionerande inre friktionsvinkel [°]
ϕ_k	karaktäristisk inre friktionsvinkel [°]

Inledning

1.1 Bakgrund

Utvärdering av grundläggning och förankring har gjorts för temporära monteringshallar som NCC använder i deras nyutvecklade byggsystem. Byggsystemet kallas NCC Komplet och är ett system för industriellt byggande av flerbostadshus. I det nya konceptet finns inte den traditionella byggplatsen kvar utan byggnationen sker mestadels i en fabrik. Bostäderna byggs i sektioner och färdigställs till 90 procent i fabriken. De byggda elementen transporteras därefter från fabriken direkt till monteringsplatsen. Vid montering av de färdigställda byggnadssektionerna krävs det stora skydd, i form av enorma tälthallar, för att skydda mot vind och nederbörd. En enkel skiss över hur byggsystemet fungerar visas i Figur 1.1



Figur 1.1 Principskiss för konceptet NCC Komplet (www.ncc.se)

NCC komplett går ut på att snabbt få upp hus på ett säkert, väderskyddat och ekonomiskt sätt. Även grundläggningen av hallen önskas ske på ett så smidigt och ekonomiskt sätt som möjligt, i enlighet med principen för NCC Komplet. Monteringshallen består idag av en fackverkskonstruktion av stål med dubbla utanpåliggande tältdukar. Konstruktionen kan uppföras i olika storlekar beroende på hur stort hus som skall byggas. Inuti monteringshallen finns en travers för att lyfta av huselementen från lastbilarna till deras plats i bostadsbyggnaden. Monteringshallarna skall grundläggas för en brukstid på tre till sex månader beroende på hur lång tid det tar att uppföra det aktuella huset.

Flera NCC komplett hus har redan byggts i dessa monteringshallar och flera är under projektering. Tidigare har man satt upp dessa monteringshallar på tillräckligt bra mark

utan att behöva ta till några mer avancerade grundläggningsåtgärder. Men många äldre orter är placerade i områden som har varit lämpliga ur kommunikations- och försvarsstrategiska synpunkter, men med mindre goda grundförhållanden t.ex. vid älvmyrningar och sjöar. Det har även visat sig att allt eftersom ett samhälle växer och byggs ut, minskar de områden som har goda markförhållanden att bygga på. Det blir därför allt viktigare att kunna bebygga även de allra sämsta markförhållandena, vilket medför att åtgärder krävs för att föra ner laster från överbyggnaden till underliggande jordar.

I dagsläget byggs monteringshallen på stålfötter med dimension 1,2 x 3 meter. En sådan fot fungerar utmärkt då marken består av relativt fast friktionsjord eller berg men inte då markförhållandet är finkornig eller består av lös jord. Då tidigare Kompletthus har grundlagts på något sämre mark har grundläggningen skett med hjälp av lastspriande plåtar med dimensionen 2,4 x 2,4 m under konstruktionens stålfötter. För en finkorning eller lös jord är detta inte alltid tillräckligt. Ett behov finns nu att i ett tidigt skede av projekteringsprocessen få en uppfattning om vad grundläggnings- och förankringskostnaden kommer att uppgå till för ett visst specifikt markförhållande.

1.2 Syfte och mål

Syftet med examensarbetet är att utvärdera vilka grundläggnings- och förankringsmetoder som är lämpliga och praktiskt genomförbara för en monteringshall uppställd under en relativt kort tidsperiod. Utvärderingen kommer att ligga till grund för en lathund för grundläggning och förankring av dessa monteringshallar som NCC skall använda och finns därför inte med i detta examensarbete. Denna lathund skall i ett tidigt skede underlätta val av metod utifrån ekonomiska aspekter vid ett visst specifikt markförhållande.

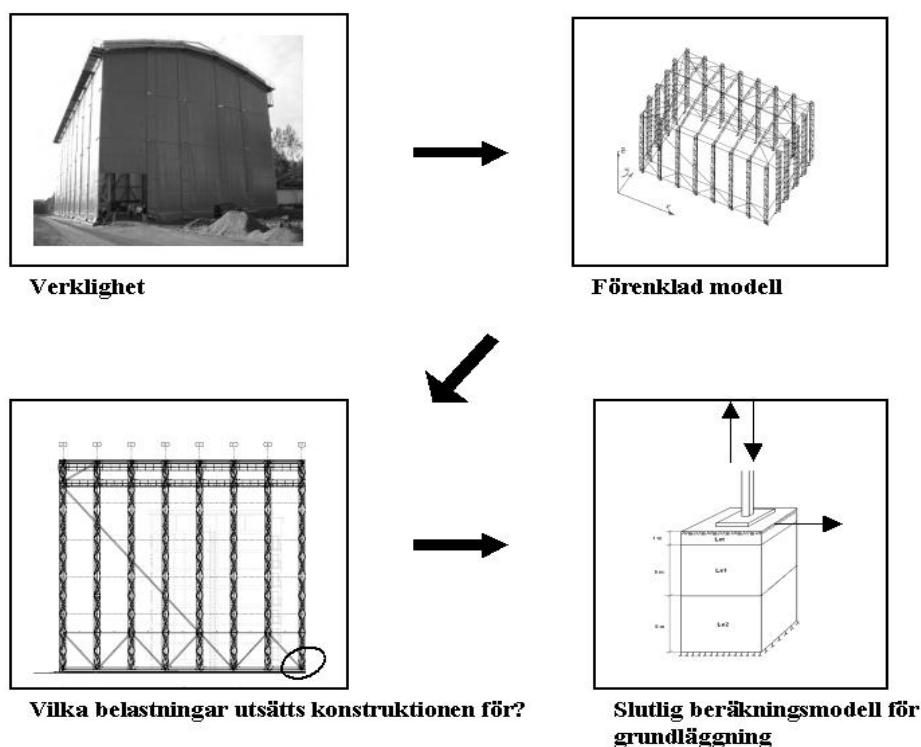
1.3 Metodbeskrivning

Tillvägagångssättet vid utvärdering av grundläggning och förankring ges av en förenklad modell i Figur 1.2. I rapporten förutsätts det att en noggrann geoteknisk undersökning har utförts för grundläggningen av bostadshuset. Detta medför att samma undersökningar kan användas för utvärderingen av monteringshallens grundläggning och förankring.

Monteringshallen utsätts för både korttids- och långtidslaster. Då de stora korttidslasterna verkar på hallkonstruktionen måste bärigheten utredas. Klarar inte grundkonstruktionen att ta upp lasterna kan ett brott uppstå, vilket är förödande för monteringshallen och framförallt för människorna som vistas i hallen. Vindens inverkan har en avgörande betydelse på korttidslasterna. Vinden verkar både som tryckande och lyftande, storleken beror på hur det blåser. När en lyftande vind verkar på hallkonstruktionen måste hallen vara väl förankrad så att den inte flyttar på sig och ställer till problem för produktionen.

Hallen kommer under sin brukstid även utsättas för långtidslaster som skall föras ner till jorden. Dessa laster medför att den underliggande jorden kommer att deformeras, vilket gör att hallen kommer att sätta sig. Om för stora och ojämna sättningar uppkommer kan hallen inte användas, med ett avbrott i produktionen som följd.

Eftersom hallen ska kunna användas vid husmontering på olika typer av mark, måste hallens grundläggning anpassas efter de markförhållanden som råder på den aktuella platsen. Konstruktionen kan anpassas efter rådande markförhållande d.v.s. hallens ben kan justeras till valfri höjd. Problem som påverkas av de geotekniska förhållanden under monteringshallen, bärlighet, sättningar och förankring, kommer att utredas i denna rapport.



Figur 1.2 Konceptuell modell av utvärderingsmetoden

1.4 Avgränsning

Monteringshallen går att uppföra i många olika storlekar. Rapporten kommer därför att avgränsas till att endast behandla en monteringshall som rymmer ett åttavåningar högt bostadshus. Avgränsningen har gjorts då det är den nuvarande största dimension på monteringshall, vilket medför störst last och lägst stabilitet för hallkonstruktionen. Rapporten avgränsas också till att behandla en monteringshall uppförd på en plan yta d.v.s. stödbenen är lika långa. Någon utfyllnad för att jämna till markytan har därmed inte studerats.

Rapporten kommer att behandla fiktiva markförhållanden med tre olika jordmaterial. Dessa material är lera, silt och grusig sand med varierande mäktigheter. Det är tänkt att NCC Komplette konceptet skall spridas i hela Sverige men för närvarande finns det endast en fabrik som tillverkar NCC Komplette-hus. Fabriken är belägen i Hallstahammar i Västmanland och husen kommer i nuläget att uppföras i eller i närheten av Mälardalen. Jordmaterialens egenskaper för de fiktiva markförhållandena i denna rapport bestäms därför främst utifrån karakteristiska markegenskaper i Mälardalen.

1.5 Indelning av rapporten

När man ska utvärdera vilka metoder som bör användas vid en viss grundläggning är det viktigt att tänka både i tekniska och ekonomiska banor. Tillförlitlig kunskap om markförhållandet är det som har en avgörande roll för att välja rätt grundläggnings- respektive förankringsmetod. Noggranna analyser bör därför utföras både i fält och i laboratorium för både markförhållandet och jordmaterialet. Vid projektering är det även viktigt att tänka på följande:

- Vilken säkerhetsklass skall dimensioneringen utföras i?
- Vilka laster skall föras ned i marken?
- Uppnås tillräcklig geoteknisk och konstruktiv bärförmåga?
- Vilka deformationer kan uppstå och accepteras?
- Hur är det med arbetsutrymmet, med tanke på maskinvalet?
- Vilka produktionsmässiga störningar kan uppstå?
- Hur är det med områdespåverkan, är området känsligt för störningar?

De två första punkterna ovan diskuteras i rapporten i kapitel 4 och 5. Huruvida geoteknisk och konstruktiv bärförmåga uppnås med de olika åtgärderna samt vilka deformationer som kan förväntas uppstå tas upp i kapitel 9.1. De sista tre punkterna är svåra att diskutera i detta fall då rapporten endast behandlar fiktiva fall. För att ta hänsyn till arbetsutrymme, om området är störningskänsligt samt vilka störningar som kan uppstå måste enskilda platsundersökningar utföras.

I kapitel 11 redovisas kostnaderna för de olika åtgärderna. Vid utvärdering av ekonomin bör följande frågor ställas:

- Hur mycket tid kommer det att ta?
- Finns det stor risk för avbrott i produktionen, därmed extra kostnader?
- Hur stor är följden av störningar i området?

Totalekonomi är ett viktigt begrepp som man bör ta hänsyn till vid val av förstärkningsmetod. I detta vägs alla indirekta kostnader in som rör både material, utförande och störningar. Dessa är t.ex. kostnader för stillestånd och oönskad omgivningspåverkan. Då monteringshallens användande har ett väsentligt högre värde än kostnaden för en bra grundläggning är det oerhört viktigt att använda rätt metod, där man väger in alla indirekta faktorer som påverkar projektets slutkostnad. I beräkningarna har dessa punkter inte tagits med eftersom rapporten bygger på fiktiva fall. Diskussion kring de ekonomiska detaljerna har dock gjorts i kapitel 12.

2 Monteringshallen

Hallen fungerar som väderskydd och underlättar monteringen av NCC Kompletthusen. Hallen används bara under uppförandet av det innanförliggande huset och beräknas därför vara uppställd som längst under ett halvår.

För att spara tid och undvika problem vid uppförandet av monteringshallen arbetar idag ett speciellt team med att montera och demontera hallarna. Det är tänkt att detta team, vid hög produktion, enbart ska arbeta med dessa hallar på planerade byggplatser. Uppförandet av en hall förväntas att ta omkring fyra till fem veckor (Enqvist, 2006).

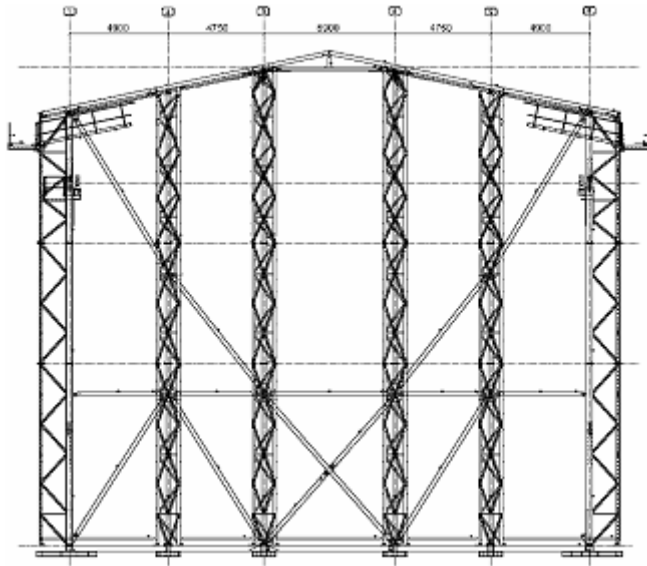


Figur 2.1 Monteringshall uppställd i Ursvik

2.1 Hallens konstruktion

Hallen som har valts att studeras är en hall som används för montering av bostadshus med upptill 8 våningar, vilket är den högsta höjden för systemet. Monteringshallen är 48 meter lång, 26 meter bred och 36 meter hög, vilket medför ordentligt med utrymme vid husmonteringen. Stommen består av 24 st fackverkspelare som sammanbinds med drag- och tryckstag. På pelarna är takstommen, som består av fackverkstakstolar, fäst.

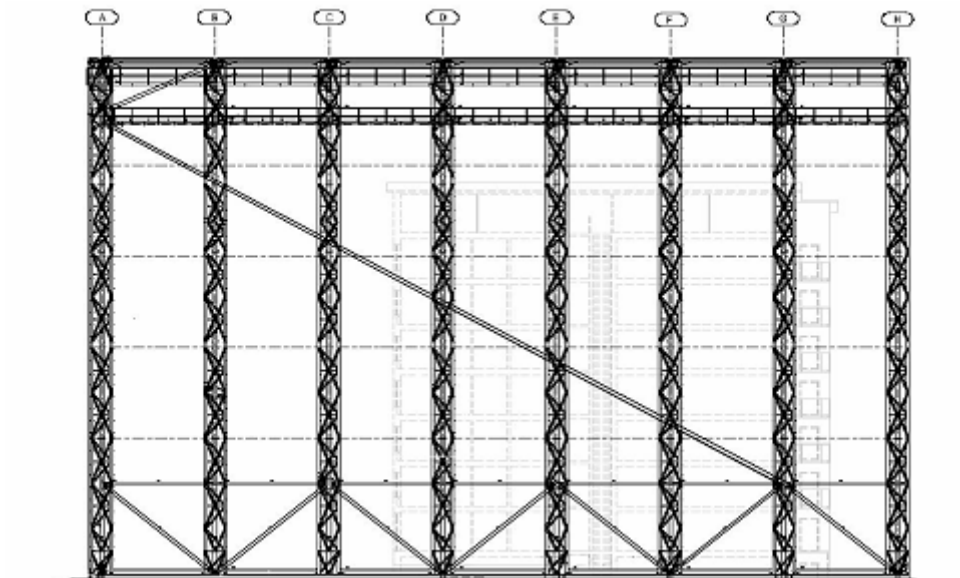
I Figur 2.2 visas hur hallens gavel är uppbyggd. Gaveln består av sex pelare om fem fack med varierande bredd. Pelarna består av en fackverkskonstruktion med triangulärt tvärsnitt. Runt hela monteringshallen går en H-balk på vilken hallens pelare är fästa. Denna balk är i sin tur fäst på enskilda stålfötter under varje pelare. Stålfötterna har en dimension på 1,2 x 3 m, se bilaga 1.



Figur 2.2 Monteringshallens kortsida

Notera att det inte finns något snedstag längst ner i hallens högra fack, där har det lämnats plats för infart av fordon. När lastbilarna kommer lastade med byggnadselement från fabriken körs de in i hallen genom denna öppning (se även Figur 2.1). Därefter lastas byggnadselementen av och monteras på plats med hjälp av en traverskran som vilar på två skenor som löper längs hallens långsidor, se Figur 2.2 ovan.

I Figur 2.3 nedan visas en ritning över monteringshallens långsida. Här finns sju fack med samma avstånd mellan pelarna.



Figur 2.3 Monteringshallens långsida

Utanpå monteringshallen fackverksram ligger en duk som fungerar som en klimatskärm (se Figur 2.1). Duken består av två lager gummi som håller vind och väta ute.

2.2 Traversen

Traversen används för att underlätta monteringen och hjälper till att hissa upp byggnadselementen som kommer på lastbil från fabriken. Traversen rör sig utmed skenor som är monterade längs långsidan högst upp i hallen. Spannet mellan skenorna är 25 m. Traversbalken körs i längsled vilket medför att traversens arbetsområde täcker hela ytan i hallen. Traversen är monterad på samma stomme som monteringshallen. Då traversen utgör hjärtat i systemet medför det att hallkonstruktionen blir känslig för differenssättningar mellan de enskilda pelarna.

Traversen har ett stort behov av att monteringshallen skall stå på ett plant underlag för att traversen skall kunna köras. Det blir därmed traversen som bestämmer storleken på differenssättningarna. Traversen är mest sättningskänslig i de båda skenorna längs långsidan. Om ena sidan skulle sätta sig mer än 20 mm kan detta medföra att traversens hjul hamnar snett eller i värsta fall faller ur sin skena. Detta skulle i sin tur medföra att traversen inte kan fungera som den skall och arbetet skulle stå stilla. Traversen tros inte vara lika sättningskänslig om två stödben på samma långsida skulle ha en sättningsdifferens på 20 mm, men för att vara på den säkra sidan sätts samma krav även här (Fooladi, 2006).

3 Markförhållanden

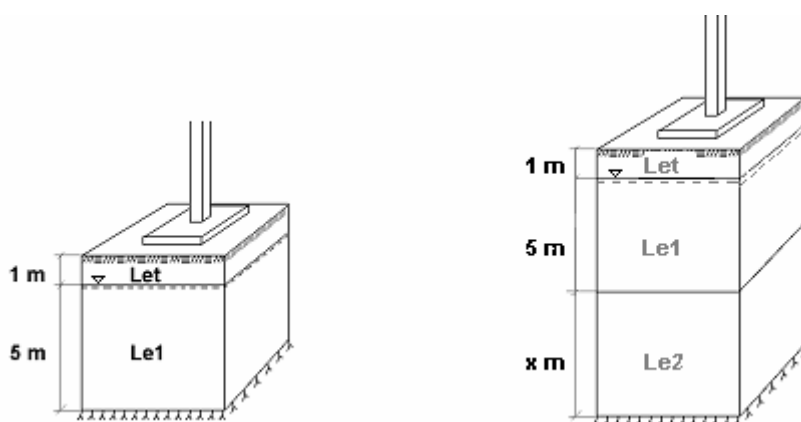
Denna rapport tar upp nio fiktiva fall av geotekniska förhållanden som är vanligt förekommande i Mälardalen. De fiktiva förhållandena är lera, silt och grusig sand med djup om 5, 10 respektive 50 meter. Valda materialegenskaper för ovan nämnda förhållanden redovisas nedan. Värden på materialegenskaper har valts utifrån erfarenhetsvärden för jordmaterial i Mälardalen (Christiansson, 2006). Grundvattennivån antas ligga 1 meter under markytan i samtliga markförhållanden. Värden som ges nedan är karakteristiska värden. I bilaga 2 redovisas en sammanställning av nedan nämnda materialegenskaper.

3.1 Lera

I modellen med lera har jordlagerföljden antagits ha följande fördelning:

Överst finns en torrskorpelera med en tjocklek på en meter. Därunder finns två lerlager där det översta lagret har en mäktighet på 5 meter. Det undre lerlagret vilar på friktionsjord ner till berg, se Figur 3.1.

Torrskorpeleran har antagits ha en tunghet på 17 kN/m^3 samt en skjuvhållfasthet på 50 kPa. Kompressionsmodulen, M , för torrskorpelera har valts till $k \cdot c_d$ där k kan antas vara 500 för torrskorpelera (Handboken Bygg, 1984). Den underliggande lösa leran har samma tunghet som torrskorpeleran, 17 kN/m^3 . Leran har en reducerad odränerad skjuvhållfasthet på 10 kPa i underkant torrskorpa och ökar därefter med 1 kPa per meter mot djupet. Leran är överkonsoliderad med 10 kPa till 6 meters djup och därefter antas den vara överkonsoliderad med 20 kPa. Leran antas vara normalt överkonsoliderad med en överkonsolideringsgrad under 1,5. Kompressionsmodulen, M_0 , beräknas som $k \cdot c_d$ där $k = 350$ för en mellanplastisk lera (Handboken Bygg, 1984). Modulen M_L har satts till 400 kPa för det översta lerlagret samt 800 kPa för det understa. Modulökningen M' antas vara 11 respektive 13 kPa/m. Den vertikala permeabiliteten i leran antas vara $1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ för det övre lerlagret samt $1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ för det undre.



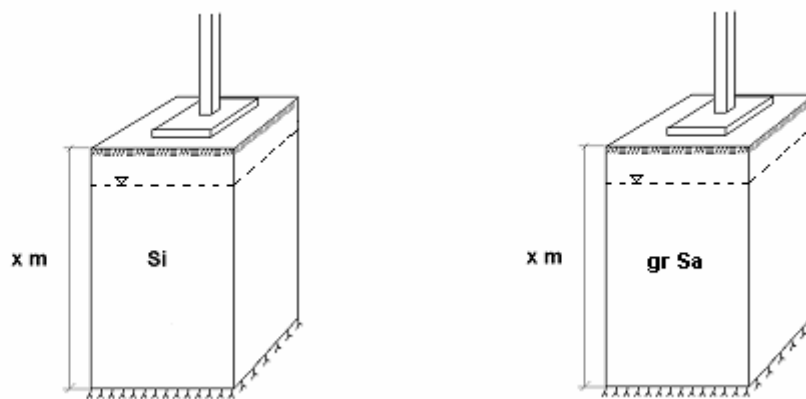
Figur 3.1 Lerans lagerföljd

3.2 Silt

Det andra jordmaterialet är silt, vilket antas ha samma materialegenskaper genom hela mäktigheten ner till berg (Figur 3.2a). Silten antas ha en omättad tunghet på 18 kN/m^3 samt en mättad effektiv tunghet på 10 kN/m^3 . Silten har antagits ha en inre friktionsvinkel på 31° och en E-modul som uppskattats till 10 MPa .

3.3 Grusig sand

Den grusiga sanden har i likhet med silten homogena materialegenskaper ner till berg, se Figur 3.2b. Den grusiga sanden antas ha en omättad tunghet på 19 kN/m^3 samt en mättad effektiv tunghet på 11 kN/m^3 . Sanden har antagits ha en inre friktionsvinkel på 38° och en E-modul på 25 MPa .



Figur 3.2 a) Siltens jordlagerföljd

b) Grusig Sands lagerföljd

4 Dimensioneringsmetoder som använts

I bärighets- och sättningsberäkningar har partialkoefficientmetoden tillämpats om inget annats nämns. Detta innebär att säkerheten beaktas genom att koefficienter har lagts på materialparametrar och för beräkningsmodell. Förutsättningarna ska väljas så att den farligaste kombinationen av bärförmåga och lasteffekt uppmärksammas. Detta gäller för såväl utförande som för användningen av geokonstruktionen. Med hänsyn till hur stora personskador som kan uppkomma om ett brott i konstruktionen skulle uppstå, väljs en säkerhetsklass (Bergdahl, 1993).

Dimensionering av grundläggningen görs i bruks- och brottgränstillstånd, d.v.s. en granskning där man dimensionerar konstruktionen för att uppnå acceptabel säkerhet för både normaltillståndet samt då maximal belastning råder. I vissa beräkningar har totalsäkerhetsfaktor använts. Vid beräkning med totalsäkerhetsfaktor utförs dimensioneringen med en faktor som har tagits fram genom erfarenhet och utvärderingar.

4.1 Brottgränstillstånd

I brottgränstillståndet kontrolleras den vertikala bärförmågan för geokonstruktionen. För att beräkna bärförmågan krävs det att den dimensionerande jordmodellen och lastmodellen tas fram. Tillvägagångssättet för hur bärförmågan har beräknats, beskrivs i kapitel 9.2. Vid beräkning i brottgränstillstånd har dimensionerande materialvärden tagits fram genom division med koefficienterna för säkerhetsklass, γ_n , och material, γ_m , enligt:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \quad (4.1)$$

För denna dimensionering föreligger risk för enstaka personskada, varvid säkerhetsklass 2 har valts med säkerhetsfaktor $\gamma_n=1,1$. För lera sätts γ_m för skjuvhållfastheten till mellan 1,6 och 2,0 i brottgränstillstånd, beroende på hur mycket undersökningar som har gjorts på skjuvhållfastheten (Bergdahl, 1993). Eftersom beräkningarna utförs på fiktiva markförhållanden har säkerhetsparametern valts till 1,8. Dimensionerade värde på materialens tunghet har valts lika med det karakteristiska värdet eftersom tungheten erfarenhetsmässigt uppvisar en liten variation erfarenhetsmässigt.

För friktionsjord reduceras friktionsvinkeln genom att partialkoefficienterna läggs på $\tan \theta$ enligt:

$$\phi_d = \arctan \frac{\tan \phi_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \quad (4.2)$$

Partialkoefficienten, $\gamma_{m\phi}$, för hållfasthetsparametern $\tan \phi$ väljs oftast mellan 1,1 – 1,3 (Bergdahl, 1993). Även i detta fall har koefficienten valts försiktigt, 1,2 i brottgränstillstånd.

4.2 Bruksgränstillstånd

I bruksgränstillstånd ska geokonstruktionen klara av de belastningar som den normalt utsätts för. Vid dimensionering av geokonstruktioner i bruksgränstillstånd är det vanligen sättningar som undersöks. Detta görs för att rörelser och deformationer inte skall skada byggnadskonstruktionen. Dimensionerande värden på ingående parametrar räknas på motsvarande sätt som i brottgränstillståndet, förutom att koefficienterna är något lägre.

Partialkoefficienten för lerans skjuvhållfasthet ligger i bruksgränstillstånd mellan 1,3 och 1,6. Även i detta fall väljs ett värde högt i intervallet, $\gamma_{mc} = 1,6$ eftersom beräkningarna utförs för fiktiva markförhållanden. Vid sättningsberäkning för silt och sand, används jordmaterialets elasticitetsmodul, E . Enligt normen ligger partialkoefficienten för elasticitetsmodulen, γ_{mE} , mellan 1,3 och 1,6. För silt har koefficienten γ_{mE} valts till 1,5 och för sanden har γ_{mE} valts till 1,4 (Bergdahl, 1993). Silten uppfattas som ett besvärligare jordmaterial och har därmed en högre partialkoefficient. Även i bruksgränstillståndet är partialkoefficienten för tungheten lika med 1,0. För vidare information om hur sättningsberäkningarna har utförts hänvisas läsaren till kapitel 9.1.

5 Laster som verkar på monteringshallen

När hallen står uppställd kommer den att utsättas för olika belastningar. Dessa laster är både statiska och dynamiska. Nedan beskrivs de laster som påverkar hallen och som kommer att ge upphov till stödreaktioner, se även bilaga 3. I de lastfall som rapporten behandlar har laster bestämts med hänsyn till förhållanden från Mälardalen. Detta examensarbete innefattar inte att ta fram laster för de olika lastfallen. Lasterna har erhållits från NCC Teknik i Solna som i sin tur fått uppgifter från hallkonstruktör samt hallfabrikant.

5.1 Egentyngd

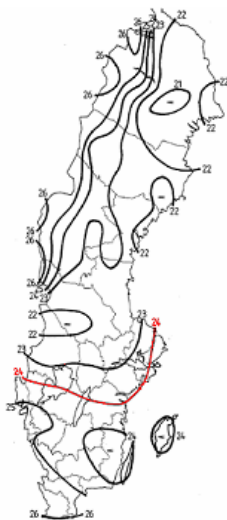
Hallstommens egentyngd består av stålfackverkets tyngd samt av den heltäckande gummiduken. Egentyngden uppgår till 120 kN per upplag (Fooladi, 2006).

5.2 Traverslast

Storleken på traverslast kommer i verkligheten att variera efter hur tunga byggsektioner traversen lyfter. I rapporten definieras två fall av traverslast, dels enbart traversens egentyngd som uppgår till 90 kN och dels den dynamiska last som inverkar då traversen kör fullastad. Traversens maxlast är 20 kN (Fooladi, 2006).

5.3 Vindlast

Storleken på den vindlast som verkar på hallen bestäms utifrån var hallen placeras geografisk. I karta nedan fås att referenshastigheten i Mälardalen uppgår till 24 m/s (BFS, 2003:6).



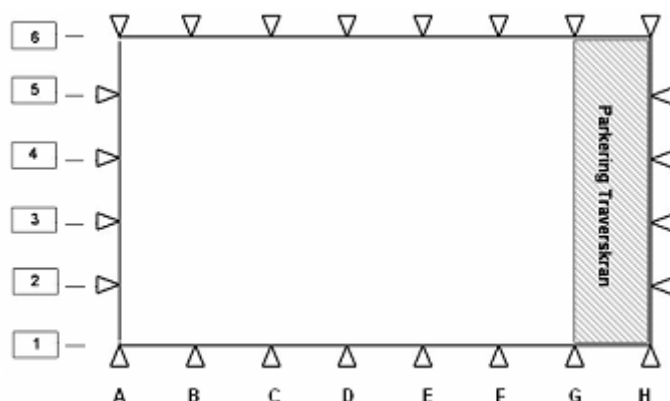
Figur 5.1 Geografisk karta över vindens referenshastighet (BFS, 20003:6)

5.4 Snölast

Dimensionerande snölast beräknas utifrån ett grundvärde för snölast på mark baserat på var konstruktionen är placerad geografiskt. Grundvärden för snölast på mark, enligt BKR (Boverket, 2003), representerar den snölast som i genomsnitt återkommer en gång på 50 år. I Mälardalen uppgår föreskriven snö på mark till $2,0 \text{ kN/m}^2$ (BSV, 1997). Detta grundvärde korrigeras därefter med hänsyn till hur taket är utformat, d.v.s. hur stor risk utformningen utgör för snöanhopning till följd av ras och glidning. Även energiförluster genom tak och annan termisk påverkan kan ha inverkan vid dimensionering av snölast.

6 Lastfall

Rapporten behandlar tre lastfall, korttidslast-tryck, korttidslast-drag samt långtidslast. Dessa lastfall har tagits fram genom en ramanalys som utfördes av konstruktör på NCC Teknik. Konstruktören har i sin tur erhållit aktuella lastparametrar från hallkonstruktören och hallfabrikanten. I rapporten benämns monteringshallens stödben enligt Figur 6.1.



Figur 6.1 Benämning av stödben

Lasterna i monteringshallen kommer att behandlas utifrån symmetri. De två långsidorna förväntas föra ner lika stora laster i stödbenen på motsatt sida d.v.s. lasten på stödben C1 antas vara lika stor som på stödben C6. Även kortsidorna antas ha lika stora laster på motsatta ben. Detta bestäms efter antagandet att man inte vet från vilket håll vinden kan komma att påverka hallen. I lastfallet långtidslast tas ej hänsyn till detta då lastfallet ej påverkas av vindlasten. Dessutom förväntas traversen vara parkerad utmed samma kortsida då den inte används vilket medför att långtidsbelastningens storlek är större på denna sida.

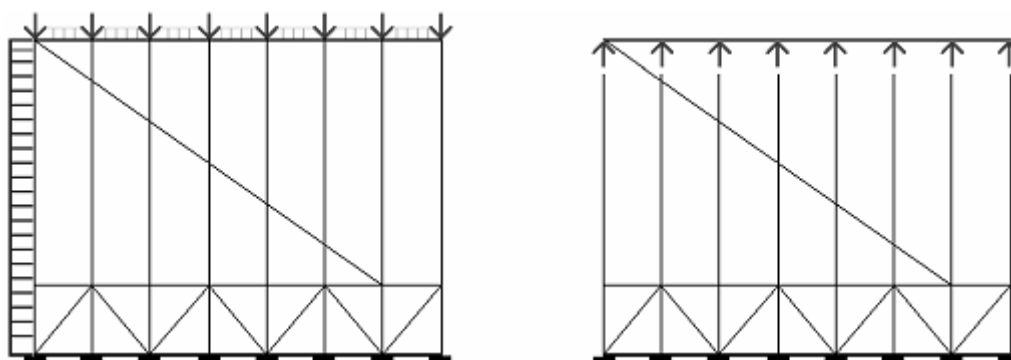
6.1 Korttidslast

Det första lastfallet, korttidslast med avseende på tryck, har använts vid bärlighetsberäkning. Den dimensionerande korttidslasten är den största last som hallen utsätts för och som förs ned i dess stödben. De krafter som medverkar till korttidslasten är vind-, snö- och traverslast, se ekvation 6.1. Vindlasten som påverkar är max vindlast som medför positiv vindlast, d.v.s.. vinden trycker ner monteringshallens tak enligt Figur 6.2a. Med traverslast avses de dynamiska effekter som påverkar hallen då traversen är igång och kör fullastad.

$$Q_{tryck} = Q_e + Q_s + Q_t + 1,3 \cdot Q_v + 1,3 \cdot Q_{v \text{ positiv}} \quad (6.1)$$

Det andra korttidslastfallet beror av de negativa vindlaster som kan uppkomma när det blåser, se Figur 6.2b. Uppgifter om lastens storlek har hämtats från ett tidigare fall, Fyrisstrand i Uppsala. Detta lastfall ligger till grund för dimensionering av förankringsåtgärd. Monteringshallen består av en relativt lätt fackverkskonstruktion som kräver förankring. Vid dimensionering av förankringslast tillgodoses inte

hallens hela egentygnd. Egentygnden reduceras till 0,85 av ursprungligt värde för att beräkningar skall vara på den säkra sidan.



Figur 6.2 a) Korttidslast-tryck

b) Korttidslast-drag

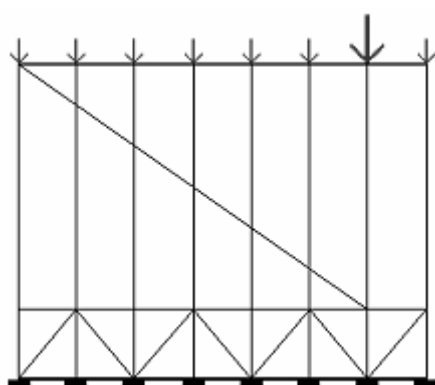
Eftersom monteringshallen är en temporär byggnad kan vindlasten reduceras med avseende på under vilka månader hallen uppförs (BKR). Hallkonstruktören anser att denna hall är så pass stabil att vindlasten i detta fall kan reduceras till lägsta värde enligt BKR, d.v.s. vindlasten reduceras till 0,62 av dimensionerande vindlast oavsett under vilken årstid hallen kommer att vara uppförd (Fooladi, 2006).

6.2 Långtidslast

Det tredje lastfallet, långtidslast, används vid sättningsberäkningar. Monteringshallens dimensionerande långtidslast består av dess egentygnd samt av traversens egentygnd, se ekvation 6.2.

$$Q_{långtid} = Q_e + Q_{ts} \quad (6.2)$$

Då traversen är parkerad belastas stödben G1 och G6 av traversens egentygnd d.v.s.. 65 kN extra läggs på vardera benet se Figur 6.3.



Figur 6.3 Långtidslast

7 Grundläggningsmetoder

Nedan beskrivs olika förstärkningsmetoder som kan tänkas användas vid grundläggning av monteringshallarna. De grundläggningsmetoder som valts att studera i rapporten har tagits fram tillsammans med NCC Teknik samt Hercules Grundläggning AB. Två huvudtyper av grundläggning har studerats, yt- respektive djupgrundläggning.

7.1 Plattgrundläggning

Som tidigare nämnts står monteringshallens pelare på stålfötter. Dessa sprider lasten på en begränsad yta med en storlek på $1,2 \times 3 \text{ m}^2$. I sämre jordar har denna lastspridning visat sig vara otillräcklig. För att få bättre lastspridning kan den lastspridande ytan ökas t.ex. med hjälp av plåtar.

7.1.1 Lastspridande plåtar

Lastspridande plåt är en ytgrundläggningsmetod där plåten läggs under stålfoten för att öka lastspridningen. Detta är en enkel metod för att minska sättningarna och få ett ökat värde på bärligheten. Dimensionerna på plåtarna kan varieras, i denna rapport har plåtar med en tjocklek på tre cm och en area på $2,4 \times 2,4 \text{ m}^2$ använts. Även två plåtar i bredd som medför en platta med dimension $2,4 \times 4,8 \text{ m}$ (benämns i rapporten som dubbla plåtar) har studerats i bärlighets- och sättningsberäkningar.

Fördelen med denna metod är att den är mycket enkel och snabb att utföra. Den är också mycket ekonomisk då plåtarna kan återanvändas i kommande projekt.

7.2 Pålgrundläggning

Pålar är en djupgrundläggningsmetod som används för att fördela och överföra vertikala och horisontella laster från den överliggande byggnaden ner till jordlager med bättre bärlighets- och sättningsegenskaper. Lasterna överförs från pålen till den omgivande jorden genom spets och mantel. Hur stor del av lasten som förs ned genom manteln respektive spetsen beror på vilket jordmaterial som finns samt till viss del hur pålen är slagen. Användning av pålar ökar bärförmågan och reducerar sättningarna. Ofta används pålar för tyngre byggnader och större anläggningar där de ytliga jordlagren saknar tillräcklig bärförmåga för att klara av den aktuella lasteffekten. Pålning är en metod som används för de flesta jordarter och är mycket vanlig för glaciala och postglaciala leror samt mellanjordar som silt och finsand (Holm, Olsson, 1993).

Pålens bärförmåga begränsas dels av pålens lastkapacitet och dels av den geotekniska bärförmågan. Det lägsta värdet av lastkapaciteten och den geotekniska bärförmågan blir dimensionerande. Eftersom pålarna befinner sig under byggnaden är de svåra att inspektera och reparera. För att verifiera den geotekniska bärförmågan krävs därför kontroll av pålarna under installationen. Kontrollen utgörs oftast av stoppslagningsmätning, där man mäter pålens bärförmåga och hur den ökar med neddrivningsdjupet (Pålkommissionen, 1996).

Nedan beskrivs några olika påltyper som har analyserats i detta arbete. Inga detaljlösningar har studerats för hur infästningen mellan påle/pelare och hallens stålfot bör utformas. Några enkla förslag har dock getts.

7.2.1 Betongpålar

Den vanligaste typen av pålar i Sverige är betongpålar. Dessa är förtillverkade i fabrik där pålarnas dimension är standardiserad i olika klasser. Pålarna tillverkas inomhus och längderna varierar mellan 3 till 13 meter. Tvärsnittet på pålarna är vanligen kvadratisk, se Figur 7.1, men det finns andra typer, exempelvis runda och åttakantiga (Pålkommissionen, 1996).



Figur 7.1 Betongpålar med bergsko (www.hercules.se)

Betongpålarna finns i tre standardklasser, SP1, SP2 och SP3. SP1 har ett kvadratisk tvärsnitt med sidan 235 mm och tar i brottgränstillstånd maximalt en lasteffekt på 550 kN. Både SP2 och SP3 har ett kvadratisk tvärsnitt med sidan 270 mm och tar maximalt 750 kN i brottgränstillstånd. Dessa värden är dimensionerande för lastkapaciteten när platskontroll inte kan utföras. Skarvning utförs med standardiserade delar som har tillräcklig styvhet och klarar att överföra laster och moment som uppstår både vid installationen och brukandet (Pålkommissionen, 1996).

Vid installation av pålarna används ofta en hydraulisk fallviktshejare. Fallviktshöjden anpassas efter pålens neddrivningsmotstånd. För att installera betongpålarna krävs det att jordförhållandena är noga undersökta. Det är även viktigt att jorden inte innehåller block som kan skada pålen då den slås ner i marken.

Det finns många fördelar med betongpålar. De är billiga i förhållande till många andra pålsorter, de är lätta att få tag i och metoden med betongpålar är en mycket beprövad metod med omfattande forskning. Dessutom har betongpålar stor mantelfriktion och kan därmed användas både som mantelbärande och spetsbärande. Ytterligare fördelar är att betongpålen kan användas både som friktions- och kohesionspåle samt ta upp både tryck- och dragbelastningar. Vanligtvis brukar inte betongpåle rekommenderas som dragförankring då eventuell sprickbildning skulle kunna medföra avrostning. I detta fall står hallen uppförd under så pass kort tid att avrostning inte behöver tas hänsyn till. En annan fördel med betongpålning under monteringshallen är att huset som skall byggas innanför antagligen också grundläggs med betongpålar, om extra förstärkningsåtgärder krävs för markförhållandet. Detta medför att utrustning redan finns på plats och man kan bortse från etableringskostnad.

Det finns dock inte bara fördelar med betongpålar. En nackdel är att det krävs en stor maskin vid installationen som i vissa områden kan vara svår att framföra. En annan nackdel är att installationen av pålarna sker genom nedslagning. Installation genom slagning kan orsaka skadliga vibrationer och massuppträngning.

7.2.2 Stålpålar

Stålpålar finns i olika storlekar och fabrikat. En vanligt förekommande typ är Rautaruukki-pålar (RR-pålar) som utvecklats i Finland. RR-pålar är en typ av stålpåle som installeras genom tryckning eller slagning. Systemet är typgodkänt i Sverige och Finland och består av stålrör, hylsskarvar, pålspetsar och topplattor. RR-pålarna används för att grundlägga olika typer av byggnader och anläggningar. Pålarna finns i en mängd olika storlekar och kan skarvas så att lasterna kan föras ner till jorden på ett lämpligt sätt. Den minsta påltypen har en bärförmåga runt 100 kN och den största runt 1500 kN (Rautaruukki, 2004).

En fördel med RR-pålar är att de som ovan nämnts är lätta att skarva. Stålpålen är ihållig vilket medför att eventuell kontroll av pålens rakhets är enkel att utföra. I och med att pålen är ihållig kan den fyllas med betong och på så sätt ges ökad lastkapacitet. Installationen kan ske både genom slagning och genom borrar. Det sistnämnda medför mindre vibrationer som kan vara skadliga för omgivningen. Installationen ger också mindre jordundantäckning då pålarna har liten diameter i jämförelse med exempelvis betongpålar. Ytterligare en fördel är att installationen utförs med en relativt liten maskin, se Figur 7.2, vilket medför att den kan användas på platser med liten yta. RR-pålar har dock dålig friktion längs manteln samtidigt som mantelarean är relativt liten vilket medför att pålen fungerar bäst som spetsbärande påle.

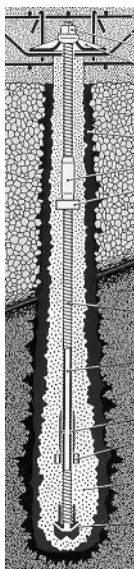


Figur 7.2 Nedslagning av RR-pålar (www.hercules.se)

7.2.3 Injekteringspåle

Ischebeck Titanpåle kan användas som förankringsstag, jordspik eller som en påle som kan ta både tryck- och dragbelastningar. Titanpålen slås inte ner i marken som många andra sorters pålar gör utan staget fungerar som ett borrarstål med en borrar kärna längst fram. Härmed borrar staget ner genom berget eller jorden istället för att slå.

Samtidigt som staget borrar ner genom jordmaterialet injekteras en cementsuspension genom staget. Denna suspension fungerar som en spolarvätska under borrarningen men bildar även en cementkropp omkring borrarstålet. Cementkroppen har som uppgift att föra över lasten till omgivande jord samt utgöra ett korrosionsskydd för stålet, se Figur 7.3. I detta fall kommer monteringshallen endast vara i bruk under sex månader vilket gör att ingen hänsyn behöver tas till korrosionsskydd (De neef, 2004).



Figur 7.3 Skiss över TITAN-påle (De neef, 2004)

En stor fördel är att borrhning och injektering sker samtidigt vilket medför att installationen går fortare än med mer traditionella metoder. En annan fördel är att omgivningen inte blir påverkad av installation genom borrhning. Ytterligare en fördel är att borrhade injekteringspålar inte utsätts för lika stora påfrestningar när pålen installeras som slagna pålar utsätts för. Titanborrstålet är dessutom ihåligt vilket medför enkel kontroll av rakhet. Installationen utförs även här med en relativ liten maskin. I förhållande till betongpålar är detta en dyr grundläggningsmetod men den kan vara försvarbar på stora lerdjup samt i markförhållanden med sand. För projekten kan det även vara ekonomiskt då stagen används för att ta upp både tryck- och dragbelastningar.

7.3 Jordförstärkning

Ofta innebär byggande på lös lera eller annat löst jordmaterial stora problem. Stora risker för både vertikala och horisontella deformationer föreligger. Med hjälp av in situ-metoder som kalkcementpelare och MDM-pelare, vilket innebär att man borrar och tillsätter material i marken för att skapa pelare på plats, kan jordens deformationsegenskaper förbättras avsevärt (www.hercules.se).

7.3.1 KC-pelare/ MDM-pelare

Kalkcementpelare är en förstärkningsmetod som minskar sättningarna och ökar stabiliteten av jorden. Metoden används främst i lera men är lämplig också i andra lösa jordarter. Tillvägagångssättet för metoden är att ett blandningsverktyg roteras ner i jorden till avsett djup. Därefter roteras blandningsverktyget upp i motsatt riktning samtidigt som bindemedel blandas in i jorden.

Kalkcementpelarna har vanligtvis en diameter på 0,6 eller 0,8 m och kan göras omkring 25 m långa. Pelarna kan sättas i valfritt mönster för att ge optimal verkan. Pelarna kan sitta singulärt, vilket är vanligt vid vägbyggnationer, eller installerade i varandra som ett block eller skivor.

För jordförstärkning i samband med grundläggning av monteringshallarna klara dock inte KC-pelare de tryckbelastningarna som uppkommer i korttidsfallet. Pelarna

kommer framförallt krossas i ovankant, vilket leder till för stora deformationer. Hercules Grundläggning AB har vidareutvecklat kalkcementpelare till en ny metod som kallas MDM (Modified Dry Mixing). Denna metod ger en betydligt högre hållfasthet hos pelarna. Metoden skiljer sig en aning från den traditionella kalkcementpelarmetoden. I MDM-metoden blandas vatten in, och pelaren får en mer homogen struktur och kan utföras även ovan grundvattenytan. Pelare kan härmed utföras ända upp till markytan. Mängden bindemedel kan varieras för att anpassas till olika jordlager och även olika jordlagerföljder (Dannewitz, 2006). Metoden passar bra för att ta upp stora punktlaster, vilket är fallet med monteringshallen. Figur 7.4a visar hur inblandningsverktyget borrar ner i marken vid tillverkning av MDM-pelare. Figur 7.4b visar hur homogena och robusta pelarna blir i marken efter att de har brunnit och uppnått sin hållfasthet.



a) Tillverkning av MDM-pelare

b) Uppgrävning av MDM-pelare

Figur 7.4 MDM-pelare (www.hercules.se)

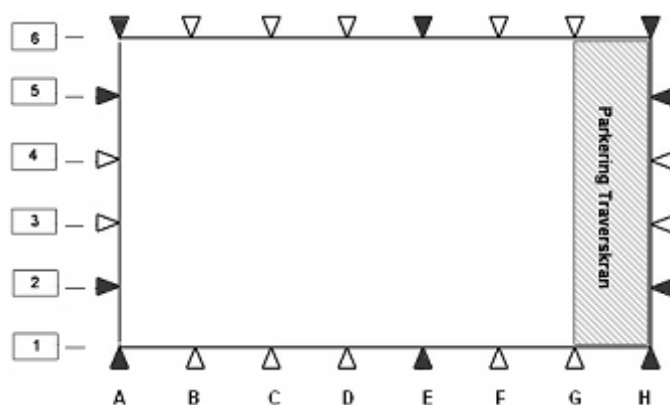
Fördelarna med metoden är att den kan anpassas till olika markförhållanden. Metoden är också miljövänlig i avseende på buller. MDM-pelare kan också ta dragkrafter om de förses med stag som greppar i pelarmaterialet (Eriksson, www.hercules.se). Vidare överförs dragkrafterna till pelarens stora mantelarea, se vidare kapitel 8.2.3. Detta kan medföra ekonomiska fördelar vid grundläggning av monteringshallarna då förankringen gärna får kombineras med grundläggningsåtgärden. För att MDM-pelare skall vara ekonomiskt försvarbart för grundläggning av monteringshallen, då etableringskostnaden är hög, bör även huset grundläggas på MDM-pelare. Då samma maskin används för KC-pelare kan MDM-pelare rekommenderas för monteringshallen även om förslagsvis en parkering eller väg i närheten grundläggs på KC-pelare.

Metoden kräver dock att markförhållandena är noga utvärderade. Gamla ledningar och pålar kan ställa till med stora problem vid installationen. Även block, stora stenar samt stubbar försvårar installationen. Metoden kräver en noggrann utvärdering och kontroll, därför bör aktiv design tillämpas. Vid grundläggning på MDM-pelare utförs i nuläget alltid uppdragning av en viss procent av pelarna. Även kärnprover tas på de härdade MDM-pelarna (Dannewitz, 2006).

Denna studie behandlar endast fiktiva fall av olika markförhållanden vilket gör att det är svårt att precisera vilka egenskaper pelarna bör ha. Egenskaperna bör studeras i fält och provpelare skall installeras i området. Efter att en provpelare har utvärderats kan en mer noggrann utförandebeskrivning tas fram. Detta för att erhålla pelare med acceptabel homogenitet och hållfasthet.

8 Förankringsmetoder

I tidigare projekt med monteringshallar har den vertikala förankringen satts enligt Figur 8.1. I denna rapport kommer vald vertikal förankring att placeras under samma stödben som hos tidigare fall. Ofta krävs även sidoförankringar för byggnader av denna typ. Denna hall anses dock vara så stabil i sidled att inga sidoförankringar behövs (Fooladi, 2006). För förankringsåtgärder som även kan ta hand om tryckbelastningar kommer eventuell omplacering av förankring att diskuteras, se kapitel 11.3.



Figur 8.1 Placering av vertikal förankring

8.1 Bergförankring

Injekterad bergförankring är idag en etablerad teknik för att förankra både temporära och permanenta konstruktioner. Bergstagen utförs i princip på samma sätt oberoende av vilket sorts stag som används. Den injekterade förankringen utförs genom att ett foderrör borras ner till berg. Ett borrhål borras därefter ca 3-7 m i berget. Efter att borrhålet har rengjorts från borrhålskax förs staget ner genom foderröret till botten av bergborrhålet. Hålet fylls med cementbruk och foderröret dras upp. Förankringen provdras när cementbruket har härdat vilket brukar inträffa efter 7-10 dygn (Handbok Bygg, 1984).

För projektet är bergförankring en relativ enkel åtgärd vid de markförhållanden där berget inte ligger alltför långt ner. På mycket små djup kan det vara det enda alternativet då tillräcklig mantelfriktion inte uppnås för andra alternativ. Vid grundläggning på stålfot eller plåt borde en enkel infästning mellan bergförankring och grundläggningsåtgärd gå att utföra med hjälp av befintliga hål i stålfot eller borrarade hål i plåt.

De stag som tas upp i denna rapport består av ett antal vajrar i ett knippe. Fördelar med vajrar är att de är enkla att installera och att längden är flexibel. Ytterligare en fördel är att det egentligen inte finns någon begränsning på hur mycket dragkraft de kan ta upp då det bara är att öka antalet vajrar. Rapporten har tittat på tre olika sorters vajrar, DYWIDAG-linor, H20-linor samt SUPA-linor.

8.2 Jordförankring

Detta avsnitt tar upp två sorters jordförankring. Det första är förankring med kohesions- och friktionspålar. Här krävs att förankringsåtgärdens mantelarea är tillräckligt stor för att uppnå önskad mantelfriktion. Den andra jordförankringsmetoden är injekterad dragstagsförankring. Det finns många likheter mellan injekterad jordförankring och bergförankring. I vår nordiska region används t.ex. samma borrhutrustning för jordstag som för bergstag, beroende på att jorden ofta innehåller block och sten (Handboken Bygg, 1984). Nedan ges några förslag på alternativ som skulle kunna fungera som dragförankring.

8.2.1 Betongpåle

Betongpålar används, som tidigare nämnts, som tryckupptagande kohesions- och friktionpålar. Är monteringshallen grundlagd med betongpålar skulle detta medföra ett ekonomiskt fördelsaktigt alternativ om de samtidigt kunde ta hand om monteringshallens dragbelastningar. Pålmaterialets dimensionerande lyftkraftsförmåga har i brottstadiet satts till 200 kN per påle för standardklass SP1 (Dannewitz, 2007).

8.2.2 HEA-balk

En enkel förankringsmetod är att använda t.ex. HEA-balkar som kohesions- och friktionsstag. Infästning i stålfot eller plåt borde gå att lösa med svetsning mellan balk och stålfot/plåt. För detta projekt är fördelarna med HEA-balkar att de kan dras upp efter användning och därmed återanvändas i kommande projekt. Dessa balkar kan hyras av Hercules Grundläggning AB (Falk, 2007).

8.2.3 GEWI-stag i MDM-pelare

Ett enkelt sätt att ta hand om dragbelastningar då man har använt sig av MDM-pelare är att sticka ner en armeringstång, GEWI-stag, i pelaren, se Figur 8.3. Detta måste göras precis efter installationen, innan blandningen har hunnit brinna. Nedstickningen utförs med maskinen som installerar MDM-pelarna (Dannewitz, 2007). Förankringen fungerar som injekterad förankring och förankringslängden i pelarna beräknas som vid injekterad bergförankring. Detta är ett ekonomiskt och enkelt sätt att ta upp dragkrafterna då grundläggning med MDM-pelare är aktuellt.



Figur 8.2 *Figuren visar hur ett GEWI-stag är nedstucket i en uppdragen MDM-pelare (www.hercules.se)*

8.2.4 TITAN-stag

Ett injekterat förankringstag som studerats närmare på i rapporten är Ischebecks TITAN-stag. Staget har även kontrollerats som grundläggningsåtgärd tidigare i rapporten. Användning av injekterat stag vid förankring fungerar på samma sätt som vid injekterad pålning, som beskrivits i kapitel 7.2.3. Även fördelarna är de samma som vid injekterad pålning. Denna metod är relativt dyr för förankring av en temporär monteringshall men kan vara ett kostnadseffektivt alternativ då stora djup gör andra förankringsalternativ dyra eller som en samverkansåtgärd för att ta upp både tryck- och dragbelastningar.

9 Jordmekanik

9.1 Sättningar

I sättningsberäkningar har förstärkningsåtgärder dimensionerats efter det lastfall som benämns långtidslast. Konsolideringssättningar som utvecklas under de sex månader, som hallen förväntas vara uppställd, har beräknats. Sättningar har beräknats under de bredvidstående par stödben som har störst lastdifferens mellan sig, dels på kortsidan och dels på långsidan. För denna monteringshall blir det sättningsdifferensen på stödben A1 och A2 på kortsidan samt stödben C1 och D1 på hallens långsida som jämförs. Kravet på hur stor sättningsdifferensen får vara mellan monteringshallens stödben är 20 mm. Storleken på detta krav har som tidigare nämnts satts med hänsyn till traversens körförmåga.

Rapporten har bortsett från eventuella sättningar orsakade av korttidslaster då dessa förväntas verka under så kort tid att endast elastiska deformationer föreligger. I sättningsberäkningarna har långtidslasten använts eftersom denna betraktas som sättningsgivande.

För att utföra en dimensionering av en geokonstruktion måste man känna till hur spänningarna i jorden är fördelade. Detta är viktigt både före och efter påförandet av laster på en platta på mark. En spänningsökning i jorden leder till deformationer.

Närmemetoden 2:1 har använts i samtliga sättningsberäkningar som beskrivs i rapporten. I denna metod antas att lasten sprider ut sig med lutningen 2:1 i studier av vertikala tillskottspänningar. Då en utbredd last verkar på ytan $b \times l$ sprids lasten så att det på djupet z är ett vertikalt spänningstillskott enligt ekvation 9.1 (Sällfors, 2001).

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{(1 + \frac{z}{b})(1 + \frac{z}{l})} \quad (9.1)$$

Metoden anses ge en god bild över tillskottspänningarna och ligger på den säkra sidan för beräkningar där jordmäktigheten är stor. Då jorddjupet är litet bör inte denna metod användas för att den underskattar tillskottspänningen då z är mindre än fundamentbredden.

Inga sättningsberäkningar har utförts på markförhållanden med mäktighet på 50 meter. Tillskottspänningen på 10 meters djup är så liten att sättningsberäkningar för markförhållanden med djup på 10 meter även har antagits gälla för markförhållanden med 50 meters djup. Eftersom det är ett avstånd på 6 meter mellan hallens pelare har spänningsökningen till följd av närliggande fundament granskats. Mitt under pelaren blir detta tillskott så litet att ingen hänsyn bör tas till detta i beräkningarna.

Nedan beskrivs hur sättningarna har beräknats i kohesions- respektive friktionsjord. Ett sammandrag av resultaten redovisas i kapitel 10.1.

Kohesionsjord

Efter att ett spänningsdiagram skapats ritas förkonsolideringstrycket, σ'_c , och gränstrycket, σ'_L , in i diagrammet. Sedan har en lämpig skiktfördelning gjorts. Därefter beräknas totalsättningen enligt ekvation 9.2. Ekvationen för sättningen består av tre delar som beror på effektivspänningens storlek och modulerna, M_0 , M_L och M' .

$$\delta = \sum h \cdot \left\{ \frac{\sigma'_c - \sigma'_0}{M_0} + \frac{\sigma'_L - \sigma'_0}{M_L} + \frac{1}{M'} \cdot \ln \left(1 + (\sigma'_0 + \Delta\sigma - \sigma'_L) \cdot \frac{M'}{M_L} \right) \right\} \quad (9.2)$$

I jordar med låg permeabilitet blir sättningsförloppet utdraget i tiden och sättningar vid en viss tidpunkt beräknas med hjälp av en tidsfaktor, T_v , som beror av tiden, t , och dräneringshöjden, h .

$$T_v = C_v \cdot \frac{t}{h^2} \quad (9.3)$$

Konsolideringskoefficienten, C_v , beräknas enligt nedan

$$C_v = \frac{k_v \cdot M_L}{\gamma_w} \quad (9.4)$$

Ur ett diagram erhålls, utifrån tidsfaktorn, medelkonsolideringsgraden, U_v , för beräknad tidpunkt. Detta värde multipliceras med beräknad tidsberoende sättning. Därefter summeras den tidsberoende sättningen med den momentana sättningen för att få slutsättningen efter beräknad tidpunkt, i dessa fall efter sex månader (Sällfors, 2001).

Friktionsjord

Sättningar i silten och den grusiga sanden utbildas momentant. Vid sättningsberäkning har ett spänningsdiagram skapats. I friktionsjord beräknas sättningen genom att medeltillskottsspänningen utvärderas för varje enskilt skikt. Därefter summeras varje skikts sättning enligt ekvation 9.5 (Sällfors, 2001).

$$\delta = \sum h \cdot \frac{\Delta\sigma}{E} \quad (9.5)$$

Sättningsberäkningar för monteringshallen kan följas i bilaga 4.

9.2 Bärighet

När en grundplatta utsätts för en vertikalbelastning av tillräcklig storlek kommer jorden under plattan att gå till ett brottgränstillstånd. Vilken typ av brott som inträffar i jorden beror på lagringstätheten samt grundplattans relativa grundläggningsdjup. Oftast uppstår det ett skjuvbrott. I detta avsnitt beskrivs hur bärigheten har beräknats för de olika bärighetsmetoderna.

9.2.1 Lastspredande plåt

Det grundtryck vid vilket de allmänna skjuvbrottet inträffar kan beräknas med den allmänna bärlighetsekvationen. Den allmänna bärlighetsekvationen baseras på Prandtls ursprungliga bärlighetsformel. Bärlighetsekvationen har sedan dess försetts med en rad olika korrektionsfaktorer som används då exempelvis excentrisk last förekommer eller då underliggande markyta lutar. Bärlighetsformeln (9.6) är generell och tillämpbar för kohesions- och friktionsjordar.

$$q_b = cN_c \xi_c + qN_q \xi_q + 0,5\gamma' b_{ef} N_\gamma \xi_\gamma \quad (9.6)$$

Ekvationens första term avser bidraget från jordens kohesion c . Den andra termen avser bidraget av överlagringstrycket på grundläggningsnivån och den tredje är bidraget från jordens tunghet där brottet sker. I termerna finns bärlighetsfaktorer N_x och korrektionsfaktorer ξ_x som beaktar avvikelser från grundfallet (Bergdahl, 1993).

I beräkningar inom denna rapport kommer ingen korrektion göras med hänsyn till excentrisk last, lutande last eller om marken lutar. Det sistnämnda får korrigeras för enskild byggplats. I dessa beräkningar har korrigerings gjorts med hänsyn till fundamentform då den allmänna bärlighetsekvationen i sin grundform enbart gäller för långsträckta fundament.

Nedan beskrivs beräkningsgången vid beräkning av bärlighet med lastspredande plåtar för kohesion- och friktionsjordar.

Kohesionsjord

För de markförhållanden där lera överlagras av en meter torrskorpelera har bärlighetsberäkningar gjorts med två olika metoder. Båda metoderna tar hänsyn till att leran överlagras med ett starkare material. I den första metoden har hänsyn tagits till att en stansning sker genom den överliggande torrskorpeleran. Den andra metoden tar hänsyn till att det sker en lastspredning ner till den underlagrande leran med 2:1-metoden (Bergdahl, 1993).

I metoden då stansning föreligger beräknas bärligheten enligt ekvation 9.7. Endast kohesionsdelen tas med i formeln eftersom överlagringstrycket på grundläggningsnivån är noll.

$$q_b = c_{u1} k_1 N_c^0 \xi_c \quad (9.7)$$

koefficienten, k_1 , beräknas enligt ekvation 9.8.

$$k_1 = \frac{2h(b_{ef} + l_{ef})}{b_{ef} l_{ef} N_c^0} + \frac{c_{u2}}{c_{u1}} s_c; k_1 < 1,0 \quad (9.8)$$

c_{u1}, c_{u2} är lerornas odränerade skjuvhållfastheter där c_{u1} är skjuvhållfastheten för den fastare leran. Avståndet mellan underkant fundament till överkant på den lösare leran betecknas h i formeln ovan. Bärlighetsfaktorn, N_c^0 , är i odränerat tillstånd lika med

$\pi + 2$. Eftersom hänsyn endast tas till inverkan av fundamentets form är korrektionsfaktorn ξ_c lika med formfaktorn, s_c , som beräknas med formeln (9.9)

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \quad (9.9)$$

I den andra metoden, som tar hänsyn till att lastspridning sker genom den fastare leran, beräknas bärförmågan med nedanstående formel.

$$q_b = c_{u1} k_2 N_c^0 \xi_c \quad (9.10)$$

där k_2 beräknas enligt nedan

$$k_2 = \frac{c_{u2}}{c_{u1}} \left(1 + \frac{h}{b_{ef}}\right) \left(1 + \frac{h}{l_{ef}}\right) \quad (9.11)$$

Ingående parametrar i denna beräkning är de samma som använts i metoden med stansning.

Friktionsjord

I den grusiga sanden och silten bidrar endast jordens tunghet till bärigheten. Detta beror på att jorden saknar kohesion och att plattan läggs direkt på mark. Värdet på tungheten är medelvärde av jordens tunghet i området där brottet förväntas ske. Bärigheten beräknas enligt ekvation 9.12.

$$q_b = 0,5 \gamma' b_{ef} N_\gamma \xi_\gamma \quad (9.12)$$

Koefficienten, N_γ , har följande matematiska utseende

$$N_\gamma = F(\phi) \left[\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right)} - 1 \right] \quad (9.13)$$

Funktionen $F(\phi)$ beräknas enligt ekvation 9.14.

$$F(\phi) = 0,08705 + 0,3231 \sin 2\phi - 0,04836 \sin^2 2\phi \quad (9.14)$$

Eftersom hänsyn endast tas till inverkan av fundamentets form är korrektionsfaktorn ξ_γ lika med formfaktorn, s_λ , som beräknas med formeln nedan

$$s_\lambda = 1 - 0,4 \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \quad (9.15)$$

Bärighetsberäkningarna för de enkla åtgärderna med lastspridande plåt kan följas i bilaga 5. Resultaten redovisas i kapitel 10.2.1. Bärighetsberäkningen har även kontrollerats med ett Excel-program, Plattedim 3.1, som NCC har tillhandahållit. God

överensstämmelse har visats mellan handberäkningarna och programberäkningarna både vad det gäller beräkningar i friktionsjord och kohesionsjord.

9.2.2 Betongpålar

Den geotekniska bärförmågan för betongpålar beräknas på olika sätt beroende på om det är en kohesionsjord eller en friktionsjord där pålen skall installeras. Är det en mindre mäktighet på jordmaterialet än vad som krävs för att en påle ska bli mantelbärande blir pålen spetsbärande och pålens konstruktiva bärförmåga kontrolleras. Installation av pålar kan utföras med en precision på ca 100 mm. Under varje pelarfot erfordras därför minst två pålar för att undvika oönskade momentbelastningar i hallkonstruktionen (Fooladi, 2006).

Betongpålar i kohesionsjord

Vid pålning störs leran men med en normalkonsoliderad lera återfås hållfastheten. I en kohesionsjord baseras beräkningarna på ett medelvärde av den karakteristiska skjuvhållfastheten mellan de knäckningsnoder där den sämsta skjuvhållfastheten anträffas (Bergström, 2006). För en SP1-påle är det fem meter mellan knäckningsnoderna. Den sämsta skjuvhållfastheten anträffas under torrskorpeleran. I lera har inte pålens spetsbärförmågebidrag tagits med i beräkningarna för att beräkningarna ska vara på den säkra sidan. Den geotekniska bärförmågan, R , för betongpålarna fås fram genom att mantelarean, A_m , multipliceras med mantelbärförmågan f_m (Holm, Olsson, 1993).

$$R_k = f_m A_m \quad (9.16)$$

där mantelbärförmågan beräknas enligt följande

$$f_m = \alpha \cdot c_u \quad (9.17)$$

där α -värdet är 1 för betongpålarna då det läggs på reducerad skjuvhållfasthet.

Dimensionerande bärförmåga fås därefter genom att partialkoefficienter läggs på den karakteristiska bärförmågan enligt nedan:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{R_{mk}}{\gamma_{mm} \cdot \gamma_n} \quad (9.18)$$

För betongpelare sätts γ_{Rd} till 1,7 och γ_{mm} brukar antas ha ett värde mellan 1,3-1,6. Här har γ_{mm} satts till 1,45 (Holm, Olsson, 1993).

Betongpålar i friktionsjord

Beräkningen av den geotekniska bärförmågan för betongpålar i en friktionsjord följer beräkningsgången för som finns beskriven i boken Pålgrundläggning från Statens geotekniska institut. För pålar i friktionsjord bestäms den geotekniska bärförmågan som summan av spetsbärförmåga och mantelbärförmåga, enligt ekvation nedan (Meyerhof, 1976)

$$R = f_m A_m + f_s A_s \quad (9.19)$$

Mantelbärförmågan f_m beror av medelvärde av effektivspänningen utmed mantelytan, tangens utav friktionsvinkeln och jordtryckskoefficienten K_m . Mantelbärförmågan räknas ut på med ekvation 9.20.

$$f_m = K_m \cdot \tan \varphi \cdot \overline{\sigma'_m} \quad (9.20)$$

Spetsbärförmågan f_s beror av det effektiva överlagringstrycket på pelarens spetsnivå samt en bärförmågefaktor N_q . Bärförmågefaktorn utläses ur diagram (Meyerhof, 1976). Spetsbärförmågan räknas ut på följande sätt.

$$f_s = N_q \cdot \sigma'_{os} \quad (9.21)$$

När mantel- och spetsbärförmågan har beräknats multipliceras de med respektive area och adderas, detta ger den totala geotekniska bärförmågan för pålarna. Dimensionerande bärförmåga har beräknats enligt ekvation 9.22. Beräkningarna har utförts så att den erforderliga längden hos pålarna fås fram.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{R_{mk}}{\gamma_{mm}} + \frac{R_{sk}}{\gamma_{ms}} \right) \quad (9.22)$$

För friktionsjord sätts γ_{Rd} och γ_{mm} till samma värde som för kohesionsjord. γ_{ms} väljs vanligtvis mellan 1,1-1,3 och har i denna utredning valts till 1,2 (Holm, Olsson, 1993).

Ovanstående pålberäkningar för monteringshallen finns att tillgå i bilaga 6.

9.2.3 Stålpålar

Stålpålarna har antagits spetsbärande eftersom stålpålens dimension medför liten mantelarea. Tre olika dimensioner av RR-pålar har kontrollerats och har därefter utvärderats för att finna den mest kostnadseffektiva. I beräkningar har minst två pålar använts, se betongpålar ovan. Antal pålar under varje stödben finns utvärderat i bilaga 7. Stålpålens lastkapacitet fås ur RR-pålningsmanual (Rautaruukki, 2004).

I de beräkningar som tabellen baseras på har en avrostning på 1,2 mm antagits. I fallet med monteringshallarna skall pålarna endast vara verksamma i sex månader och ingen hänsyn behöver tas till avrostning. Lastkapaciteten har även kontrollberäknats med ett datorprogram, Micropile 1.11 (Bredenberg Teknik), för att bortse från avrostning. Som väntat blev lastkapaciteten något högre enligt beräkningar i Micropile vilket betyder att lastkapaciteten är på den säkra sidan.

9.2.4 Injekteringspålar

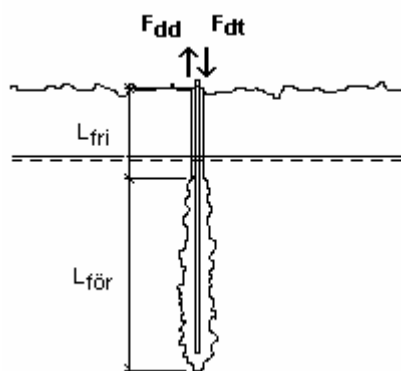
Dimensionering av titanpåle har gjorts enligt dimensioneringsguide 3 från Ischebeck TITAN (De neef, 2004). Dimensioneringen har genomförts på konventionellt sätt med totalsäkerhetsfaktor. Lämplig stagdimension har valts så att tillåten lastkapacitet med hänsyn till stagmaterial inte överskrid. Beroende på stagets dimension varierar stagets lastkapacitet. Antal stag väljs så att lastkapaciteten är större än den dimensionerande

lasten. Därefter har en gränsmantelfriktion, q_s för aktuell jordart bestämts med hjälp empiriska värden, sonderingsresultat och karakteristiska hållfasthetsvärden.

Därefter väljs lämplig borrhkrona, lerborrhkrona för lera och silt eller kryssborrkärna för sand. Borrhkronediameter bestäms utefter aktuell stagdimension. Ett förhållande mellan cementkroppens diameter och borrhkronas diameter, K_1 antas. Överslagsmässigt sätts förhållandet K_1 till 1,2 för lera och 2,0 för sand. För silt har antagits att K_1 är 1,6, ett medelvärde mellan lera och sand. Därefter har dimensionerande mantelmotstånd beräknats enligt ekvation 9.23.

$$\mu_d = \frac{q_s \cdot \pi \cdot K_1 \cdot d}{\gamma_{tot}} \quad (9.23)$$

Totalsäkerhetsfaktorn, γ_{tot} , har i detta fall satts till 1,3 då monteringshallen är en temporär byggnad. Genom att dividera dimensionerande last med dimensionerande mantelmotstånd fås erforderlig förankringslängd, $L_{för}$. Till sist har injekteringsstålets längd bestämts enligt Figur 9.1. Längden på foderröret har bestämts till $L_{för} + 1,0$ m. Att det har lagts till en meter beror på att man vanligtvis inte injekterar ända upp då injektering försvåras på marknivå genom att det inte hamnar i jorden utan i luften. I bilaga 8 kan ovan beräkningsgång följas för pålning med TITAN-påle för monteringshallen.



Figur 9.1 TITAN-påle

I lösa jordarter, framförallt i lösa leror, gyttja och löst lagrad silt, där jordens sidostöd mot pålen inte är tillräckligt kan dock pålens knäcklast bli dimensionerande. Tidigare har man antagit att om jordlagrets tjocklek är mycket mindre än pålens knäcklängd blir knäcklasten inte dimensionerande. I kommande europanorm för mikropålar (nu prEN 14199) står dock att knäcklast skall kontrolleras om den karakteristiska odränerade skjuvhållfastheten är mindre än 15 kPa (De neef, 2004). I det fiktiva fallet med lera är lerans skjuvhållfasthet 10 kPa vilket får till följd att lastkapaciteten med avseende på knäckning bör kontrolleras för detta markförhållande.

Lastkapacitet med hänsyn till knäckning fås ur Ischebecks TITAN-stag och påle dimensioneringsguide 2 (De neef, 2000). I dimensioneringsguiden har det antagits att cementen inuti borrhstålet samt 1/3 av det yttre cementskiktet bidrar till pålens böjstyvhet, vilket är ett vanligt antagande i Sverige.

9.2.5 MDM-pelare

Normalt sätts MDM-pelare i ett speciellt mönster eller i skivor under en vägbank, men i detta fall krävs det ett block för att klara de koncentrerade laster som skall föras ner till marken. Tester har visat att pelarnas tryckhållfasthet ligger på cirka 3 MPa. För att inte pelarna ska krossas kontrolleras att trycket inte överstiger 1 MPa för att vara på säkra sidan (Dannewitz 2006).

För att uppnå tillräcklig stabilitet under pelarfoten installeras pelarna i ett block. Eftersom att det är svårt att installera pelarna med god precision är det bättre att vara på den säkra sidan och använda flera pelare med kortare längd. Beräkningen utförs för ett block med 10 pelare med diameter 0,6 m under pelarfoten. Då pelarna är kant i kant med varandra, har blocket i princip lika stor tvärsnittsarea som pelarens stålfot, se Figur 9.2.



Figur 9.2 Exempel på MDM-pelare installerade som ett block (www.hercules.se)

Detta betyder att lasten kan fördelas mellan pelarna i blocket på ett effektivt sätt. Om pelarna är kant i kant med varandra vid markytan, betyder det att de på djupet kommer överlappa varandra. Detta eftersom att inblandningsverktyget under inblandningen kan glida in en bit i de närliggande pelarna, speciellt när inblandningsverktyget är utskjutet på ett stort djup. Bindemedlets inblandningsmängd är runt 200 kg per kubikmeterpelare och bör räcka för att uppnå tillräcklig hållfasthet (Dannewitz 2006).

MDM-pelarna görs så långa att den geotekniska bärförmågan blir större än lasteffekten på de enskilda fötterna. Den geotekniska bärförmågan beräknas på samma sätt som för en betongpåle och följer därmed beräkningsgången som är beskriven i boken Pågrundläggning från Statens geotekniska institut. Beräkningar kan följas i bilaga 9.

MDM-pelare i kohesionsjord

I en kohesionsjord baseras beräkningarna på ett medelvärde av den karakteristiska skjuvhållfastheten utmed pelarblocket. På grund av att munstycket som sprider bindemedlet sitter en bit upp på blandningsverktyget bildas en zon med störd oförstärkt jord vid spetsen. Spetsbärförmågan reduceras därför kraftigt och ger endast ett litet tillskott till den geotekniska bärförmågan (Dannewitz, 2006).

$$R = f_m A_m + f_s A_s \quad (9.24)$$

Mantelbärförmågan beräknas enligt ekvation 9.17 där α -värdet för MDM-pelare är 0,7. Spetsbärförmågan beräknas enligt ekvation 9.25.

$$f_s = N_c c_u \quad (9.25)$$

Bärighetsfaktorn N_c har värdet 9 och den oreducerade skjuvhållfastheten på spetsnivån används. Totalsäkerhetsfaktorer används för att reducera spets- och mantelbärförmåga. Vid reduktion av spetsbärförmågan används en totalsäkerhetsfaktor på 2, för spetsbärförmågan är denna totalsäkerhetsfaktor 10 (Dannewitz, 2006). Beräkningarna har utförts så att den erforderliga längden hos pelarblocket fåtts fram.

MDM-pelare i friktionsjord

För pelare i friktionsjord bestäms den geotekniska bärförmågan som summan av spetsbärförmåga och mantelbärförmåga, precis som för betongpålar i friktionsjord. Beräkning av pelarblockets bärförmåga följer beräkningsgången som finns beskriven för betongpålar i friktionsjord.

När mantel- och spetsbärförmågan har beräknats multipliceras de med respektive area och adderas, vilket ger den totala geotekniska bärförmågan hos pelarna. För att reducera bärförmågan används samma totalsäkerhetsfaktorer som använts i beräkningen i kohesionsjord. Beräkningarna har utförts så att den erforderliga längden hos pelarblocket fåtts fram.

9.3 Förankring

9.3.1 Bergförankring

Vid dimensionering av bergstagsförankringen krävs att man kontrollerar 4 olika brottmekanismer (Handbok Bygg, 1984), se Figur 9.3. Dessa brottmekanismer är följande:

- a) Brott i bergmassan
- b) Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och borrhål
- c) Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och förankringsstål
- d) Brott i förankringsstål

9.3.2 Jordförankring

9.3.2.1 Betongpåle

Vid användning av betongpåle som dragförankring måste hänsyn tas till både pålmaterialets dimensionerande draglastkapacitet samt den geotekniska lyftkraftsförmågan d.v.s. pålens motstånd mot uppdragning. Mantelmotståndet har visat sig vara mindre vid dragbelastning än vid tryckbelastning. Detta medför att den geotekniska lyftkraftsförmågan beräknas som 80 procent av mantelbärförmågan, se ekvation 9.28a för kohesionsjord, samt 67 procent för friktionsjord enligt ekvation 9.28b (Holm, Olsson, 1993).

$$R_m D_d = 0,8 \cdot R_{md} \quad (9.28a)$$

$$R_m D_d = 0,67 \cdot R_d \quad (9.28b)$$

Spetsförmågan tas naturligtvis inte med i den geotekniska lyftkraftsförmågan för friktionsjord.

9.3.2.2 HEA-balk

Vid användning av HEA-balkar krävs att mantelfriktionen är större än dimensionerande last. För att dimensionera HEA-balkar beräknas tillräcklig storlek på mantelarea för att uppnå erforderlig mantelfriktion.

9.3.2.3 GEWI-stag i MDM-pelare

Vid förankring med GEWI-stag i MDM-pelare utförs beräkningen på samma sätt som för bergförankring. Vidhäftningsspänningen mellan jord och pelare har enligt tidigare erfarenhet valts till ca 35 kPa (Dannewitz 2007)

9.3.2.4 TITAN-stag

Dimensionering av jordförankring med TITAN-stag utförs på samma sätt som för bärighet med TITAN-påle enligt kapitel 9.2.4. Lämplig stagdimension har valts så att tillåten lastkapacitet med hänsyn till stagmaterial vid dragstagsförankring inte överskrids. (De neef, 2000, tabell 5).

10 Resultat

10.1 Sättningar

Nedan redovisas resultaten från sättningsberäkningarna i korthet, uppdelat för de olika markförhållanden som har studerats. I tabellerna redovisas endast vilka metoder som uppfyller respektive inte uppfyller differenssättningskravet. Som tidigare nämnts gäller sättningsberäkningar för markförhållande på 10 meters djup även för markförhållanden om 50 meters djup. För vidare information om sättningarna storlek hänvisas läsaren till bilaga 4.

10.1.1 Lera

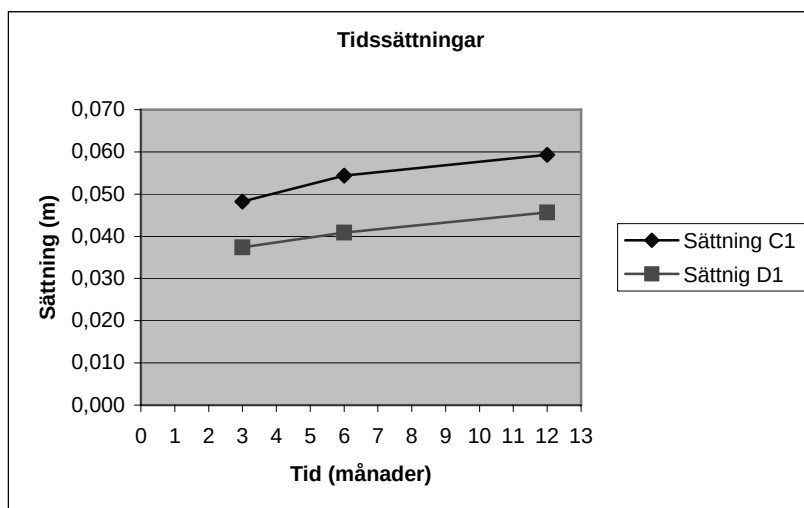
Enligt beräkningar på de geotekniska förhållandena med fem meter lera uppfylls sättningskravet med stålfot, både på hallens lång- och kortsida, se tabell 10.1. På 10 meter lera uppfylls sättningskravet på hallens långsida med stålfot. För att klara sättningskravet mellan pelare A1 och A2, krävs det att en enkel plåt läggs under stålfoten för att öka lastspridningen.

Tabell 10.1 Sammanställning av resultat för stålfot och plåtar på lera

<u>Lera 5 m</u>	Stålfot	Enkel plåt	Dubbel plåt
Långsida	OK	OK	OK
Kortsida	OK	OK	OK
<u>Lera 10 m, 50 m</u>	Stålfot	Enkel plåt	Dubbel plåt
Långsida	OK	OK	OK
Kortsida	—	OK	OK

I beräkningarna har det antagits att hallen är uppförd under en begränsad period. Det finns dock omständigheter som skulle kunna medföra att hallen kommer stå uppe både kortare och längre tid t.ex. vid längre produktionsstopp. Sättningsberäkningar på tio meter lera har därför även utförts på fall om tre, nio och tolv månader för att få en uppfattning om huruvida sättningskravet uppfylls med tiden.

I Figur 10.1 visas ett diagram med tidssättningarna för pelare C1 och D1 under tre, sex, nio och tolv månader. Härur fås att sättningskravet på 20 mm uppfylls även under de andra tidsrymderna.



Figur 10.1 Diagram över differenssättningar mellan stödben C1 och D1 under tre, sex, nio och tolv månader

10.1.2 Silt

Beräkningarna visar att ingen ytterligare förstärkning än ordinarie stålfötter krävs för att uppfylla sättningskravet på 20 mm differenssättning varken på 5, 10 eller 50 meters djup, se Tabell 10.2.

Tabell 10.2 Sammanställning av resultat för stålfot och plåtar på silt

<u>Silt 5 m</u>	Stålfot	Enkel plåt	Dubbel plåt
Långsida	OK	OK	OK
Kortsida	OK	OK	OK
<u>Silt 10 m, 50 m</u>	Stålfot	Enkel plåt	Dubbel plåt
Långsida	OK	OK	OK
Kortsida	OK	OK	OK

10.1.3 Grusig Sand

Beräkningarna visar att ingen ytterligare förstärkning än ordinarie stålfötter krävs för att uppfylla sättningskravet på 20 mm differenssättning varken för markförhållanden på 5, 10 eller 50 meters djup, se Tabell 10.3.

Tabell 10.3 Sammanställning av resultat för stålfot och plåtar på grusig sand

Gr sand 5 m	Stålfot	Enkel plåt	Dubbel plåt
Långsida	OK	OK	OK
Kortsida	OK	OK	OK
Gr sand 10 m, 50 m	Stålfot	Enkel plåt	Dubbel plåt
Långsida	OK	OK	OK
Kortsida	OK	OK	OK

10.2 Bärighet

10.2.1 Lastspridande plåt

Nedan redovisas resultaten från bärighetsberäkningar med plattgrundläggning. Där bärighetskravet har uppfyllts med stålfot eller någon dimension av plåt har det antagits att denna åtgärd kommer att användas. Detta antagande görs då detta är en billig samt mycket enkel åtgärd att utföra. Vilken åtgärd som ska användas vid de pelare som inte klarar bärigheten med plattgrundläggning utvärderas längre fram i rapporten. Känslighetsanalys har utförts på de geotekniska förhållanden för att se vid vilka gränsvärden på hållfasthetsparametrar och vid vilken grundvattennivå som samtliga förhållanden klara bärighetskravet med enbart lastspridande plåtar. Resultat från analysen redovisas under vardera förhållande.

Lera

Enligt beräkningarna i bilaga 5 krävs det extra åtgärder vid hälften av hallens 24 pelarna. Med dubbel plåt klaras bärigheten i ytterliggare åtta pelare och enkel plåt kan användas i de resterande fyra pelarna på kortsidan, se Tabell 10.4. Hänsyn måste dock tas till differenssättningar även här. Då bärigheten inte uppfylls under hörnpelarna måste dessa grundläggas med annan åtgärd. Denna åtgärd blir någon typ av pålning vilket har antagits medföra nollsättning. Beräkningar har därför utförts för att kontrollera differenssättning mellan hörnpelarna och intilliggande stödben på kortsidan där pålning inte krävs. Sättningskravet uppfylls här med samma grundläggningsåtgärd som krävs för att uppfylla bärighetskravet. Sättningskravet uppfylls dock inte mellan kortsidans mittenpelare, som för att klara bärighetskravet kan grundläggas på enkla plåtar, och de intilliggande pelarna. För stödben A3, A4, H3 och H4 krävs därför även här dubbel plåt.

Tabell 10.4 Resultat Bärighet på lera med lastspridande plåt

Långsida	Åtgärd
A1, A6, H1, H6	Lastspridande plåt ej tillräcklig, annan åtgärd krävs
B1, B6, G1, G6	Lastspridande plåt ej tillräcklig, annan åtgärd krävs
C1, C6, F1, F6	Lastspridande plåt ej tillräcklig, annan åtgärd krävs
D1, D6, E1, E6	Dubbel plåt
Kortsida	
A2, A5, H2, H5	Dubbel plåt
A3, A4, H3, H4	Enkel plåt

Känslighetsanalys

Om den karakteristiska skjuvhållfastheten hos det undre lerlagret är 20 kPa istället för 10 kPa ger detta en stor ökning av bärigheten. I detta fall klaras bärigheten med de lastspridande plåtarna för hallens samtliga pelare. Skulle torrskorpelerans mäktighet uppgå till två meter och underliggande lera ha en karakteristisk skjuvhållfasthet på 10 kPa krävs det bara extra åtgärder vid hallens fyra hörnpelare. Om lerlagrets karakteristiska skjuvhållfasthet skulle vara 15 kPa och torrskorpeleran fortfarande har en mäktighet på två meter klarar sig hallens grundläggning även här enbart med lastspridande plåtar. Känslighetsanalysen kan följas i bilaga 5.

Silt

Vid grundläggning av silt klaras bärigheten med dubbla lastspridande plåtar under samtliga stödben förutom under hörnpelarna och de bredvidstående benen på långsidan. Resultatet från bärighetsberäkningen i silt redovisas i Tabell 10.5. Även här har differenssättningarna kontrollerats. Resultaten visar att sättningskravet har uppfyllts mellan grundläggningsåtgärderna.

Tabell 10.5 Resultat Bärighet på silt med lastspridande plåt

Långsida	Åtgärd
A1, A6, H1, H6	Lastspridande plåt ej tillräcklig, annan åtgärd krävs
B1, B6, G1, G6	Lastspridande plåt ej tillräcklig, annan åtgärd krävs
C1, C6, F1, F6	Dubbel plåt
D1, D6, E1, E6	Dubbel plåt
Kortsida	
A2, A5, H2, H5	Dubbel plåt
A3, A4, H3, H4	Dubbel plåt

Känslighetsanalys

Om siltens inre friktionsvinkel uppgår till 33° istället för 31° klaras bärigheten med lastspridande plåtar vid samtliga stödben förutom vid hörnpelarna. Det samma gäller om grundvattenytan ligger två meter ner istället för en. Skulle grundvattenytan ligga ytterligare en meter ner, på tre meter, uppfylls bärigheten vid hallens alla pelare utan någon extra åtgärd. Bärigheten uppfylls även under hallens stödben med en kombination av en inre friktionsvinkel på 33° och en grundvattenyta två meter under markytan samt en kombination av en inre friktionsvinkel på 35° och grundvattenytan en meter under markytan. Känslighetsanalysen går att följa i bilaga 5.

Grusig sand

I den grusiga sanden räcker det med enkel plåt på hallens långsidor, men vid hörnpelarna krävs det dubbla plåtar. På kortsidorna klaras bärigheten med ordinarie stålfot. Resultatet från bärighetsberäkningen i grusig sand redovisas i Tabell 10.6. Kontroll av differenssättningar har utförts mellan grundläggningsåtgärderna och uppfylls även här.

Tabell 10.6 Resultat Bärighet på grusig sand med lastspredande plåt

Långsida	Åtgärd
A1, A6, H1, H6	Dubbel plåt
B1, B6, G1, G6	Enkel plåt
C1, C6, F1, F6	Enkel plåt
D1, D6, E1, E6	Enkel plåt
Kortsida	
A2, A5, H2, H5	Stålfot
A3, A4, H3, H4	Stålfot

10.2.2 Pål-/Jordförstärkning

Nedan har resultatet från pål- och jordförstärkningsberäkningar sammanställts för respektive geotekniska förhållanden.

Lera

För lera krävs annan grundläggningsåtgärd än plåtar under hörnpelarna A1, A6, H1 och H6. Även under stödbenen B1, B6, C1 och C6 krävs annan åtgärd än plåt. Tabell 10.7 visar att TITAN-påle samt MDM-pelare inte fungerar som grundläggningsåtgärd på lerdjup om 5 m samt 10 m. Dessa metoder grundas på mantelfriktion och på djup om 5 och 10 meter blir inte friktionen tillräcklig stor för att ta upp dimensionerande last med materialåtgång inom ekonomiska gränser. TITAN-påle kan användas på mäktigheter större än 33 meter med tre pålar under hörnlasterna. För TITAN-pålarna har knäcklasten kontrollerats och kriteriet har uppfyllts. Betongpålen används som spetsbärande på 5 och 10 meter. På 50 meter, med två betongpålarna, krävs det att pålarna är spetsbärande under hörnbenen och mantelbärande under de resterande stödbenen som behöver djupgrundläggning.

Tabell 10.7 Pålningsalternativ som fungerar vid olika mäktigheter av lera

Lera	Betongpåle*	RR-påle**	TITAN-påle***	MDM****
5 m	OK	OK	–	–
10 m	OK	OK	–	–
50 m	OK	OK	OK	OK

* Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 6A.

** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 7.

*** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 8.

**** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 9A.

Silt

För silt är det aktuellt med annan grundläggningsåtgärd utefter hela långsidan. Även här är det metoderna TITAN-påle och MDM-pelare som inte fungerar, men för silt gäller det enbart för djup om fem meter, se Tabell 10.8. På tio meter krävs tre stag med en staglängd på sju meter. MDM-pelare behöver en mäktighet på 10 meter för att få tillräcklig mantelfriktion för att ta hand om de största trycklasterna. Betongpålen är även i detta fall spetsbärande på 5 och 10 meter och mantelbärande på djup större än 24 meter.

Tabell 10.8 Pålningsalternativ som fungerar vid olika mäktigheter av silt

Silt	Betongpåle*	RR-påle**	TITAN-påle***	MDM****
5 m	OK	OK	–	–
10 m	OK	OK	OK	OK
50 m	OK	OK	OK	OK

* Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 6B.

** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 7.

*** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 8.

**** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 9B.

Sand

För det geotekniska förhållandet grusig sand visar tidigare bärighetsberäkningar att ingen djupgrundläggning behövs. Bärigheten uppfylls med lastspredande plåtar.

10.3 Förankring

Nedan redovisas resultat från förankringsberäkningar. Tabellerna visar vilka förankringsåtgärder som går att utföra för jordmaterialet vid en bestämd mäktighet. GEWI-stag i MDM-pelare används endast som förankring när hallen är grundlagd på dessa pelare och längden dimensioneras då efter bärighetskravet.

Lera

För lera kan både bergförankring och TITAN-stag användas på samtliga mäktigheter. För TITAN-stag används varierande antal stag och staglängd beroende på djup och förankringslast. För 5 meter lera krävs det minst fyra stag för att förankringslängden skall ge tillräcklig mantelfriktion vid den största förankringslasten. För tio meter lera krävs minst två stag och för att lasten skall tas upp av endast ett stag krävs en lermäktighet på minst 21 meter. Betongpåle och MDM-pelare är inga förankringsalternativ på djup om fem och tio meter då de inte uppnår tillräcklig stor mantelfriktion på dessa relativa små djup, se Tabell 10.10. Betongpålen kan användas som förankring då mäktigheten är större än 19 meter (för störst förankringslast och två pålar). GEWI-stag i MDM-pelare blir aktuellt först efter 19 meter.

Tabell 10.10 Resultat, Lera

Lera	Bergförankring*	TITAN-stag**	Betongpålar***	MDM****
5 m	OK	OK	–	–
10 m	OK	OK	–	–
50 m	OK	OK	OK	OK

* Vajersort, dimension, antal vajrar och längd, se bilaga 10.

** TITAN-stag, dimension, antal stag och staglängd, se bilaga 11.

*** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 12.

**** GEWI-stag i MDM-pelare, längd, se bilaga 13.

Silt

På fem meters djup kan bergförankring och TITAN-stag användas som förankringsåtgärd för jordmaterialet silt, se Tabell 10.11. På fem meter krävs att två TITAN-stag installeras medan det för djup större än 9 meter endast krävs ett stag för att ta hand om den största lasten. Från tio meters djup är även metoden med MDM-metoden tillräcklig medan förankring med betongpåle kan användas först för djup större än 24 meter.

Tabell 10.11 Resultat, Silt

Silt	Bergförankring*	TITAN-stag**	Betongpålar***	MDM****
5 m	OK	OK	–	–
10 m	OK	OK	–	OK
50 m	OK	OK	OK	OK

* Vajersort, dimension, antal vajrar och längd, se bilaga 10.

** TITAN-stag, dimension, antal stag och staglängd, se bilaga 11.

*** Dimension, antal pålar och pållängd, se bilaga 12.

**** GEWI-stag i MDM-pelare, längd, se bilaga 13.

Grusig sand

Markförhållandet grusig sand klarar dragförankringen på fem meters djup med både bergförankring och jordförankring, se Tabell 10.12. Här är ett stag tillräckligt för att ta hand om lasten.

Tabell 10.12 Resultat, Grusig Sand

Grusig sand	Bergförankring*	TITAN-stag**
5 m	OK	OK
10 m	OK	OK
50 m	OK	OK

* Vajersort, dimension, antal vajrar och längd, se bilaga 10.

** TITAN-stag, dimension, antal stag och staglängd, se bilaga 11.

11 Ekonomi

Den ekonomiska utvärderingen av de olika grundläggningsmetoderna bygger på priser från Hercules Grundläggning AB. Priser som har erhållits är grovt beräknade, varvid denna utvärdering inte ska ligga till grund för ett slutgiltigt kostnadsförslag. Utvärderingen skall endast ge en indikation på hur kostnadseffektiva metoderna sinsemellan är, vid de olika geotekniska förhållandena. Kostnaderna för de olika grundläggningsmetoderna har delats in i klass 1 till 4. Klass 1 är det mest ekonomiska alternativet. Nedan redovisas hur kostnadseffektiva de olika metoderna är för grundläggning och förankring. Senare i kapitlet redovisas även det mest ekonomiska alternativet för samverkade åtgärder, d.v.s. de åtgärder som kan användas för att ta både tryck- och dragbelastningar. I bilaga 14 finns en sammanställning av de ekonomiska resultaten.

11.1 Grundläggning

I resultaten nedan har etableringskostnaden inte räknats in. Detta beror på att grundläggningen för monteringshallen kan ske med samma metod som för det innanliggande bostadshuset. Som tidigare nämnts har det förutsatts att det billigaste alternativet vid grundläggning är lastspredande plåtar och att dessa används där det är möjligt.

Lera

Vid de pelare där extra åtgärder krävs, har en ekonomisk jämförelse mellan grundläggningsmetoderna utförts. I lera erfordras extra åtgärder vid hälften av hallens pelare. I Tabell 11.1 ses att betongpålen är mest ekonomisk vid en lermäktighet på 10 meter. TITAN-pålen och MDM-pelare kräver större mäktighet för att överföra all last till jorden. Om lermäktigheten är uppåt 40 meter är MDM-pelarna att föredra ur ekonomisk synvinkel.

Tabell 11.1 Resultat från ekonomisk utvärdering för markförhållandet lera

Lera	Betongpåle	RR-påle	TITAN-påle	MDM
5 m	1	2	—	—
10 m	1	2	—	—
50 m	2	3	4	1

Silt

Om hallen ska grundläggas på silt räcker inte de lastspredande plåtarna till vid de 16 pelare som finns på hallens långsidor. Det krävs därför extra åtgärder i form av pålning eller MDM-pelare vid dessa hallpelare. I Tabell 11.2 nedan visas att om siltens mäktighet är runt 5 meter är betongpålar att föredra då de kostar mindre än RR-pålar. Även då mäktigheten är 10 meter är betongpålar att föredra. Då mäktigheten på

silten är uppåt 20 meter är det fördelaktigt att använda MDM-pelarblock istället för betongpålar under hallens pelare.

Tabell 11.2 Resultat från ekonomisk utvärdering för markförhållandet silt

Silt	Betongpåle	RR-påle	TITAN-påle	MDM
5 m	1	2	–	–
10 m	1	3	4	2
50 m	2	3	4	1

Grusig sand

I den grusiga sanden behövs endast lastspidande plåtar för att bärigheten skall vara tillräcklig. Enkel plåt används i huvudsak utmed hallens långsidor, endast de fyra hörnpelare kräver dubbla plåtar. Vid hallens pelare på kortsidorna behövs inga lastspidande plåtar, där räcker det med ordinarie stålfötter. Därför har ingen ytterligare undersökning av kostnaderna för de övriga metoderna gjorts.

11.2 Förankring

Kostnaden för förankring av hallen har utvärderats. Även denna utvärdering har bortsett från etableringskostnaden. I detta avsnitt redovisas endast de förankringsmetoder som vanligtvis brukar användas som förankringsåtgärder d.v.s. inte de samverkande åtgärderna. Förankringskostnaden redovisas sammanfattat i tabellform för de olika jordmaterialen nedan.

Lera

När marken består av lera är en bergförankring med H20-linor att föredra. Den är mest kostnadseffektiv för de mäktigheter som har kontrollerats. Titanstaget kräver i lera stor materialåtgång på små djup varvid metoden inte blir ekonomisk försvarbar förrän på mäktigheter uppåt 25 meter.

Tabell 11.3 Ekonomisk utvärdering av förankringsåtgärder i lera

	Bergförankring			Jordförankring
Lera	DYWIDAG	H20	SUPA	TITAN-stag
5 m	2	1	3	4
10 m	2	1	3	4
50 m	3	1	4	2

Silt

När jordmaterialet är silt föreslås att bergförankring med H20-lina används, men om djupet ner till berg är stort föreslås istället injekterad jordförankring med TITAN-stag. Utvärderingen av kostnaderna för förankringsmetoderna i silt redovisas i Tabell 11.4.

Tabell 11.4 Ekonomisk utvärdering av förankringsåtgärder i silt

	Bergförankring			Jordförankring
Silt	DYWIDAG	H20	SUPA	TITAN-stag
5 m	2	1	3	4
10 m	2	1	4	3
50 m	3	2	4	1

Sand

I den grusiga sanden är jordförankring med titanstag att föredra, detta kan utläsas i Tabell 11.5 nedan. I sanden är erforderlig injekteringslängd för TITAN-staget så kort att det även passar då mäktigheten är runt 5 meter.

Tabell 11.5 Ekonomisk utvärdering av förankringsåtgärder i sand

	Bergförankring			Jordförankring
Sand	DYWIDAG	H20	SUPA	TITAN-stag
5 m	3	2	4	1
10 m	3	2	4	1
50 m	3	2	4	1

11.3 Samverkande åtgärder

I denna ekonomiska utvärdering har samverkande åtgärder analyserats, d.v.s. metoder som kan användas både som grundläggnings- och förankringsmetod. Samverkande åtgärder kommer inte att kunna användas vid de geotekniska förhållanden där grundläggningen är tillräcklig med lastspridande plåtar. Fördelen med samverkande åtgärder är att det inte tillkommer någon extra etableringskostnad. Ytterligare en fördel är att den totala kostnaden enbart blir grundläggningskostnaden. Resultat från beräkningar har nämligen visat att den materialmängd som behövs för att uppfylla bärighetskravet är tillräcklig för att även ta hand om dragförankringen. För

alternativet MDM-pelare tillkommer dock kostnaden för de förankringsstag som sticks ner. För att kunna använda sig av samverkande åtgärder krävs det att placering av förankring flyttas till de stödben där grundläggning skall utföras. Detta gäller dock enbart för lera. För silt blir antal förankringsställen inte tillräckligt många för att ta upp de negativa krafterna. För silt gäller att grundläggningen under hörnstödbenen fungerar som samverkande åtgärd och att det billigaste alternativet av förankringsmetoder används på de övriga ordinarie förankringsställen. TITAN-stag kan dock användas som både påle och förankringsåtgärd vilket medför att detta är den metod i silt som fördelen med enbart en etableringskostnad kan utnyttjas.

Lera

För lera gäller att förankring på kortsidan tas bort, gäller dock ej hörnförankringen. Förankringslaster kommer istället att tas upp längs långsidan under de stödben som är grundlagda med en samverkande åtgärd. Skulle förankringen visa sig att inte vara tillräcklig på kortsidan kan den förankringsmetod som visat sig vara det mest ekonomiska alternativet för respektive geotekniska förhållande användas.

När leran har en mäktighet på 5 eller 10 meter fungerar inte någon av de samverkande åtgärderna. Med TITAN-stag som åtgärd på 5 respektive 10 m har det tidigare nämnts att åtgärden kan användas men det behövs ett så stort antal stag för att ta upp lasterna att åtgärden inte är ekonomisk försvarbar. För betongpålarna krävs det en pållängd på 19 meter med två SP1:or, för att ta upp den största förankringslasten. Därför fungerar inte betongpålar för 5 och 10 meter lera. Då mäktigheten är uppåt 50 meter är MDM-pelare med GEWI-stag att föredra ur ekonomisk synpunkt. För att MDM-pelarblocket skall bära den största trycklasten krävs det att pelarna har en längd på 19 meter.

Tabell 11.6 Samverkande åtgärder i lera

Lera	TITAN-påle/stag	Betongpåle	MDM + GEWI-stag
5 m	–	–	–
10 m	–	–	–
50 m	3	2	1

12 Punktskattningsmetoden

I denna rapports utvärdering av fiktiva geotekniska förhållanden har relativt höga värden på partialkoefficienter för materialegenskaper använts. Grundläggnings- och förankringsåtgärder för monteringshallen skall enligt byggnorm dimensioneras så att sannolikheten att lasteffekten överstiger lastkapaciteten är mycket liten. För monteringshallen har dimensionering, där partialkoefficientmetoden har använts, skett i säkerhetsklass 2. För säkerhetsklass 2 är villkoret att sannolikheten att lastkapaciteten är mindre än lasteffekten skall vara mindre än 10^{-5} . Beräkningar redovisar på det sättet inte vad deformationerna anses bli, utan vad de i 5 %-fraktilen kan uppgå till.

Detta kapitel syftar till att uppmärksamma värdet av att utförliga underökningar görs på det geotekniska förhållandet. Då kunskapen är högre om materialegenskaperna kan dess partialkoefficienter sättas lägre. Detta skulle kunna medföra att grundläggningen inte blir överdimensionerad men ändå uppfyller säkerhetsklassens villkor. Här skulle alltså pengar kunna sparas då materialmängden eventuellt kan minskas.

Med hjälp av en metod som kallas punktskattningsmetoden kan detta kontrolleras. Det skall dock sägas att detta enbart är en indikator på sannolikhetens storlek. Punktskattningsmetoden bygger på sannolikhetsfördelning.

Sannolikhet för att en variabel, x , är mindre än x_1 , beräknas som arean A_1 dividerat med hela arean under frekvensfunktionen, se ekvation 12.1, vilket är detsamma som A_1 eftersom $A = 1$.

$$P(x < x_1) = \frac{A_1}{A} = A_1 \quad (12.1)$$

$E[x]$ är medelvärdet för en stokastisk variabel, vilket kan jämföras med medelvärdesberäkning för ett stickprov där alla värden har samma sannolikhet, f .

$$E[x] = \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i \cdot f}{f \cdot N} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N} \quad (12.2)$$

Variansen, $V[x]$, definieras som ett mått på frekvensfunktionens spridning och beräknas i punktskattningsmetoden enligt följande samband:

$$V[x] = E[x^2] - (E[x])^2 \quad (12.3)$$

En fördelnings medelvärde anger således var den har sin tyngdpunkt och standardavvikelse, σ , är ett mått på fördelningens spridning (Sällfors, 1990). Standardavvikelsen beräknas enligt 12.4.

$$\sigma = \sqrt{V[x]} \quad (12.4)$$

Fördelningen kan vara symmetrisk eller skev d.v.s. fördelningens medelvärde är förskjutet. Genom att beräkna β_1 -värdet (tredje centralmomentet) får man fram om

fördelningen är symmetrisk eller skev. Är β_1 -värdet noll är fördelningen symmetrisk medan det är positivt om medelvärdet är förskjutet åt vänster. Om fördelningen tycks vara påtagligt skev används ofta en log-normalfördelning. Fördelningens toppighet fås av värdet på β_2 . β_1 -och β_2 -värdet beräknas i datorprogrammet RANDOM.

Om en funktion $y = f(x)$ är given där x är en stokastisk variabel vars medelvärde, standardavvikelse och skevhet är kända, kan således motsvarande värden för funktionen beräknas.

I Punktskattningsmetoden beräknas väntevärdet för en funktion $y = f(x_1, x_2)$ enligt ekvation 12.6.

$$E[y] = p_{++} \cdot y_{++} + p_{+-} \cdot y_{+-} + p_{-+} \cdot y_{-+} + p_{--} \cdot y_{--} \quad (12.5)$$

Där y är funktionsvärden beräknade på parametrarna x_1 och x_2 enligt följande:

$$y_{++} = f(x_1 + \sigma[x_2]), f(x_2 + \sigma[x_2]) \quad (12.6a)$$

$$y_{+-} = f(x_1 + \sigma[x_2]), f(x_2 - \sigma[x_2]) \quad (12.6b)$$

$$y_{-+} = f(x_1 - \sigma[x_2]), f(x_2 + \sigma[x_2]) \quad (12.6c)$$

$$y_{--} = f(x_1 - \sigma[x_2]), f(x_2 - \sigma[x_2]) \quad (12.6d)$$

I fallet med monteringshallen har beräkningar med lera utförts med två variabler. I lerans fall är de två variablerna inte korrelerade med varandra vilket medför att $p_{++} = p_{+-} = p_{-+} = p_{--} = 1/4$.

Punktskattningsmetoden har utförts på lerans och siltens bärighet p.g.a. att det är bärigheten som är problemet vid grundläggningen av monteringshallen. Variabler som använts är torrskorpans och lerans skjuvhållfastheter samt siltens inre friktionsvinkel. I tidigare bärighetsberäkningar för lera har två metoder kontrollerats varav resultatet från den metod som gett lägst värde på bärigheten har valts, se kapitel 9.2.1. Punktskattningsmetoden har använts på metod 2, då det var denna bärighetsmetod som gav lägst resultat. I denna metod har en faktor som består av både lerans och torrskorpelerans skjuvhållfastheter använts.

Variationskoefficienter som har använts på jordegenskaperna har erhållits från Göran Sällfors, professor i geoteknik på Chalmers. Dessa värden är i dagsläget endast föreslagna värden som tagits fram i ett samarbete mellan Chalmers, Vägverket och SGI. Variationskoefficienten anger i procent av medelvärdet avståndet till en standardavvikelse. Variationskoefficienten har visat sig vara relativt konstant för en och samma parameter.

I datorprogrammet RANDOM kan endast en sannolikhet på 10^{-3} beräknas. Utifrån erhållna värden på β_1 och β_2 framräknade med RANDOM, kan en sannolikhet på 10^{-4} erhållas med hjälp av kurvor baserade på beta-fördelning (Harr, 1987). För säkerhetsklass 2 krävs, som tidigare nämnts, en sannolikhet på 10^{-5} vilket medför att endast en uppfattning av hur mycket det beräknade bärighetsvärdet överstiger sannolikhet 10^{-4} har erhållits, se bilaga 15.

Resultat visar att för lera så ligger beräkningarna kring villkoret för SK2 vilket då visar att partialkoefficienterna inte kan minskas. Resultaten i slit visar dock att sannolikheten, med valda partialkoefficienter för materialegenskaper, förmodligen blir mindre än 10^{-5} . Med noggrannare beräkningar skulle det kanske visa sig möjligt att sänka säkerhetsfaktorerna. Tyvärr har ingen tillgång hafts till program som kan utföra dessa beräkningar.

Denna beräkning har tagits med i examensarbetet för att visa att pengar eventuellt kan sparas om man har möjlighet att beräkna sannolikheten. Det krävs dock att variationskoefficienten är väl undersökt då även en liten förändring ger stort utslag på sannolikheten.

13 Diskussion

I detta kapitel diskuteras det kring antaganden som har gjorts i detta examensarbete och vilken betydelse de har. Diskussionen tar också upp vad som är viktigt att tänka på vid projekteringen av hallens grundläggning och förankring.

I utvärderingen har det förutsatts att samma markförhållanden råder i hela området där hallen skall placeras. I det verkliga fallet varierar geologin inom ytan som hallen upptar. Olika jordmaterial med varierande egenskaper och mäktigheter kommer att förekomma, vilket betyder att differenssättningarna bör uppmärksammas i en högre grad.

Lastspridningen har förutsatts fungera fullt ut för de dubbla plåtarna. Dessa plåtar har antagits vara helt styva, vilket de inte är i det verkliga fallet. Ingen studie har gjorts hur lastfördelningen blir i förhållande till plåtarnas styvhet. Styvheten borde kunna förstärkas genom att en balk svetsas fast tvärs över plåtarna.

Om betongpålar skall användas måste en plint gjutas ovanpå pålarna för att lasterna från hallen skall föras ner i pålarna. I den ekonomiska utvärderingen har ingen hänsyn tagits till materialkostnaden för dessa plintar. Någon tidskostnad har heller inte vägt in i den ekonomiska utvärderingen. Om grundläggningen sker med MDM-block behöver ingen plint gjutas. Toppytan på pelarna jämnas till med bruk och stålfoten kan placeras direkt på ytan när pelarna har härdat. För MDM-pelarna går det åt tid till att pelarna skall kunna härda, uppåt en vecka innan de kan belastas fullt ut.

Etableringskostnaden för MDM-pelare är i dagsläget mer än tre gånger dyrare än för de andra metoderna. I fallet med 50 meter lera är denna metod förmånligare i jämförelse med de andra metoderna, även om etableringskostanden är medräknad.

Studien skulle från början innefatta olika former av jordankare, t.ex. med en uppblåsbar bälg. Dessa speciella jordankare har inte analyserats som förstärkningsåtgärd, då de ses som en dyr åtgärd och är därmed inte aktuellt för de temporära hallarna (Falk 2006). Även andra typer som expander-jordankare har eftersökts. Endast mindre modeller har hittats på marknaden och dessa klarar inte belastningarna som råder i detta fall.

För att kunna veta vilken typ av grundläggning eller förankring som skall användas i det specifika fallet, är det viktigt att utreda om det finns kablar och VA-ledningar i marken. Vissa av metoderna tar mer plats än andra, och passar därmed sämre där det finns dåligt med utrymme. Som t.ex. MDM-block som kräver relativt stor plats i marken i jämförelse med slanka stålplåtar.

När bostadshuset är färdigbyggt har monteringshallen inte längre någon funktion, det skall då monteras ned. Detta gäller även för hallens grundläggning och förankring. Hinder som nedslagna grundläggnings- och förankringselement bör tas bort ur marken till ett djup av 1,5 meter för att underlätta för framtida schaktning och markarbeten. Elementen måste grävas fram för att komma åt att kapas av. Betongpålar och MDM-pelare är relativt besvärliga att kapa av i jämförelse med bergförankring, som endast har en vajer som behöver kapas av. För demontering av TITAN-påle/stag bör kapningen vara lätt att utföra utefter dess fria längd. Den fria längden för pålen är

dock en meter i denna analysering, men för att underlätta demonteringen kan denna längd ökas. RR-pålarna bör vara enkla att dra upp om de inte är alltför långa.

I stället för att ta bort förstärkningsåtgärderna kan de eventuellt användas till något annat som skall grundläggas på tomten. Som i fallet med MDM-pelare där blocken eventuellt kan utnyttjas till att grundlägga en tvättstuga, parkering eller väg. Detsamma gäller för betongpålarna.

14 Slutsats

Analysen av monteringshallens grundläggning och förankring, för de fiktiva fall av geotekniska förhållanden som har studerats, har resulterat i följande slutsatser och rekommendationer.

Lera

I fall med fem och tio meter lera rekommenderas att hallen grundläggs med betongpålar och förankras i berg med H20-lina. Betongpålarna är på dessa djup spetsbärande och verkar på så sätt effektivt. Det korta avståndet ner till berg medför att bergförankring är ett bra alternativ ur det ekonomiska synsättet.

När lerans mäktighet är 50 meter är den samverkande åtgärden med MDM-pelarblock tillsammans med GEWI-stag att rekommendera. Med denna metod löses både grundläggnings och förankringsproblemet.

Silt

När det geotekniska förhållandet består av silt med mäktigheter på fem till tio meter är även här betongpålar tillsammans med H20-lina att rekommendera.

När mäktigheten är 50 meter förordas betongpålar med TITAN-stag som förankring. Betongpålarna är då en samverkande åtgärd som klara av både tryck och dragbelastningarna i hörnstödbenen. Detta gäller om etableringskostnaden är medräknad. Om etableringskostnaden inte tas med är MDM-block tillsammans med GEWI-stag i hörnen samt förankring med TITAN-stag på övriga förankringsställen att rekommendera.

Sand

För sanden uppnås tillräcklig bärighet med ytgrundläggning. För monteringshallens förankring rekommenderas injekterad jordförankring i form av TITAN-stag på samtliga djup. Dessa stag fungerar utmärkt i denna typ av jord då hög vidhäftning uppnås på kort injekteringslängd.

15 Referenser

Litteratur

Bergdahl U. Malmborg B. Ottosson E. (1993):. *Plattgrundläggning*, AB Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut, Solna.

Boverket (1997): *Boverkets handbok om snö och vindlast, BSV 97, utgåva 2*, Boverket, byggavdelningen, Karlskrona, 6000 ex.

Boverket (2003): *Regelsamling för konstruktion, Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*, Boverket, Karlskrona, 10000 ex

Boverket (2003:6:) *Boverkets författningssamling, BFS, Boverkets föreskrifter om ändring i verkets konstruktionsregler (föreskrifter och allmänna råd)*, Boverket, Karlskrona

De neef (2000): *Dimensioneringsguide/2 för Ischebeck TITAN-stag och påle*

De neef (2004): *Dimensioneringsguide/3 för Ischebeck TITAN-stag och påle*

Handboken Bygg – Geoteknik. 1984. Liber Förlag. Stockholm

M.E. Harr (1987): *Reliability-Based Design in Civil Engineering*, McGrawHill, New York

Holm C. Olsson G. (1993): *Pålgrundläggning*, AB Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut, Solna.

Pålkommissionen (1996): *Standardpålar av betong – lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga*, Rapport 94, IVA Pålkommissionen, Linköping, 600 ex.

Rautaruukki Rör AB (2004): *RR-pålningsmanual*, Rautaruukki Sverige AB, Borlänge

Sällfors G., 2001: *Geoteknik. Jordmateriallära – Jordmekanik*. Göteborg

Sällfors G. (1990): *Punktskattningsmetoden - En statistisk metod användbar på geotekniska problem*, Nr 89

Elektroniska källor

Eriksson H. Gunther J. Ruin M.: *MDM combines the advantages of Dry and Wet Mixing*, Hercules Grundläggning AB, Solna 2006-11-02, <http://www.hercules.se/upload/5538/MDM-Erikssonmfl.pdf>

<http://www.hercules.se> september 2006 – februari 2007

http://www.ground-anchors.info/products/Strand_Anchors_Anchor_Types.html, 2006-11-06, 2006 DYWIDAG-SystemsInternational

http://www.ncc.se/templates/GenericPage_6636.aspx 2006-10-20

Personreferenser

Bergström, Anders, *Geotekniker*, NCC Teknik, september 2006 – februari 2007, Göteborg

Christiansson, Maria, *Handledare*, Geotekniker, NCC Teknik, september 2006 – februari 2007, Solna

Dannewitz, Niklas, *Geokonstruktör*, Hercules Grundläggning AB, september 2006 – februari 2007, Solna

Enqvist, Sture, *Projektledare*, NCC Construction AB, september 2006 – februari 2007, Solna

Falk, Johan, *Anbudsledare*, Hercules Grundläggning AB, september 2006 – februari 2007, Solna

Fooladi, Rickard, *Konstruktör*, NCC Teknik, september 2006 – februari 2007, Solna

Datorprogram

Micropile 1.11, Bredenberg Teknik (2006-03-10)

Plattdim 3.1, Excelprogram, NCC Teknik, Göteborg

RANDOM – Correlated Random Variates Generator, version α 1993, Jason C. Sun, Purdue University, West Lafayette

Bilageförteckning

Bilaga 1	Bilder på hallen
Bilaga 2	Materialegenskaper
Bilaga 3	Laster
Bilaga 4	Sättningsberäkningar
Bilaga 5	Bärighetsberäkningar
Bilaga 6	Betongpålar
Bilaga 7	RR-pålar
Bilaga 8	TITAN-pålar
Bilaga 9	MDM-pelare
Bilaga 10	Bergförankring
Bilaga 11	Förankring med TITAN-stag
Bilaga 12	Förankring med Betongpålar
Bilaga 13	GEWI-stag i MDM-pelare
Bilaga 14	Ekonomi
Bilaga 15	Punktskattningsmetoden

Bilderna nedan har tagits vid NCC-komplettprojektet Ursvik, då hallen var under montering (2006-10-06). Denna hall är en mindre modell än den som granskats i detta examensarbete. Hallen på bilderna är 26 meter hög, vilket är 10 meter lägre än den analyserade monteringshallen.



Hallkonstruktionen från insidan



Fackverkspelare med snedstag



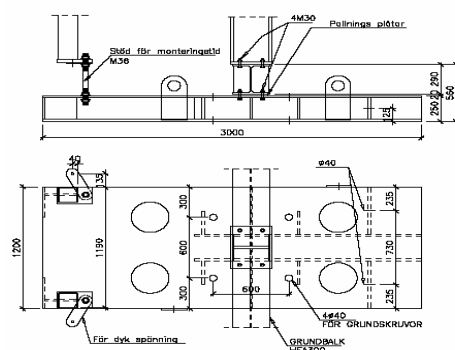
Traverssskena monterad på fackverkspelarna



Bergförankrad stålfot



Stålfot med överliggande H-balk

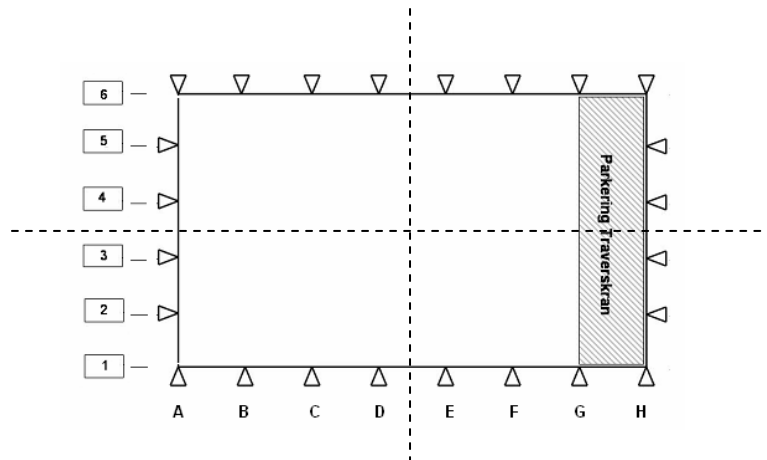


Stålfotsritning

För detta examensarbete har följande materialegenskaper antagits

Egenskap	Let	Le	Si	gr Sa
$C_{k,red}$	50 kPa	$10+1 \cdot z$ kPa		
γ_{mc} brott/bruk	1,8/1,6	1,8/1,6		
Φ_k			31°	38°
$\gamma_{m\phi}$			1,2/1,1	1,2/1,1
ρ_k mättad	17 kN/m ³	17 kN/m ³	20 kN/m ³	21 kN/m ³
ρ_k omättad	17 kN/m ³	17 kN/m ³	18 kN/m ³	19 kN/m ³
γ_{mp} brott/bruk	1,0/1,0	1,0/1,0	1,0/1,0	1,0/1,0
E_k	10 MPa		10 MPa	10 MPa
γ_{mE} brott/bruk	1,6/1,4		1,6/1,5	1,6/1,4
σ'_c 1-6m / 6-50 m		$\sigma'_0 + 10 / \sigma'_0 + 20$ kPa		
σ'_L 1-6m / 6-50 m		$\sigma'_c + 10 / \sigma'_c + 20$ kPa		
M_L 1-6m / 6-50 m		400/800 kPa		
M' 1-6m / 6-50 m		11/13		
K_v 1-6m / 6-50 m		$1 \cdot 10^{-9} / 1 \cdot 10^{-9}$ m/s		

I denna bilaga redovisas storleken på stödreaktionerna vid hallens olika pelare. Lasterna har erhållits från konstruktör Fooladi på NCC Teknik i Solna, som har utfört en ramanalys av fackverkskonstruktionen. Hallens stödben benämns enligt figur nedan.



Korttidslast-tryck

I brottgränstillståndet har stödreaktionerna följande storlek. Lasterna är de maximala som kan uppkomma, oavsett i vilken riktning det blåser. Lasterna har därför delats in symmetriskt enligt bild ovan.

<u>Långsida</u>	<u>Last kN</u>
A1, A6, H1, H6	1128
B1, B6, G1, G6	797
C1, C6, F1, F6	720
D1, D6, E1, E6	467
<u>Kortsida</u>	<u>Last kN</u>
A1, A6, H1, H6	1128
A2, A5, H2, H5	400
A3, A4, H3, H4	305

Korttidslast-drag

Förankringslasterna och förankringspunkterna redovisas i nedanstående tabell.

<u>Långsida</u>	<u>Last kN</u>
A1, A6	307
E1, E6	124
H1, H6	307
<u>Kortsida</u>	<u>Last kN</u>
A2, H2	189
A5, H5	189

Förankringslasterna ovan har tagits fram från en reducering av lasterna från NCC-komplettprojektet Fyrisstrand i Uppsala

Långtidslast

I bruksgränstillståndet har stödreaktionerna följande storlek.

<u>Långsida</u>	<u>Last kN</u>
A1, A6	325
B1, B6	239
C1, C6	351
D1, D6	209
E1, E6	294
F1, F6	316
G1, G6	346
H1, H6	240
 <u>Kortsida</u>	 <u>Last kN</u>
A2, A5	160
A3, A4	225
H2, H5	125
H3, H4	188

I denna bilaga redovisas sättningsberäkningarna för de olika geotekniska förhållandena. Tillskottspänningen räknas ut med 2:1-metoden. Nedan beskrivs endast ett beräkningsexempel för varje jordart. Resultaten är sammanställda i tabell.

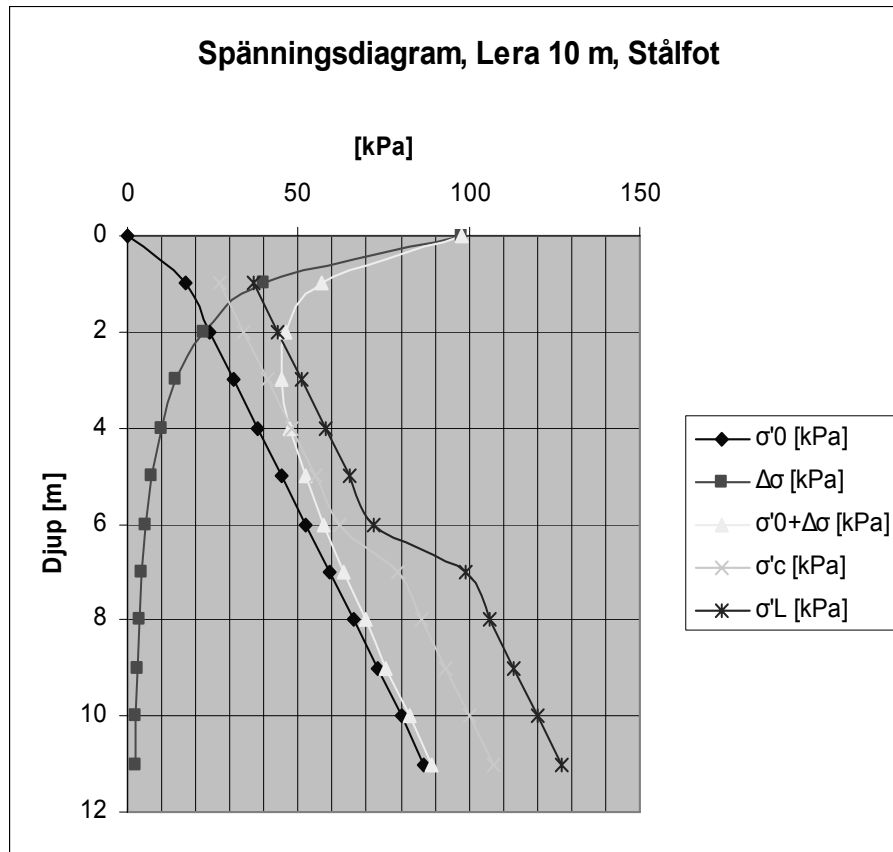
Lera

Sättningsberäkning för STÅLFOT A1

Indata	
Plattbredd [m]	1,2
Plattlängd [m]	3
Egenvikt [kN]	27
Last [kN]	325
Total Last [kN]	352
$\gamma\text{-LeT}$ [kN/m ³]	17
$\gamma\text{-Le}$ [kN/m ³]	17
γ_m	1
γ_{mc}	1,6

Djup [m]	σ'_0 [kPa]	(ekv. 9.1) $\Delta\sigma$ [kPa]	$\sigma'_0 + \Delta\sigma$ [kPa]
0	0	97,8	97,8
1	17	40,0	57,0
2	24	22,0	46,0
3	31	14,0	45,0
4	38	9,7	47,7
5	45	7,1	52,1
6	52	5,4	57,4
7	59	4,3	63,3
8	66	3,5	69,5
9	73	2,9	75,9
10	80	2,4	82,4
11	87	2,1	89,1

Djup [m]	σ'_c [kPa]	σ'_L [kPa]	M_0	M_L	M'	k [m/s]	(ekv.9.4) C_v [m ² /s]	c_k [kPa]	c_ϕ [kPa]
0			15625					50	31,3
1	27	37	2188	400	11	1,00E-09	4,00E-08	10	6,3
2	34	44	2406	400	11	1,00E-09	4,00E-08	11	6,9
3	41	51	2625	400	11	1,00E-09	4,00E-08	12	7,5
4	48	58	2844	400	11	1,00E-09	4,00E-08	13	8,1
5	55	65	3063	400	11	1,00E-09	4,00E-08	14	8,8
6	62	72	3281	800	13	1,00E-10	8,00E-09	15	9,4
7	79	99	3500	800	13	1,00E-10	8,00E-09	16	10,0
8	86	106	3719	800	13	1,00E-10	8,00E-09	17	10,6
9	93	113	3938	800	13	1,00E-10	8,00E-09	18	11,3
10	100	120	4156	800	13	1,00E-10	8,00E-09	19	11,9
11	107	127	4375	800	13	1,00E-10	8,00E-09	20	12,5



Skikt:	MO	ML	M'	Sättning per skikt [m]		
0-1 m	0,0044					0,0044
1-2 m	0,0044	0,025	0,0221			0,0514
2-4 m	0,0076	0,025				0,0326
4-6 m	0,0050					0,0050
6-11 m	0,0050					0,0050

(ekv.9.2)

Totalsättning [m]				0,0985
Total momentan sättning [m]				0,0264
Total tidsberoende sättning [m]				0,0721
Tv				0,0701
Uv (Enkeldränerat)				0,46
Tidsberoende sättningar efter 6 mån [m]				0,0332
Totalsättning efter 6 mån [m]				0,0595

(ekv.9.3)
se diagram nedan

Resultat Lera

En sammanställning av sättningsberäkningarna i lera redovisas nedan.
Differenssättningarna kontrolleras vid de bredvidstående stödben som har störst lastskillnad, både på hallens lång- och kortsida.

STÄLFOT

5m lera	Sättning [m]	Sättning [m]	Differens	OK/EJ OK
KORTSIDA	A1	A2		
Total	0,097	0,051		
Momentan	0,021	0,018		
Tidsberoende sex mån	0,026	0,023		
Totalt under sex mån	0,048	0,041	0,007	OK
LÅNGSIDA	C1	D1		
Total	0,104	0,051		
Momentan	0,022	0,018		
Tidsberoende sex mån	0,028	0,012		
Totalt under sex mån	0,050	0,030	0,020	OK

10 m lera

KORTSIDA	A1	A2		
Total	0,000	0,031		
Momentan	0,026	0,020		
Tidsberoende sex mån	0,033	0,016		
Totalt under sex mån	0,060	0,037	0,023	EJ OK
LÅNGSIDA	C1	D1		
Total	0,084	0,054		
Momentan	0,027	0,022		
Tidsberoende sex mån	0,028	0,019		
Totalt under sex mån	0,054	0,041	0,014	OK

ENKEL PLÅT**10 m lera**

KORTSIDA	A1	A2		
Total	0,084	0,054		
Momentan	0,027	0,042		
Tidsberoende sex mån	0,027	0,011		
Totalt under sex mån	0,054	0,053	0,001	OK

RESULTAT

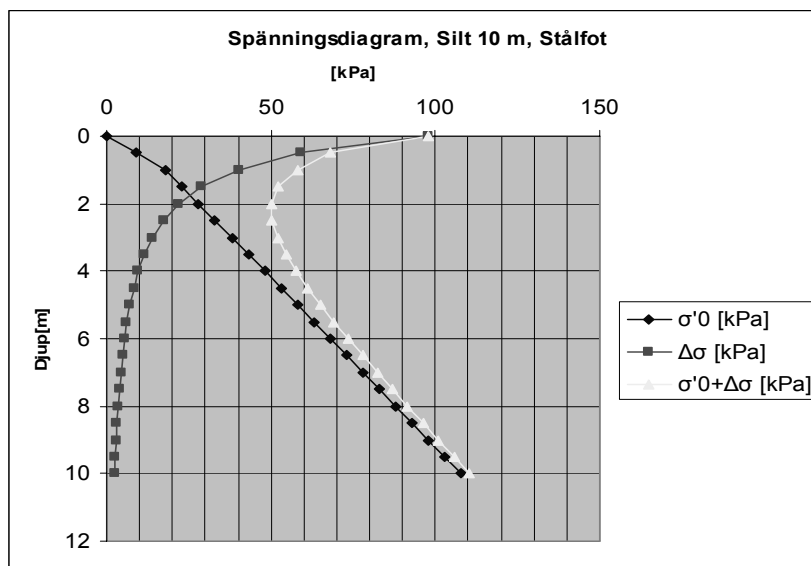
Lera 5 m	Åtgärd
Kortsida	Stälfot
Långsida	Stälfot
Lera 10 m	
Kortsida	Enkel plåt
Långsida	Stälfot

Silt**Sättningsberäkning för STÅLFOT A1**

Indata	
Plattbredd [m]	1,2
Plattlängd [m]	3
Egenvikt [kN]	27
Last [kN]	325
Total Last [kN]	352
γ -gr Sa omättad [kN/m ³]	18
γ -gr Sa mättad [kN/m ³]	20
γ_m	1
γ_E	1,5

Ek [kPa]	Ed [kPa]
25000	16667

Djup [m]	σ'_0 [kPa]	(ekv. 9.1) $\Delta\sigma$ [kPa]	$\sigma'_0 + \Delta\sigma$ [kPa]
0	0	97,8	97,8
0,5	9	59,2	68,2
1	18	40,0	58,0
1,5	23	29,0	52,0
2	28	22,0	50,0
2,5	33	17,3	50,3
3	38	14,0	52,0
3,5	43	11,5	54,5
4	48	9,7	57,7
4,5	53	8,2	61,2
5	58	7,1	65,1
5,5	63	6,2	69,2
6	68	5,4	73,4
6,5	73	4,8	77,8
7	78	4,3	82,3
7,5	83	3,9	86,9
8	88	3,5	91,5
8,5	93	3,2	96,2
9	98	2,9	100,9
9,5	103	2,6	105,6
10	108	2,4	110,4



Skikt	Tillskottsspänning [kPa]	Sättning [m]
0 till 1 m	59,2	0,0035
1 till 2 m	29,0	0,0017
2 till 3 m	17,3	0,0010
3 till 4 m	11,5	0,0007
4 till 5 m	8,2	0,0005
5 till 10 m	4,8	0,0014
Totalsättning [m]		0,0089

(ekv 9.5)

Resultat Silt

En sammanställning av sättningsberäkningarna i silt redovisas nedan. Differenssättningarna kontrolleras vid de bredvidstående stödben som har störst lastskillnad utmed hallens lång- och kortsida.

5m Silt Stålfot

Långtidslast			Differens	OK/EJ OK
KORTSIDA	A1	A2		
Totalsättning [m]	0,0075111	0,004481	0,0030 m	OK
LÅNGSIDA	C1	D1		
Totalsättning [m]	0,0080658	0,0050358	0,0030 m	OK

10 m Silt

Långtidslast				
KORTSIDA	A1	A2		
Totalsättning [m]	0,0089382	0,0053325	0,0036 m	OK
LÅNGSIDA	C1	D1		
Totalsättning [m]	0,0095984	0,0059927	0,0036 m	OK

50 m Silt

Långtidslast				
KORTSIDA	A1	A2		
Totalsättning [m]	0,0121847	0,0072693	0,0049 m	OK
LÅNGSIDA	C1	D1		
Totalsättning [m]	0,0130847	0,0081693	0,0049 m	OK

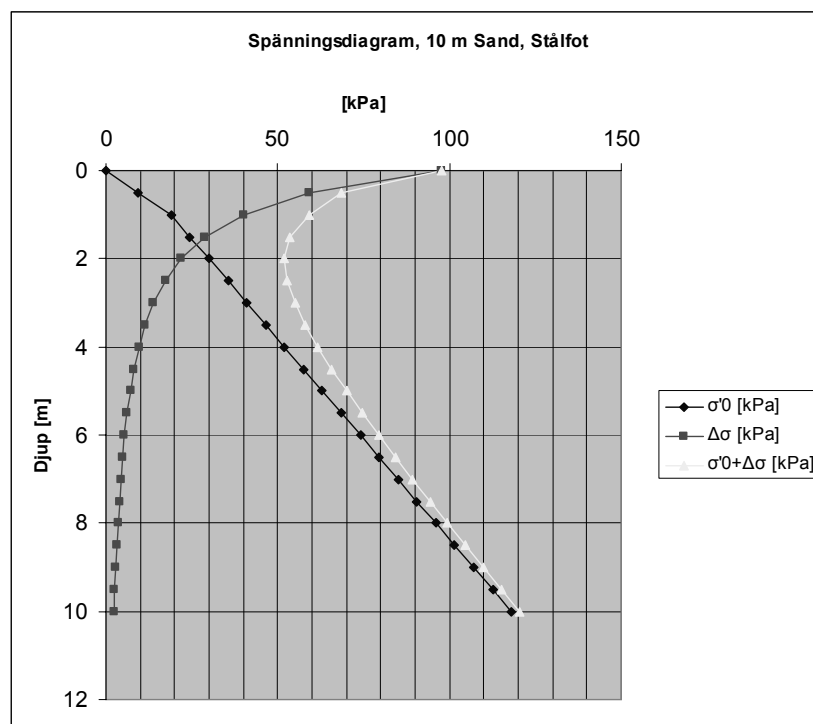
Sand

Sättningsberäkning för STÅLFOT A1

Indata	
Plattbredd [m]	1,2
Plattlängd [m]	3
Egenvikt [kN]	27
Last [kN]	325
Total Last [kN]	352
γ -gr Sa omättad [kN/m ³]	19
γ -gr Sa mättad [kN/m ³]	21
γ_m	1
γ_E	1,4

Ek [kPa]	Ed [kPa]
25000	17857

Djup [m]	σ'_0 [kPa]	(ekv. 9.1) $\Delta\sigma$ [kPa]	$\sigma'_0 + \Delta\sigma$ [kPa]
0	0	97,8	97,8
0,5	9,5	59,2	68,7
1	19	40,0	59,0
1,5	24,5	29,0	53,5
2	30	22,0	52,0
2,5	35,5	17,3	52,8
3	41	14,0	55,0
3,5	46,5	11,5	58,0
4	52	9,7	61,7
4,5	57,5	8,2	65,7
5	63	7,1	70,1
5,5	68,5	6,2	74,7
6	74	5,4	79,4
6,5	79,5	4,8	84,3
7	85	4,3	89,3
7,5	90,5	3,9	94,4
8	96	3,5	99,5
8,5	101,5	3,2	104,7
9	107	2,9	109,9
9,5	112,5	2,6	115,1
10	118	2,4	120,4



Skikt	Tillskottspänning [kPa]		Sättning [m]
0 till 1 m	59,2		0,0033
1 till 2 m	29,0		0,0016
2 till 3 m	17,3		0,0010
3 till 4 m	11,5		0,0006
4 till 5 m	8,2		0,0005
5 till 10 m	4,8		0,0013
Totalsättning [m]			0,0083

(ekv. 9.5)

Resultat Sand

En sammanställning av sättningsberäkningarna i sand redovisas nedan.

Stålfot**5m grusig sand**

KORTSIDA		A1	A2	Differens		OK/EJ OK
Totalsättning [m]		0,00701031	0,0041823	0,0028	m	OK

LÅNGSIDA		C1	D1			
Totalsättning [m]		0,00752812	0,0047001	0,0028	m	OK

10 m grusig sand

KORTSIDA		A1	A2			
Totalsättning [m]		0,00834232	0,004977	0,0034	m	OK

LÅNGSIDA		C1	D1			
Totalsättning [m]		0,00895852	0,0055931	0,0034	m	OK

50 m grusig sand

KORTSIDA		A1	A2			
Totalsättning [m]		0,0113724	0,0067847	0,0046	m	OK

LÅNGSIDA		C1	D1			
Totalsättning [m]		0,0122124	0,0076247	0,0046	m	OK

I denna bilaga redovisas bärighetsberäkningarna för ytgrundläggning med stålfot och lastspredande plåtar.

Lera

Odränerad, 50 kPa

Hållfasthetsparameter / Säkerhetsfaktorer

γ_{mc}	1,8
γ_n	1,1
γ_{Rd}	1

Odränerad skjuvhållfasthet

Cu1k [kPa]	50	Let
Cu2k [kPa]	10	Le1

Dim. odränerad skjuvhållfasthet

Cu1d [kPa]	25,25	Let
Cu2d [kPa]	5,05	Le1

	Stålfot	E. plåt	D. plåt	
A_{ef} [m²]	3,6	5,8	11,5	Effektiv fundamentarea
B_{ef} [m]	1,2	2,4	2,4	
I_{ef} [m]	3	2,4	4,8	
h [m]	1	1	1	
N0c	5,14	5,14	5,14	Bärighetsfaktor
s0c	1,08	1,2	1,1	Inverkan av fundamentform (ekv. 9.9)
ξc	1,08	1,2	1,1	Korrektionsfaktor

Metod 1 s.93

Viktad Cu mht till stansning genom torrskorpeleran

K1	0,67	0,56	0,46	(ekv. 9.8)
Q_b [kPa]	93,9	87,9	66,1	(ekv. 9.7)
Q_{bd} [kPa]	93,9	87,9	66,1	
R_d [kN]	338	506	762	

Metod 2

Viktad Cu mht 2:1-metoden genom torrskorpeleran

K2	0,49	0,40	0,34	(ekv. 9.11)
q_b [kPa]	68,6	62,5	48,9	(ekv. 9.10)
q_{bd} [kPa]	68,6	62,5	48,9	
R_d [kN]	247	360	563	

Silt**Bärighetsberäkning**

Hållfasthetsparameter / Säkerhetsfaktorer

 $\gamma_{m\phi}$ 1,2 Brottgränstillstånd γ_n 1,1 SK2 γ_{Rd} 1 γ_{mp} 1 ϕ_k ϕ_d

31 24,5

Avstånd till grundvattenyta= 1 m

	Stålfot	E. plåt	D. plåtar	
$A_{ef} [m^2]$	3,6	5,8	11,5	Effektiv fundamentarea
$B_{ef} [m]$	1,2	2,4	2,4	
$l_{ef} [m]$	3	2,4	4,8	
N_v	5,86			(ekv. 9.13)
$F(\phi)$	0,30			(ekv. 9.14)
$\gamma_{mättad} [kN/m^3]$	20	20	20	
$\gamma_{omättad} [kN/m^3]$	18	18	18	
$\gamma_{eq} [kN/m^3]$	16,7	13,3	13,3	medelv av tungheten $0,5 \cdot b_{ef}$ ner
$\gamma_{eqd} [kN/m^3]$	15,2	12,1	12,1	
s_v	0,84	0,60	0,80	(ekv. 9.15)
ξ_v	0,84	0,60	0,80	
$q_b [kPa]$	44,7	51,1	68,2	(ekv. 9.12)
$q_{bd} [kPa]$	44,7	51,1	68,2	
$R_d [kN]$	161	294	785	

Sand**Bärighetsberäkning**

Hållfasthetsparameter / Säkerhetsfaktorer

 $\gamma_{m\phi}$ 1,2 Brottgränstillstånd γ_n 1,1 SK2 γ_{Rd} 1 γ_{mp} 1 ϕ_k ϕ_d

38 30,6

Avstånd till grundvattenyta (d2)= 1 m

	Stålfot	E. plåt	D. plåt	
$A_{ef} [m^2]$	3,6	5,8	11,5	Effektiv fundamentarea
$B_{ef} [m]$	1,2	2,4	2,4	
$l_{ef} [m]$	3	2,4	4,8	
N_y	16,00			(ekv. 9.13)
$F(\phi)$	0,33			(ekv. 9.14)
$\gamma_{mättad} [kN/m^3]$	21	21	21	
$\gamma_{omättad} [kN/m^3]$	19	19	19	
$\gamma_{eq} [kN/m^3]$	17,7	14,3	14,3	medelv.av tungheten $0,5 \cdot b_{ef}$ ner
$\gamma_{eqd} [kN/m^3]$	16,1	13,0	13,0	
s_y	0,84	0,60	0,80	(ekv. 9.15)
ξ_y	0,84	0,60	0,80	
$q_b [kPa]$	129,5	150,1	200,2	(ekv. 9.12)
$q_{bd} [kPa]$	129,5	150,1	200,2	
$R_d [kN]$	466	865	2306	

Resultat bärighet**Lera**

Längsida	Laster [kN]	Stålfot [kN]	OK / Ej OK	E.plåt [kN]*	OK / ej OK	D. plåt [kN]**	OK / ej OK
A1, A6, H1, H6	1128	247	Ej OK	360	Ej OK	563	Ej OK
B1, B6, G1, G6	797	247	Ej OK	360	Ej OK	563	Ej OK
C1, C6, F1, F6	720	247	Ej OK	360	Ej OK	563	Ej OK
D1, D6, E1, E6	467	247	Ej OK	360	Ej OK	563	OK
Kortsida							
A1, A6, H1, H6	1128	247	Ej OK	360	Ej OK	563	Ej OK
A2, A5, H2, H5	400	247	Ej OK	360	Ej OK	563	OK
A3, A4, H3, H4	305	247	Ej OK	360	OK	563	OK

Silt

Längsida	Laster [kN]	Stålfot [kN]	OK / Ej OK	E.plåt [kN]*	OK / ej OK	D. plåt [kN]**	OK / ej OK
A1, A6, H1, H6	1128	161	Ej OK	294	Ej OK	785	Ej OK
B1, B6, G1, G6	797	161	Ej OK	294	Ej OK	785	Ej OK
C1, C6, F1, F6	720	161	Ej OK	294	Ej OK	785	OK
D1, D6, E1, E6	467	161	Ej OK	294	Ej OK	785	OK
Kortsida							
A1, A6, H1, H6	1128	161	Ej OK	294	Ej OK	785	Ej OK
A2, A5, H2, H5	400	161	Ej OK	294	Ej OK	785	OK
A3, A4, H3, H4	305	161	Ej OK	294	Ej OK	785	OK

Grusig Sand

Längsida	Laster [kN]	Stålfot [kN]	OK / Ej OK	E.plåt [kN]*	OK / ej OK	D. plåt [kN]**	OK / ej OK
A1, A6, H1, H6	1128	466	Ej OK	865	Ej OK	2306	OK
B1, B6, G1, G6	797	466	Ej OK	865	OK	2306	OK
C1, C6, F1, F6	720	466	Ej OK	865	OK	2306	OK
D1, D6, E1, E6	467	466	Ej OK	865	OK	2306	OK
Kortsida							
A1, A6, H1, H6	1128	466	Ej OK	865	Ej OK	2306	OK
A2, A5, H2, H5	400	466	OK	865	OK	2306	OK
A3, A4, H3, H4	305	466	OK	865	OK	2306	OK

*E. plåt = enkel plåt

**D. plåt = dubbel plåt

Känslighetsanalys

Nedan redovisas vid vilka gränsvärden som ingen djupgrundläggning behövs för att klara bärighetskravet för lera respektive silt.

För det geotekniska förhållandet lera har torrskorpans mäktighet och lerans odränerade skjuvhållfastheten ökats.

Lera

		1	2
Längsida	Laster [kN]	1 m Let, 20 kPa	2 m Let, 10 kPa
A1, A6, H1, H6	1128	dubbel	ej ok
B1, B6, G1, G6	797	dubbel	dubbel
C1, C6, F1, F6	720	enkel	dubbel
D1, D6, E1, E6	467	stålfot	enkel
Kortsida			
A1, A6, H1, H6	1128	dubbel	ej ok
A2, A5, H2, H5	400	stålfot	stålfot
A3, A4, H3, H4	305	stålfot	stålfot

		3*
Längsida	Laster [kN]	2 m Let, 15 kPa
A1, A6, H1, H6	1128	dubbel
B1, B6, G1, G6	797	enkel
C1, C6, F1, F6	720	enkel
D1, D6, E1, E6	467	stålfot
Kortsida		
A1, A6, H1, H6	1128	dubbel
A2, A5, H2, H5	400	stålfot
A3, A4, H3, H4	305	stålfot

*Ingen djupgrundläggning krävs

För jordmaterialet silt ökas den inre friktionsvinkeln samt avståndet ner till grundvattenytan.

Silt

		1	2*
Längsida	Laster [kN]	33 grader, gvy 1 m	35 grader, gvy 1m
A1, A6, H1, H6	1128	ej ok	dubbel
B1, B6, G1, G6	797	dubbel	dubbel
C1, C6, F1, F6	720	dubbel	dubbel
D1, D6, E1, E6	467	dubbel	enkel
Kortsida			
A1, A6, H1, H6	1128	ej ok	dubbel
A2, A5, H2, H5	400	dubbel	enkel
A3, A4, H3, H4	305	enkel	enkel

*Ingen djupgrundläggning krävs

		3	4*	5*
Långsida	Laster [kN]	31 grader, gvy 2m	31 grader, gvy 3m	33 grader, gvy 2m
A1, A6, H1, H6	1128	ej ok	dubbel	dubbel
B1, B6, G1, G6	797	dubbel	dubbel	dubbel
C1, C6, F1, F6	720	dubbel	dubbel	dubbel
D1, D6, E1, E6	467	dubbel	dubbel	enkel
Kortsida				
A1, A6, H1, H6	1128	ej ok	dubbel	dubbel
A2, A5, H2, H5	400	dubbel	enkel	enkel
A3, A4, H3, H4	305	enkel	enkel	enkel

*Ingen djupgrundläggning krävs

Gr sand har inte analyserats då ingen djupgrundläggning krävs för det geotekniska förhållande som har utvärderats i rapporten.

Betongpålar i lera

Nedan visas ett exempel på hur dimensionerande pållängd beräknas, både vid tryck- och dragbelastningar.

Beräkningsgång

Kontroll har visat att SP1:or är mer ekonomiska än SP2:or.

α	1	
γ_{Rd}	1,7	
γ_{mm}	1,45	
γ_n	1,1	
Torrskorpelera c_{uk} [kPa]	50	
Lera c_{uk} [kPa]	10	
Tillväxt per meter [kPa]	1	
Pålens längd [m]	29	
Pålens kortsida [m]	0,235	
Rmk lera [kN]	500	ekv.(9.16)
Rmd lera [kN]	184	ekv.(9.18)
Rmk torrskorpa [kN]	47	ekv.(9.16)
Rmd torrskorpa [kN]	17	ekv.(9.18)
Rmk per påle [kPa]	547	
Rmd per påle [kPa]	202	
RmDd [kPa]	161	ekv.(9.28a)
RmDd, 2 pålar [kPa]	323	

Med stabilitetskravet på minst två pålar under varje stödben uppfylls inte bärighetskravet med betongpålar för en hörnpelare (1128 kN).

Betongpålar i Silt**Geoteknisk bärförmåga**

SP1	$\Phi =$	31,0	$\Phi_d =$	24,47
	ρ omättad =	18		
	ρ mättad =	20		
	$\beta =$	0,3	$\beta_d =$	0,188
	$N_q =$	15	$N_{qd} =$	11,36

z	Överlagringstryck	Medelvärde
0	0	
1	18	
2	29	15,7
3	39	21,5
4	49	27,0
5	59	32,3
...	...	...
...	...	...
23	239	123,6
24	249	128,6
25	259	133,6
26	269	138,6
27	279	143,6
28	289	148,7
29	299	153,7

Säkerhetsfaktorer	
γ_m	1,2
γ_n	1,1
γ_{Rd}	1,7
γ_{mm}	1,45
γ_{ms}	1,2

Påldimension, SP1
0,235 m

Resultat betong i Silt

pållängd	(ekv. 9.20) f_m (kPa)	(ekv. 9.21) f_s (kPa)
17	18	2034
18	19	2148
19	19	2261
20	20	2375
21	21	2489
22	22	2602
23	23	2716
24	24	2830
25	25	2943
26	26	3057
27	27	3170
28	28	3284
29	29	3398

Dimensionerande Bärförmåga

R_d [kN]	(ekv. 9.22)	
1 påle	2 pålar	3 pålar
231	463	694
254	508	762
278	556	834
303	606	909
329	658	986
356	712	1067
384	768	1152
413	826	1239
443	886	1329
474	948	1422
506	1013	1519
540	1079	1619
574	1148	1722

Och den dimensionerande bärförmågan kan utläsas ur tabell ovan. Två pålar används.

RR-pålar

RR-pålar har endast räknats som spetsbärande och värden nedan har hämtats ur Rautaruukkis RR-pålningsmanual, 2004.

För lera gäller minsta värde av Max last med hänsyn till stoppslagning och Dimensionerande lastkapacitet mht dimensionerande odränerade skjuvhållfasthet. Resultaten nedan visar att Max last mht stoppslagning blir dimensionerande för lera.

För silt gäller värden från Max last mht stoppslagning.

Antal pålar har bestämts så att lastkapaciteten överstiger lasteffekten. Last på 467 kN förs ned i stödben D och E och används för beräkningar i silt.

	Max last mht stoppsl. GK 2A	Dim. Lastkapacitet Cud= 5 kPa, LK/200	Minst lastkapacitet [kN]
RR 90/6,3	216	229	216
RR 115/6,3	282	336	282
RR 140/8,0	437	537	437

	Antal pålar [st]	Antal pålar [st]	Antal pålar [st]	Antal pålar [st]
	1128	790	720	467
RR 90/6,3	6	4	4	3
RR 115/6,3	4	3	3	2
RR 140/8,0	3	2	2	2

TITAN – pålar

Nedan visas ett exempel på hur beräkning av TITAN-pålar har utförts. Tre olika dimensioner på stag har kontrollerats. Diameter på borrkrona beror på vald dimension på stag. Dimensioneringen följer Ischebecks TITAN stag och påle dimensioneringsguide/3. Dimensioneringen har utförts som vertikal förankring enligt totalsäkerhetsmetoden.

Dimensionering av TITAN-pålar

Dimensionerande last, F_d 1128 [kN] enligt Förankrade Spontar

Totalsäkerhetsfaktor (temporär byggnad) 1,3

Gränsmantelfriktion q_s för aktuell jordart:

	Lera	Silt	Sand	
Beror på:	T_{fu} 10 kPa	31°	38°	
q_s	1,0-2,0* C_{uk}	50-100	150-200	enligt tabell 6
vald q_s	20	50	200	

Val av diameter på borrkrona (tabell 2)

d [mm]	280	200	280
--------	-----	-----	-----

Antagande om förhållandet K_1 mellan cementkroppens diameter D och vald borrkronas diameter d .

K_1	1,0-1,4		1,2-2,5	
Vald K_1	1,2	1,6	2	
μ_k [kN/m]	21,1	50,3	351,9	(ekv.9.23)

Dimensionerande mantelmotstånd

μ_d [kN/m]	16,2	38,7	270,7
Lför [m]	69,46	29,17	4,17
Lfri [m]	1	1	1
Ltot [m]	70,46	30,17	5,17

Resultat TITAN-påle

I denna bilaga redovisas resultaten för TITAN-pålar. För 5 meter och 10 meter lera och för 5 meter silt blir materialåtgången så stor att förankring med TITAN-stag inte är ekonomiskt försvarbart. Ingen redovisning av resultat har därför gjorts. I tabellerna nedan redovisas antal stag och staglängd som krävs under respektive stödben. Sand har inte utvärderats då ingen djupgrundläggning krävs för detta geotekniska förhållande.

Antal stag [st]; staglängd [m]**LERA**

5 m	Ej ekonomisk att använda!
-----	---------------------------

10 m	Ej ekonomisk att använda!
------	---------------------------

50 m

Dimension	A1, A6, H1, H6	B1, B6, G1, G6	C1, C6, F1, F6
40/16	4 ; 18,5	3 ; 42,5	3 ; 39
73/56	3 ; 32,5	3 ; 32,5	2 ; 32,5
103/78	3 ; 23,5	2 ; 25,5	2 ; 23,5

SILT**5 m**

Ej ekonomisk att använda!

10 m

Dimension	A1, A6, H1, H6	B1, B6, G1, G6
40/16	6 ; 10	5 ; 8,5
73/56	4 ; 8,5	4 ; 8
103/78	3 ; 8	2 ; 8,5

50 m

Dimension	A1, A6, H1, H6	B1, B6, G1, G6
40/16	3 ; 19	2 ; 20
73/56	3 ; 11	2 ; 11,5
103/78	3 ; 8	2 ; 8,5

MDM-block i lera

MDM-pelare under Stålfot	
Lera	
korttidslast	
Last	320,8 kPa
Antal pelare i längd	5 st
Antal pelare i bredd	2 st
Totalt antal pelare	10 st
områdets längd	3 m
områdets bredd	1,2 m
Area stabiliserat Omar	3,6 m
Pelardiameter	0,6 m
Area pelare	2,83 m ²
Plattbredd	1,2 m
Plattlängd	3 m
Egenvikt	27 kN
Last	1128 kN
Total Last	1155 kN
γ-let	17 kN/m ³
γ-le	17 kN/m ³

Djup (m)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0 + \Delta\sigma$ (kPa)	c_k (kPa)
0	0	320,8	320,8	50
0,5	8,5	194,1	202,6	50
1	17	131,3	148,3	10
1,5	20,5	95,1	115,6	10,5
2	24	72,2	96,2	11
2,5	27,5	56,8	84,3	11,5
...	...	...	...	...
...	...	...	...	...
21	157	2,2	159,2	30
22	164	2,0	166,0	31

	Medelvärde	Vertikal
Pelarlängd	c_k	spänning
2,50	23,8	16,3
3,00	22,1	18,4
3,50	20,9	20,4
...	...	...
18,00	19,4	63,5
19,00	19,7	66,1
20,00	20,0	68,7

Tryckspänningen kontrolleras

1128	2,83	0,40	OK
kN	m ²	MPa	Gränsvärdet är 1 MPa

Totalsäkerhetsfaktor mantel	2
Totalsäkerhetsfaktor spets	10

Pelarlängd	Mantelarea [m ²]	0,7*c (kPa)	(ekv. 9.17) fm [kPa]	Spetsarea [m ²]	(ekv. 9.25) fs [kPa]	Rd [kN]
2,5	21	16,7	175	2,83	21,4	196,6
3,0	25,2	15,5	195	2,83	19,9	215,2
3,5	29,4	14,7	215	2,83	18,8	234,2
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...
15,0	126	13,3	835	2,83	17,0	851,7
16,0	134,4	13,4	902	2,83	17,2	919,1
17,0	142,8	13,6	971	2,83	17,4	988,7
18,0	151,2	13,8	1043	2,83	17,7	1060,7
19,0	159,6	14,0	1117	2,83	18,0	1135,2

Resultat MDM-block i lera

Nedan redovisas vilken längd på pelarblocket som erfordras för att klara av lasterna som verkar i de olika pelarna.

	A1, A2 H1, H6	B1, B6 G1, G6	C1, C6 F1, F6	D1, D6 E1, E6	A2, A5 H2, H5	A3, A4 H3, H4
Pelarlängd	1128 kN	797 kN	720 kN	467 kN	400 kN	305 kN
5						
5,5						OK
6						OK
6,5						OK
7						OK
7,5					OK	OK
8					OK	OK
8,5					OK	OK
9				OK	OK	OK
9,5				OK	OK	OK
10				OK	OK	OK
10,5				OK	OK	OK
11				OK	OK	OK
11,5				OK	OK	OK
12				OK	OK	OK
13			OK	OK	OK	OK
14			OK	OK	OK	OK
15		OK	OK	OK	OK	OK
16		OK	OK	OK	OK	OK
17		OK	OK	OK	OK	OK
18		OK	OK	OK	OK	OK
19	OK	OK	OK	OK	OK	OK
(10 pelare) Val av pelarlängd med pelardiameter 0,6 m	19	15	13	9	7,5	5,5

MDM-pelare i Silt

MDM-pelare		
Friktionsjord		
Silt		
$R = f_m \cdot A_m + f_s \cdot A_s$ (ekv. 9.24)		
Last	320,8	kPa
Antal pelare i längd	5	st
Antal pelare i bredd	2	st
Totalt antal pelare	10	st
områdets längd	3	m
områdets bredd	1,2	m
Area stabiliserat omr	3,6	m
Pelardiameter	0,6	m
Area pelare	2,83	m ²
Plattbredd	1,2	m
Plattlängd	3	m
Egenvikt	27	kN
Last	1128	kN
Total Last	1155	kN
ρ omättad	18	kN/m ³
ρ mättad	20	kN/m ³
$\Phi =$	38,0	grader
$\tan \Phi$	0,78	
$\beta =$	0,3	
$N_q =$	15	

z [m]	Överlagringstryck [kPa]	Medelvärde [kPa]
0	0	
1	18	
2	28	15,3
...	...	...
20	208	107,6
21	218	112,6

Pelarlängd	(ekv. 9.20) f _m [kPa]	[m ²] Mantelarea	(ekv. 9.21) f _s [kPa]	[m ²] Spetsarea	R _d [kN]
2	5	16,8	420	2,83	157
3	6	25,2	570	2,83	241
4	8	33,6	720	2,83	337
...	...	...	...	...	...
17	28	142,8	2670	2,83	2737
18	29	151,2	2820	2,83	3010
19	31	159,6	2970	2,83	3296
20	32	168	3120	2,83	3594

Resultat MDM-block i Silt

Nedan redovisas vilken längd på pelarblocket som erfordras för att klara av lasterna.

	A1, A2 H1, H6	B1, B6 G1, G6	C1, C6 F1, F6	D1, D6 E1, E6	A2, A5 H2, H5	A3, A4 H3, H4
Pelarlängd	1128 kN	797 kN	720 kN	467 kN	400 kN	305 kN
2						
3						
4						OK
5					OK	OK
6				OK	OK	OK
7				OK	OK	OK
8		OK	OK	OK	OK	OK
9		OK	OK	OK	OK	OK
10	OK	OK	OK	OK	OK	OK
(10 pelare) Val av pelarlängd med pelardiameter 0,6 m	10	8	8	6	5	4

Vid dimensionering av bergsförankring har fyra brottmekanismer kontrollerats, resultaten visas nedan. För brottmekanism 1 har två alternativ utvärderats. Alternativen skiljer sig åt huruvida mycket av ovanliggande jord, över bergnivå, som skall tillgodoräknas. Alternativ 1 tillgodoräknar endast jordtyngden av en cylinderkropp med den radie som bergkon har på bergsytan. Alternativ 2 tillgodoräknar sig den jordtyngd som bildar 45 grader med bergskon. Resultat visar att kravet uppfylls med alternativ 1 och detta redan på måktigheter på fem meter. Inga ytterligare beräkningar krävs för måktigheter över fem meter.

Bergförankring

1) Brott i bergmassan

90 graders kon	
Vinkel	45
Bergkonens höjd [m]	3
Bergkonens radie [m]	3,00
Bergkonens volym [m ³]	28,3
Bergets densitet [kg/m ³]	2700
Bergkonens tyngd [kN]	763
Totalsäkerhetsfaktor	2,5
γ_n	1,1
Dimensionerande bergkons tyngd [kN]	278

5 m	Lera	Silt	Sand
Ovanliggande jords tyngd (cylinderform) [kN]	1470	1640	1781
Säkerhetsfaktor tunghet, brott	1,0	1,0	1,0
γ_n	1,1	1,1	1,1
Dimensionerande tyngd cylinder [kN]	1337	1491	1619
Total dim.tyngd cylinder + bergskon [kN]	1614	1768	1897

2) Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och borrhål i berg

d [m]	0,05	ekv. 9.27
L [m]	3	
c, Granit, [Pa]	3500000	
Fbrottk [kN]	1649	
Totalsäkerhetsfaktor	2,5	
γ_n	1,1	
Fbrottd [kN]	600	

3) Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och förankringsstål

Vidhäftingsspänning [20 MPa]		Släta stänger	Kamstänger
Brottvindhäftning [Pa]		1200000	1700000
Fbrottk [kN]		565	801
Totalsäkerhetsfaktor	1,75		
γ_n	1,1		
Fbrottd [kN]		294	416
Vidhäftingsspänning [25 MPa]		Släta stänger	Kamstänger
Brottvindhäftning [Pa]		1400000	1900000
Fbrottk [kN]		660	895
Totalsäkerhetsfaktor	1,75		
γ_n	1,1		
Fbrottd [kN]		343	465

4) Brott i förankringsstålet

	Ftill [kN]	Störst dim. drag last [kN]	Antal vajrar
DYWIDAG	220	307	2
H20	200	307	2
SUPA	320	307	1

DYWIDAG

För DYWIDAG-stag har uppgifter om stagets draglastkapacitet hämtas ur tabell XX. Därur fås att det krävs två stycken 1570/1770 vajrar med en diameter på 0,6" för att uppta vertikala draglaster i stödben A1, A6, H1 och H6. På övriga förankringsställena krävs endast en 1570/1770-vajer.

H20

Uppgifter kring H20-stag har fått utav kontakt på Hercules Grundläggning AB. Stagen har en diameter på 18,9 mm och kan ta laster uppemot 200 kN. Även här krävs 2 vajrar för stödben A1, A6, H1 och H6 samt en vajer för övriga stödben.

SUPA

Beräkningar är utförda med SUPA-linor med diameter 0,5". För att klara draglasterna krävs dimensionen 3 Ø½" d.v.s. tre vajrar. Denna dimension kan användas för samtliga stödben.

TITAN-stag

Beräkningsgången för stagen följer beräkningsgången för TITAN-pålar som finns beskriven i bilaga 5. Resultatet redovisas nedan

FÖRANKRINGSRESULTAT

Antal stag [st]; staglängd [m]

LERA**5 m**

Dimension	A1, A6, H1, H6	A2, A5, H2, H5	E1, E6
103/78	4 ; 6	3 ; 5	2 ; 5

10 m

Dimension	A1, A6, H1, H6	A2, A5, H2, H5	E1, E6
40/16	5 ; 11	4 ; 9	2 ; 11
73/56	3 ; 9	2 ; 9,5	2 ; 6,5
103/78	2 ; 11	2 ; 7	1 ; 9

50 m

Dimension	A1, A6, H1, H6	A2, A5, H2, H5	E1, E6
40/16	1 ; 49	1 ; 27	1 ; 19
73/56	1 ; 31	1 ; 18	1 ; 13
103/78	1 ; 21	1 ; 12	1 ; 9

SILT**5 m**

Dimension	A1, A6, H1, H6	A2, A5, H2, H5	E1, E6
40/16	3 ; 5	3 ; 4,5	1 ; 4
73/56	2 ; 5	2 ; 4	1 ; 3
103/78	2 ; 4	1 ; 5	1 ; 2,5

10 m, 50 m

Dimension	A1, A6, H1, H6	A2, A5, H2, H5	E1, E6
40/16	2 ; 8,5	2 ; 6	1 ; 7
73/56	1 ; 9	1 ; 6,5	1 ; 4,5
103/78	1 ; 7	1 ; 5	1 ; 3,5

SAND**5 m, 10 m, 50 m**

Dimension	A1, A6, H1, H6	A2, A5, H2, H5	E1, E6
40/16	1 ; 4	1 ; 3	1 ; 2,5
73/56	1 ; 3	1 ; 2,5	1 ; 2
103/78	1 ; 2,5	1 ; 2	1 ; 1,5

Förankring med betongpålar är endast aktuellt där grundläggning sker med betongpålar. I tabellen nedan ses att för att kunna ta upp den största förankringslasten, 307 kN, krävs en pållängd på minst 25 meter för lera och för silt en pållängd på minst 16 meter. Detta medför att på mäktigheterna 5 och meter är denna förankringsmetod inte tillräcklig.

Lera	RmDd [kN]	Silt	RmDd [kN]
Pållängd [m]	2 pålar	Pållängd [m]	2 pålar
10	116	10	138
11	125	11	165
12	135	12	194
13	145	13	226
14	155	14	260
15	167	15	296
16	179	16	335
17	191	17	376
18	204	18	420
19	218	19	466
20	232	20	514
21	247	21	565
22	263	22	618
23	279	23	673
24	296	24	731
25	313	25	791

GEWI-stag i MDM-pelare

Största förankringslasten 307 kN					
Erforderlig stagdimension					
	<u>GEWI 32</u>			<u>GEWI 63</u>	
tvärsnittsarea	804,2	mm ²	tvärsnittsarea	3166,9	mm ²
f _{yk}	500	MPa	f _{yk}	555	MPa
f _{yd}	454	MPa	f _{yd}	504	MPa
F _{dim}	365567	N	F _{dim}	1597856	N
					> 307 kN OK
Vidhäftning mellan stag och pelare					
	<u>GEWI 32</u>			<u>GEWI 63</u>	
d	32	mm		63,5	mm
Längd	10	m			
Mantelarea	1,00	m ²		1,99	m ²
C _{uk}	1000	kPa			
tillåten last	1005	kN		1995	kN
	(3 faldig säkerhet mot brott)			(6 faldig säkerhet mot brott)	
					> 307 kN OK
Vidhäftning mellan pelare och jord					
vidhäftning enligt erfarenhet	35	kPa			
Diameter	600	mm			
Längd	10	m			
Mantelarea	18,85	m ²			
Mantelbärförmågan (dragkraftsbelastning)				660	kN
					> 307 kN OK
Det grövre stålet väljs vid förankring även om det .					
Det är enklare att trycka ner det grövre staget i den färska MDM-pelaren.					

Sammanställning ekonomi

I denna sammanställning har kostnaderna för metoderna jämförts och delas in efter gråskalan nedan.

Billigast		Dyrast	
1	2	3	4

Djupgrundläggning

Lera	RR-påle	SP1	TITAN	MDM
5 m	113000	62000	-	-
10 m	207000	114000	-	-
50 m	960000	468000	2020000	288000

Silt	RR-påle	SP1	TITAN	MDM
5 m	66000	34000	-	-
10 m	132000	69000	490000	112000
50 m	660000	192000	490000	112000

Förankring

Lera	DYWIDAG	H20	SUPA	TITAN
5 m	90000	74000	126000	418000
10 m	140000	115000	196000	464000
50 m	510000	418200	714000	455000

Silt	DYWIDAG	H20	SUPA	TITAN
5 m	80000	66000	112000	172000
10 m	130000	107000	182000	153000
50 m	500000	410000	700000	153000

Sand	DYWIDAG	H20	SUPA	TITAN
5 m	80000	66000	112000	50000
10 m	130000	107000	182000	50000
50 m	500000	410000	700000	50000

Samverkande åtgärder

Lera	TITAN	SP1	MDM+ GEWI
5 m	-	-	-
10 m	-	-	-
50 m	2020000	468000	328000

Silt	TITAN	SP1	MDM+ GEWI
5 m	-	-	-
10 m	490000	-	135000
50 m	490000	291000	135000

Punktskattning bärighet LERA, Cu 50 kPa

Hållfasthetsparameter / Säkerhetsfaktorer

γ_{mc}	1,8
γ_n	1,1
γ_{Rd}	1

Let	Cu1	50 kPa
Le1	Cu2	10 kPa

Vip (cu)	0,12
-----------------	------

$\sigma(cu1)=$	6
$\sigma(cu2)=$	1,2

cu1-	44 kPa
cu1+	56 kPa

cu2-	8,8 kPa
cu2+	11,2 kPa

Stålfot

Aef	3,6 m ²	Effektiv fundamentarea
bef	1,2 m	
lef	3 m	
h	1 m	Höjd från torrskorpans underkant till plattans underkant

N0c	5,14	Bärighetsfaktor
s0c	1,08	Inverkan av fundamentform
ξc	1,08	Korrektionsfaktor

Metod 2 s.94

Viktad Cu mht 2.1-metoden genom torrskorpeleran

K2

K2--	0,4889	K2	0,4889
K2-+	0,3841		
K2+-	0,6222		
K2++	0,4889		

qb

qb---	119,4 kPa
qb-++	119,4 kPa
qb+--	152,0 kPa
qb+++	152,0 kPa
qb+-	93,9 kPa
qb+-+	193,5 kPa

E[qb]	138,4	Ekv(12.5)
E[qb^2]	20167,8	

V[qb]	1018,1	Ekv(12.3)
--------------	--------	-----------

σ[qb]	31,9	Ekv(12.4)
--------------------------------	------	-----------

qb	0,23 kPa
-----------	----------

qb~/(yn*ym)	135,7 kPa
--------------------	-----------

a	67,0 (Från Random)	bet1	0,74
b	288,0 (Från Random)	bet2	4,6

X	0,322997 Ekv(12.7)
----------	--------------------

Y	0,144381 Ekv(12.8)
----------	--------------------

		K	F	x(K)
alfa	2 (Ur diagram)	0,1	0,035	74,735
beta	5 (Ur diagram)	1	0,05	78,05
		5	0,1	89,1

Punktskattning Bärighet SILT

Hållfasthetsparameter / Säkerhetsfaktorer

$\gamma_m \phi$	1,2	Brottgränstillstånd		
γ_n	1,1	SK2		
γ_{mp}	1			
ϕ	31			
ϕ_d	24,5	Avstånd till grundvattenyta=	1	m
$V_{ip}(\phi)$	0,03	Stålfot		
		A_{ef}	3,6	m ²
$\sigma(\phi)$	0,93	b _{ef}	1,2	m
		l _{ef}	3	m
ϕ^-	30,07			
ϕ^+	31,93	N_γ	5,86	
		$F(\phi)$	0,30	
$F(\phi)^-$	0,32			
$F(\phi)^+$	0,33			
		$\gamma_{mättad}$	20	kN/m ³
N_γ^-	14,60	$\gamma_{omättad}$	18	
N_γ^+	19,94	γ_{eq}	16,7	
		γ_{eqd}	15,2	kN/m ³
q_b^-	122,7	s_γ	0,84	
q_b^+	167,5	ξ_γ	0,84	
$E[q_b]$	145,1	kPa		
$E[q_b^2]$	21549,7			
$V[q_b]$	502,3			
$\sigma[q_b]$	22,4			
$v_{ip}[q_b]$	0,15			
q_{Rd}	44,7	kPa		
a (min)	92,0	(Från Random)		
b (max)	224,0	(Från Random)		
X	0,40	$X=(E[x]-a)/(b-a)$		
Y	0,17	$Y=(\sigma(\phi)-a)/(b-a)$		
bet1	0,37	(Från Random)		
bet2	3.1	(Från Random)		
		K	F	x(k)=a+F(b-a)
alfa	2	(ur diagram)	0,1 0,05	98,6
beta	3	(ur diagram)	1 0,05	98,6
			5 0,15	111,8