

# Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik

Rapport 7:2008

## Tillämpningsdokument

EN 1997-1 kapitel 6  
Plattgrundläggning

Notera att det i ett antal ekvationer blivit ett tryckfel i denna TD. Gäller Allmänna bärlighetsekvationerna där de ingående formfaktorerna ser ut att innehålla exponenter - de ska vara produkter:

$$d_c = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}}$$

$$d_q = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}}$$

$$d_v = 1$$

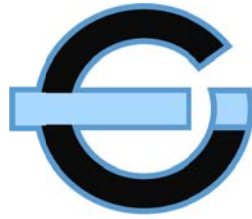
=>

$$d_c = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}}$$

$$d_q = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}}$$

$$d_v = 1$$





Implementeringskommission för  
Europastandarder inom Geoteknik

IEG Rapport 7:2008

## Tillämpningsdokument

EN 1997-1 kapitel 6 Plattgrundläggning

Framtagen av IEG

Stockholm 2010

**IEG Rapport** Implementeringskommissionen för  
Europastandarder inom Geoteknik

Beställning

IEG  
c/o IVA  
Grev Turegatan 14  
Box 5073  
102 42 Stockholm  
Org. Nr 802430-1221  
E-post: [ieg@iva.se](mailto:ieg@iva.se)  
Web: [www.ieg.nu](http://www.ieg.nu)

ISBN  
Upplaga

978-91-85647-25-5  
Digital

Version

Dec 2010

## Förord

Denna rapport har framtagits på uppdrag av IEG (Implementeringskommission för Europa-standarder inom Geoteknik), som är en ideell förening under Kungl. Ingenjörsvetenskapsakademiens hägn. Föreningen har till uppgift att initiera, samordna och utföra arbete, som krävs för implementering av Europastandarder inom Geoteknikområdet i Sverige.

Denna rapport beskriver hur EN 1997-1 kan tillämpas för plattgrundläggning i Sverige baserat på tidigare erfarenheter och svensk praxis.

Värdefulla synpunkter på rapporten har inkommit från Bo Berggren SGI, Björn Dehlbom Ramböll, Sverige AB, Håkan Garin Geoverkstan, Anders Kullingsjö Skanska, Lovisa Moritz Vägverket, Magnus Karlsson Banverket, Gunilla Franzén VTI och Per-Evert Bengtsson SGI.

IEG kommer att uppdatera tillämpningsdokumenten efterhand som erfarenhet erhålls från tillämpning av EN1997-1. Målsättningen är att ha ett levande dokument som underlättar införandet av Eurokod och övriga Europastandarder i Sverige. För att uppnå detta mål, så behövs dina synpunkter på vilka förbättringar, ändringar, tillägg som behövs av tillämpningsdokument för att det skall bli det hjälpmedel som du och dina kollegor behöver? Har du frågor eller jämförande beräkningar som du vill att IEG skall ta del av? På [www.ieg.nu](http://www.ieg.nu) finner du instruktioner för vart du skall skicka dina synpunkter, för att de skall beaktas vid revideringen av detta dokument. IEG tackar på förhand för dina synpunkter.

Den ursprungliga versionen av detta dokument utarbetades av Ulf Bergdahl, SGI och Lars Hall, SGI.

Denna reviderade version där synpunkter från styrelsen och den reviderade hanteringen av karakteristiskt värde har inarbetats har tagits fram av Gunilla Franzén, VTI i samarbete med Henrik Möller, Tyréns

Linköping 2010-12-22

Ulf Bergdahl

Lars Hall

Gunilla Franzén

Henrik Möller



## Sammanfattning

Detta tillämpningsdokument beskriver hur dimensionering av plattgrundläggningar kan utföras enligt SS-EN 1997-1, Kapitel 6 för olika geotekniska kategorier i såväl brott- som bruksgränstillstånd.

Huvuddelen av de grundläggande reglerna för projektering återfinns i Tillämpningsdokument Grunder. Endast vad som är speciellt för plattgrundläggning hanteras här.

Metoder för såväl överslagsberäkning som mer noggrann beräkning redovisas liksom exempel med s.k. hävdvunna åtgärder, som kan användas i geoteknisk kategori 1. Även metoder för dimensionering genom provbelastning av plattor redovisas.

För dimensionering i bruksgräns redovisas metoder för beräkning av totalsättningar och differenssättningar.

För att illustrera dimensioneringsmetodernas användning visas i Bilaga A och B beräkningsexempel för en platta på friktionsjord respektive på fast kohesionsjord.

Bilaga C ger en mer detaljerad beskrivning av allmänna bärighetsekvationen och i Bilaga D återfinns ett förslag till utvärdering av provbelastning. Bilaga E ger slutligen krav avseende material, utförande och kontroll.



## Summary

This Application document describes how design of shallow foundations can be made according to SS-EN 1997-1, Section 6 in different Geotechnical categories in both ultimate and serviceability limit states.

The main parts of the fundamental rules for design can be found in the Application document called "Grunder". Only rules especially related to shallow foundations are treated in this document.

Methods for both rough estimates and thorough calculations are presented as well as examples on the use of prescriptive methods which can be used in Geotechnical category 1. Also methods for design by results from plate load tests are presented.

For design in serviceability limit state methods for calculation of total and differential settlements are presented.

In order to illustrate the use of the design methods a calculation example for a shallow foundation on sand and on stiff cohesive soil is presented in Annex A and B. Annex C gives the background for the equation of bearing capacity, and in Annex D a method for evaluation of testing is presented. Finally annex E gives material requirements for construction of shallow foundations on mainly compacted fills.



# Innehåll

<b>FÖRORD</b> .....	<b>I</b>
<b>SAMMANFATTNING</b> .....	<b>III</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>V</b>
<b>1 INLEDNING</b> .....	<b>1</b>
<b>2 BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER</b> .....	<b>2</b>
<b>3 UNDERLAG FÖR PROJEKTERING</b> .....	<b>4</b>
<b>3.1 Fält och laboratorieundersökning</b> .....	<b>4</b>
<b>3.2 Från mätdata till dimensionerande värde</b> .....	<b>4</b>
3.2.1 <i>Allmänt om dimensionerande värden för plattor</i> .....	4
3.2.2 <i>Geokonstruktionens dimensionerande värde</i> .....	5
3.2.3 <i>Omräkningsfaktorn <math>\eta</math></i> .....	6
3.2.4 <i>Odränerad skjuvhållfasthet</i> .....	8
3.2.5 <i>Dränerad skjuvhållfasthet</i> .....	8
3.2.6 <i>Egentyngd</i> .....	9
3.2.7 <i>Portryck</i> .....	9
<b>3.3 Övrigt underlag</b> .....	<b>10</b>
<b>4 PROJEKTERING</b> .....	<b>10</b>
<b>4.1 Allmänt avseende projektering</b> .....	<b>10</b>
<b>4.2 Beräkningsförutsättningar</b> .....	<b>11</b>
4.2.1 <i>Geoteknisk kategori</i> .....	11
4.2.2 <i>Säkerhetsklass</i> .....	12
4.2.3 <i>Beräkning av laster och lasteffekter</i> .....	13
<b>4.3 Dimensionering i brottgräns</b> .....	<b>15</b>
4.3.1 <i>Dimensionering genom beräkning</i> .....	15
4.3.1.1 <i>Totalstabilitet</i> .....	15
4.3.1.2 <i>Vertikal bärförmåga - Allmänt</i> .....	16
4.3.1.3 <i>Vertikal bärförmåga – Analytisk metod</i> .....	16
4.3.1.4 <i>Vertikal bärförmåga – Halvempirisk metod</i> .....	18
4.3.1.5 <i>Vertikal bärförmåga – Hävdvunna åtgärder</i> .....	19
4.3.1.6 <i>Dimensionering med hänsyn till glidning</i> .....	19
4.3.1.7 <i>Dimensionering med hänsyn till stjälpning</i> .....	21
4.3.1.8 <i>Konstruktiva skador orsakade av rörelser i marken</i> .....	22
4.3.1.9 <i>Beräkningsgång</i> .....	22
4.3.2 <i>Dimensionering med hävdvunna åtgärder</i> .....	22
4.3.3 <i>Dimensionering genom modellförsök och provbelastning</i> .....	23
4.3.3.1 <i>Dimensionering genom provbelastning av plattor - Allmänt</i> .....	23
4.3.3.2 <i>Dimensionering genom provbelastning av plattor (Brottgräns)</i> .....	25
<b>4.4 Dimensionering i bruksgräns</b> .....	<b>26</b>
4.4.1 <i>Bestämning av gränsvärden för tillåtna rörelser</i> .....	27
4.4.2 <i>Dimensionering genom beräkning</i> .....	28
4.4.2.1 <i>Dimensionering med hänsyn till sättningar - Allmänt</i> .....	28
4.4.2.2 <i>Beräkning av dimensionerande sättning</i> .....	30
4.4.2.3 <i>Beräkning av sättningsdifferens mellan närliggande plattor</i> .....	31
4.4.2.4 <i>Dimensionering med hänsyn till hävning</i> .....	32
4.4.2.5 <i>Dimensionering med hänsyn till vibrationer</i> .....	32
4.4.3 <i>Dimensionering med hävdvunna metoder</i> .....	32
4.4.4 <i>Dimensionering genom modellförsök och provbelastning</i> .....	32
4.4.4.1 <i>Dimensionering genom provbelastning av plattor (bruksgränstillstånd)</i> .....	32

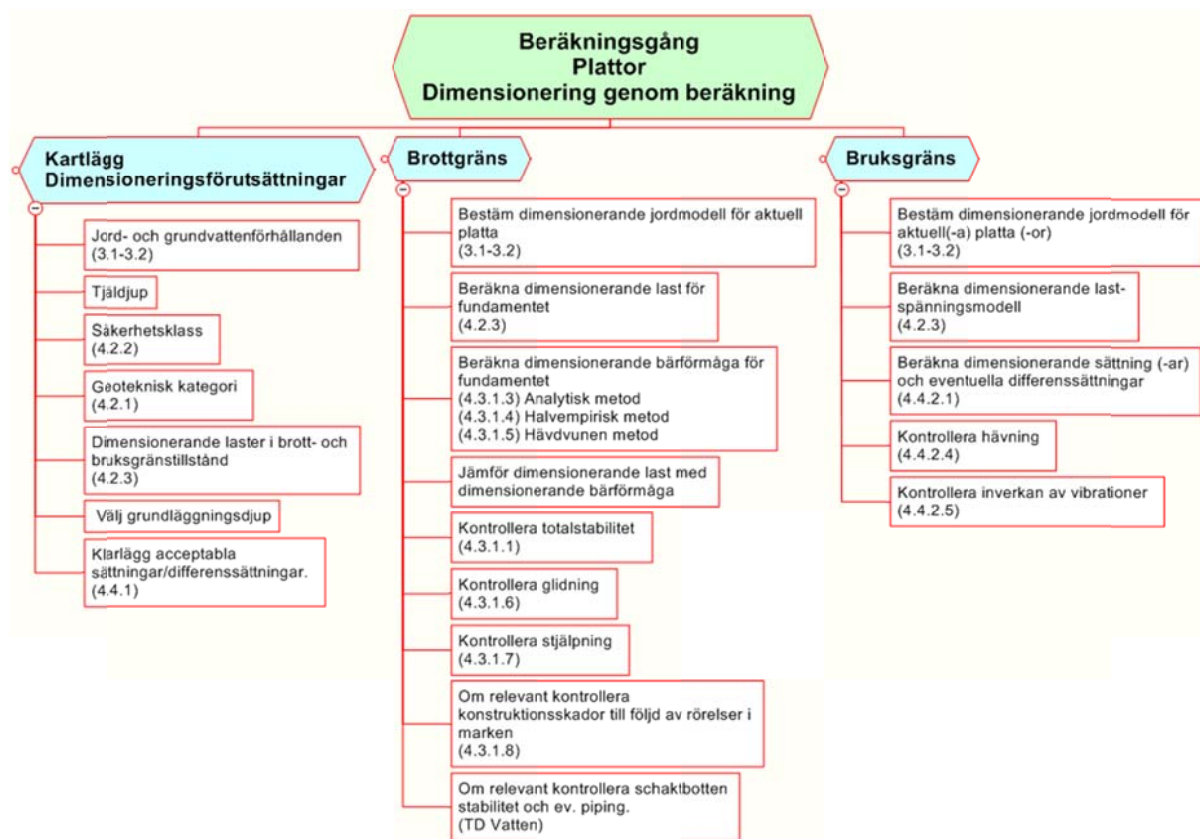
4.5	Konstruktiv dimensionering av plattan .....	34
4.6	Sammanställning av modellosäkerhets faktorer .....	34
4.7	Att notera vid projektering .....	35
4.7.1	Beskrivning och ritningar vid ytgrundläggning .....	35
5	MATERIALKRAV OCH UTFÖRANDE .....	36
6	UPPFÖLJNING, KONTROLL OCH DOKUMENTATION .....	36
6.1	Allmänt.....	36
6.2	Upprättande av kontrollplan för ytgrundläggning .....	38
7	REFERENSER .....	39
	BILAGOR.....	41
BILAGA A	BERÄKNINGSEXEMPEL, FRIKTIONSJORD .....	42
BILAGA B	BERÄKNINGSEXEMPEL, FAST LERA .....	54
BILAGA C	ALLMÄNNA BÄRIGHETSEKVATIONEN.....	67
BILAGA D	UTVÄRDERING AV PROVBELASTNING .....	75
BILAGA E	KRAV AVSEENDE MATERIAL, UTFÖRANDE OCH KONTROLL.....	78

# 1 Inledning

Syftet med detta tillämpningsdokument är att ge geotekniker och konstruktörer vägledning för att dimensionera plattgrundlagda konstruktioner enligt SS-EN 1997-1. Tillämpningsdokumentet fokuserar på kapitel 6 i SS-EN 1997-1 som avser bestämmelser för plattgrundläggning innefattande kvadratiska plattor, långsträckta plattor och hela bottenplattor. Delar av kapitel 6 kan även tillämpas för djupa grundläggningar, såsom kassuner.

Tillämpningsdokumentet ger även vägledning avseende utförande, kontroll och uppföljning av plattgrundlagda konstruktioner. Dokumentet behandlar i detalj bara dimensionering av separata plattor. Ytterligare information om plattgrundläggning kan återfinnas i handboken "Plattgrundläggning" Bergdahl m.fl. (1993). Plattgrundläggningshandboken är dock inte anpassad till SS-EN 1997-1, utan måste vid tillämpning läsas parallellt med kraven i SS-EN 1997-1.

Det vanligaste sättet att dimensionera plattor är dimensionering genom beräkning. I Figur 1.1 redovisas en översiktlig beräkningsgång med referenser till aktuella kapitel i detta tillämpningsdokument (TD) som behandlar respektive beräkningssteg.



Figur 1.1 Översiktlig beräkningsgång

## 2 Beteckningar och definitioner

$A$	plattarea, punkt
$A_{ef}$	effektiv fundamentarea
$a$	avstånd, spridningsmått, spänningsintercept
$b, B$	plattbredd, punkt
$b_c, b_q, b_v$	korrektionsfaktorer för lutande basyta för fundament
$b_{ef}$	effektiv plattbredd
$c$	skjuvhållfasthet: kohesionsandelen, avstånd
$c_d$	dimensionerande skjuvhållfasthet
$c_d$	dränerad skjuvhållfasthet, dimensionerande värde
$c_k$	karakteristisk skjuvhållfasthet
$c_u$	odränerad skjuvhållfasthet
$c_{ud}$	dimensionerande, odränerad skjuvhållfasthet
$c_{uod}$	dimensionerande omrörd skjuvhållfasthet
$DA3$	dimensionerings sätt 3 enligt EN 1997-1
$d$	djup under markytan), diameter
$d_c, d_q, d_v$	korrektionsfaktorer för grundläggningdjup
$d_d$	dimensionerande djup
$d_e$	effektivt grundläggningdjup
$d_k$	karakteristiskt djup
$E$	sättningsmodul (allmänt), elasticitetsmodul
$E_d$	dimensionerande E-modul, dimensionerande konstruktionslast
$E_k$	karakteristisk E-modul
$e$	excentricitet, breddmått
$e_b, e_l, e_x, e_y$	kraftresultatens avvikelse från centrum, excentricitet
$f$	korrektionsfaktor
$f_d$	dimensioneringsvärde på materialparameter, dimensionerande grundtrycksvärde
$f_k$	karakteristiskt värde på materialparameter
$G$	grundkontroll, skjuvmodul
$G_{kj}$	karakteristiskt värde av permanentlast j
$GK1, GK2, GK3$	geoteknisk kategori 1, 2, och 3 respektive
$g_c, g_q, g_v$	korrektionsfaktorer för lutande markyta
$H_d$	dimensionerande yttre horisontell lasteffekt
$h$	höjd
$i_{cu}, i_c^0, i_c, i_q, i_v$	korrektionsfaktorer för lutande last
$K_o$	jordtryckscoefficient för vilotryck
$K_{oa}, K_{op}$	jordtryckscoefficienter vid viss rörelse
$l, L$	längd
$l_{ef}$	effektiv plattlängd
$M$	kompressionsmodul, moment
$M_o, M_L$	moduler
$m$	exponent
$N, N_c, N_{cu}$	
$N_c^0, N_q, N_v$	bärighetsfaktorer
$n$	antal, koncentrationsfaktor, antal oberoende undersökningspunkter
$P_{oa}$	jordtrycksresultant på aktivsidan
$P_{oad}$	dimensionerande horisontell lasteffekt av jordtryck på aktiva sidan
$P_{op}$	jordtrycksresultant på passivsidan
$P_{opd}$	dimensionerande jordtrycksresultant på passivsidan
$Q_{kj}$	karakteristiskt värde på variabla lasten j

$q$	påkänning, belastning, överlagringstryck
$q'$	effektivt överlagringstryck
$q_b$	grundtryckets brottvärde
$q_d$	dimensionerande grundtryck
$q_k$	karaktäristiskt grundtryck, kryptryck
$q_o$	överlagringstryck på grundläggningsnivån
$q_{till}$	tillåten påkänning
$q_b^1, q_b^2$	grundtryck vid brott under provbelastning enligt
$q_b^3, q_b^4$	olika kriterier; 1, 2, 3 och 4
$R_d$	dimensionerade bärförmåga
$R_{hd}$	dimensionerande horisontell bärförmåga
$R_k$	karaktäristisk bärförmåga
$R_{obs}$	observerad bärförmåga
$R_{vd}$	dimensionerade vertikal bärförmåga
$R$	koordinat, radie
$SK1, SK2, SK3$	säkerhetsklass 1, 2, 3 respektive
$s$	sättning, rörelse, standardavvikelse
$s_{acc}$	acceptabel sättning
$s_d$	dimensionerande sättning
$s_k$	karaktäristisk sättning
$s_{obs}$	observerad sättning
$s_c, s_c^0, s_q, s_\gamma$	korrektionsfaktorer för fundamentform
$T_b$	skjuvkraft på plattans undersida
$T_{bd}$	dimensionerande skjuvkraft utmed grundplattans undersida
$T^{sid}$	mobiliserbar skjuvkraft utmed plattans sidor
$T_d^{sid}$	dimensionerande skjuvkraft utmed plattans sidor
$t$	tid, jorddjup, plattjocklek
$u$	portryck
$u_{max}, u_{min}$	högsta och lägsta portryck
$V$	vertikal kraftkomponent
$V_x$	variationskoefficient
$w$	vattenkvot
$w_L$	flytgräns
$X_d$	geokonstruktionens dimensionerande värde
$\bar{X}$	stickprovets medelvärde
$z$	djup under markytan, koordinat
$\beta, \beta' (beta)$	vinkel, spänningsexponent, faktor
$\gamma (gamma)$	tunghet
$\gamma'$	effektiv tunghet
$\gamma_d$	dimensionerande tunghet, torr tunghet, partialkoefficient för säkerhetsklass
$\gamma_{eq}$	ekvivalent tunghet
$\gamma_k$	karaktäristisk tunghet
$\gamma_f$	partialkoefficient för last
$\gamma_m$	partialkoefficient för materialegenskap, tunghet i vattenmättat tillstånd
$\gamma_{mp}$	partialkoefficient för material vid provning
$\gamma_{Rd}$	partialkoefficient som beaktar främst osäkerheten i beräkningsmodellen
$\gamma_w$	vattnets tunghet
$\Delta(delta)$	tillskott
$\Delta q$	lastökning
$\Delta s$	sättningsstillskott för $\Delta q$ , differenssättning
$\Delta s_d$	dimensionerande differenssättning

$\Delta s_{acc}$	acceptabel differenssättning
$\Delta t$	tidsintervall
$\Delta x$	delsträcka
$\Delta z$	skiktjocklek
$\Delta \sigma_z$	vertikalt spänningstillskott
$\eta$ ( <i>eta</i> )	faktor för provningsmetod, konstruktionstyp, brotttyp mm
$\theta$ ( <i>teta</i> )	vinkel
$\mu$ ( <i>my</i> )	korrektionsfaktor för skjuvhållfasthet, faktor
$\nu$ ( <i>ny</i> )	tvärkontraktionstal
$\xi_c, \xi_q, \xi_v$ ( <i>ksi</i> )	korrektionsfaktorer
$\psi$	varaktighetsfaktorer (last)
$\sigma$ ( <i>sigma</i> )	medelvärde, kontaktryck, spänning
$\sigma'$	effektiv spänning
$\sigma'_c$	förkonsolideringstryck
$\sigma'_{cd}$	förkonsolideringstryck, dimensionerande värde
$\sigma'_{ck}$	förkonsolideringstryck, karakteristiskt värde
$\sigma_o$	ursprunglig effektiv spänning, överlagringstryck
$T_k$	skjuvhållfasthetsvärde från konprov
$T_v$	skjuvhållfasthetsvärde från vingprov
$\phi$	inre friktionsvinkel
$\phi_d$	dimensionerande inre friktionsvinkel
$\phi_k$	karakteristisk inre friktionsvinkel

## 3 Underlag för projektering

### 3.1 Fält och laboratorieundersökning

Vid val av djup för ytgrundläggning skall enligt SS-EN 1997-1 (§6.4) bl.a. följande beaktas:

- grundläggning på jordlager med tillräcklig bärförmåga
- tjäldjup
- grundvattennivå och de problem, som kan uppstå om urschaktning för grundläggning krävs under denna nivå
- problemställningar avseende krympning och svällning av lerjordar
- hållfasthetsminskning i bärande jordlager under utförande (t.ex. till följd av vatten)
- omgivningspåverkan

Detta innebär att geotekniska undersökningar ska utföras i en sådan omfattning att man kan bedöma jordlagerföljd, respektive jordlagers hållfasthets- och deformationsegenskaper samt vattenförhållanden. Omfattningen på undersökningarna och val av undersökningsmetoder är relaterad till vald Geoteknisk kategori. Vid val av geotekniska undersökningsmetoder samt exempel på dimensioneringsmetoder ska SS-EN 1997-2 tillämpas i tillämpliga delar. Bilaga B i SS-EN 1997-2 innehåller förslag på undersökningspunkter och djup för olika konstruktioner för typiska mellaneuropeiska jordar.

Vid bestämning av geoteknisk kategori ska generella regler för val av geoteknisk kategori enligt TD Grunder [22] tillämpas, se även kapitel 4.2.1.

### 3.2 Från mätdata till dimensionerande värde

#### 3.2.1 Allmänt om dimensionerande värden för plattor

I TD Grunder redovisas hur geokonstruktionens dimensionerande värde för en given materialparameter i jorden härleds från uppmätta värden. Vid denna härledning beaktas osäkerheter relaterade till jordens egenskaper samt geokonstruktionens.

Vid bestämning av dimensionerande materialegenskaper för plattor är det viktigt att beakta att undersökningspunkterna är representativa för den aktuella plattan. Detta innebär bl.a. att de är belägna inom område med samma geologiska bildningssätt och geologiska historia, samt har tagits på relevanta nivåer under markytan i relation till plattans storlek. Här bör man notera att vid dimensionering av enskilda plattor i brottgränstillstånd är det dimensionerande värdet på hållfasthetsparametrarna inom djupet 2-3 ggr plattbredden, avgörande för bärförmågan förutsatt att det inte finns mindre hållfasta skikt därunder, som skulle kunna leda till stansbrott.

Härledda värden på olika jordparametrar bör bestämmas utifrån undersökningsresultat från olika metoder men får även baseras på konservativa erfarenhetsvärden. När man sammanställt de härledda värdena för aktuella parametrar bör man göra en första bedömning av om alla värden är relevanta för aktuella jordförhållanden eller om några ska bortses från vid den vidare behandlingen. Man ska betänka att inte alla metoder ger samma värden beroende på att erfarenheter av kalibreringar inte finns för alla jordar och lagringsförhållanden.

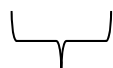
Om stora olikheter uppkommit mellan de olika metoderna att bestämma parametrarna eller när få värden finns bör man i första hand jämföra med empiriska värden och utifrån den jämförelsen bedöma behovet av kompletterande geotekniska undersökningar. Utifrån dessa värderingar fås det värde som i TD Grunder omnämns värderat medelvärde,  $\bar{X}$ .

För en specifik geokonstruktion, i detta fall en platta, beaktas osäkerheter, relaterade till den specifika konstruktionen och aktuella jordförhållanden, vid bestämning av geokonstruktionens dimensionerande värde, genom att omräkningsfaktorn,  $\eta$ , införs.

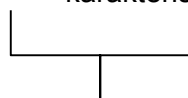
### 3.2.2 Geokonstruktionens dimensionerande värde

När ett lågt värde är ogynnsamt får geokonstruktionens dimensionerande värde,  $X_d$ , sättas till:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (3.1.a)$$



Hänsyn tagen till osäkerheter förknippade med jordens egenskaper samt aktuell geokonstruktionen. Enligt SS-EN 1997-1 definierad som egenskapens karakteristiska värde.



Geokonstruktionens dimensionerande värde.

där:

- $\gamma_M$  Fast partialkoefficient, som erhålls från den nationella bilagan
- $\eta$  Omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion.
- $\bar{X}$  Värderat medelvärde baserat på härledda värden för den aktuella materialparametern

Det värderade medelvärdet,  $\bar{X}$  bör beräknas eller uppskattas som medelvärdet av härledda värden. Eventuella värden och undersökningar som inte är representativa för sökt egenskap ska tas bort innan uppskattning eller beräkning. Undersökningsmetoder som med större säkerhet kan användas för att bestämma sökt egenskap kan ges större vikt.

När ett högt värde är ogynnsamt får geokonstruktionens dimensionerande värde,  $X_d$ , sättas till:

$$X_d = \gamma_M \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (3.1.b)$$

### 3.2.3 Omräkningsfaktorn $\eta$

Omräkningsfaktorn,  $\eta$ , får beräknas/bedömas genom att osäkerheter relaterade till den specifika konstruktionen och jordegenskaperna direkt värderas in i faktorn  $\eta$ . Alternativt får omräkningsfaktorn beräknas som produkten av flera delfaktorer enligt ekvation

$$\eta = \eta_1 \eta_2 \dots \eta_8 \quad (3.2)$$

Om mer detaljerade kunskaper saknas för respektive delfaktor kan dessa grupperas och ges ett sammanvägt värde enligt följande.

#### Delfaktorer som beaktar marken och markundersökningen

- Egenskapens naturliga variation (definierad i form av variationskoefficienten  $V$ ),  $\eta_1$
- Antal oberoende undersökningspunkter,  $\eta_2$
- Osäkerhet relaterad till bestämning av jordens egenskaper,  $\eta_3$
- Geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt,  $\eta_4$

#### Delfaktorer som beaktar geokonstruktionens geometri och utformning

- Omfattning av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktion i det betraktade gränstillståndet,  $\eta_5$
- Geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken,  $\eta_6$

#### Delfaktorer som beaktar

- typ av brottmekanism (sprött eller segt),  $\eta_7$
- Parameterns betydelse i förhållande till övriga dimensionerande egenskaper.  $\eta_8$

För plattor gäller att värdet på  $\eta$  är beroende av utredningsnivån, undersökningens omfattning, spridningen hos aktuell egenskap, involverad jordvolym (typ av platta) och den aktuella parameterns inverkan.

Nedan redovisas hur de olika delfaktorerna kan väljas för plattor avseende brottegenskaper. Motsvarande resonemang kan appliceras för jordens bruksegenskaper.

### **Delfaktor $\eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$ – hänsyn till marken och markundersökningen**

Produkten av  $\eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$  tar hänsyn till naturliga variationen för materialegenskaperna inom det aktuella området, de marktekniska undersökningarnas omfattning och kvalitet, samt konstruktionens närhet till de undersökningspunkter som har utförts.

Delfaktorn  $\eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$  varierar mellan 0,7 till 1,05 för odränerad skjuvhållfasthet, med ett normalvärde på 0,95 vid normal omfattning och kvalitet på utförda marktekniska undersökningar.

Delfaktorn  $\eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$  varierar mellan 0,8 till 1,1 för dränerad skjuvhållfasthet, med ett normalvärde på 1,0 vid normal omfattning och kvalitet på utförda marktekniska undersökningar.

Nedan ges riktlinjer för när andra värden än normal värden på  $\eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$  bör väljas.

För att tillgodoräkna sig ett värde i den övre delen av spannet bör följande vara uppfyllt:

- Samtliga undersökningspunkter som används för bestämning av materialegenskapen har utförts i direkt anslutning till den aktuella konstruktionen
- Materialvärdet har bestämts med för egenskapen accepterade metoder
- De marktekniska undersökningarna har utförts med visad hög kvalitet
- Materialvärdena bekräftas av flera olika metoder samt empiri
- Undersökningarna bedöms som omfattande och den naturliga variationen hos den uppmätta skjuvhållfastheten är liten

Om någon av följande förutsättningar råder bör värden i den nedre delen av spannet väljas:

- Endast ett fåtal av undersökningspunkterna ligger i direkt anslutning till konstruktionen
- Materialvärdet har bestämts enbart utifrån erfarenhet och enklare sonderingsmetoder
- De marktekniska undersökningarnas kvalitet inte kan verifieras
- Den marktekniska undersökningens omfattning är begränsad eller ger ett spretande resultat.

Den naturliga variationen kan antas känd utifrån kunskap/erfarenhet för det aktuella området.

För dränerad skjuvhållfasthet som har bestämts enbart baserat på tabellvärden eller enligt ekvation (3.3) antas  $\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4$  vara 0,9.

### **Delfaktor $\eta_5\eta_6$ – Geokonstruktionens geometri och utformning**

Denna delfaktor ska ta hänsyn till omfattning av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktion i det betraktade gränstillståndet. Den ska även ta hänsyn till konstruktionens förmåga att överföra laster mellan veka till fasta delar i marken.

För plattor ges här riktlinjer för hur  $\eta_5\eta_6$  kan ansättas för två olika typer av plattor. Utifrån dessa typfall kan övriga fall bedömas konstruktioner bedömas.

Huruvida en platta skall betraktas som kvadratisk eller långsträckt, bedöms för varje objekt utifrån geotekniska förutsättningar, lastförutsättningar, plattans utformning och grundläggningsnivå samt plattans storlek i förhållande till jordlagrens mäktighet

De två typerna av plattor är:

- Långsträckt platta
- Kvadratisk/rektangulär platta

Nedan angivna värden baseras på att kvadratiske/rektangulära separata grundplattor genererar små glidytor med en relativt liten jordvolym involverad. För långsträckta plattor förutsätts en större jordvolym vara involverad vid brott.

För långsträcka plattor så är det en stor jordvolym som medverkar vid ett brott, vilket gör att brottet inte är beroende av ett lokalt område med sämre jordförhållanden. En långsträckt platta är i normalfallet relativt styv och har förmågan att överföra laster från veka till fasta delar i marken.  $\eta_5\eta_6$  kan därför antas till 1,0. En kantförstyvad platta kan i normalfallet betraktas som en långsträckt platta. I fallet med grundläggning av en mindre villa bör värden på  $\eta_5\eta_6$  ansättas till 0,9.

För en kvadratisk/rektangulär platta kan ett lokalt sämre område orsaka brott i konstruktionen. Förmågan att omfördela laster kan vara begränsad, beroende på plattans styvhet. Produkten  $\eta_5\eta_6$  kan därför anta värden mellan 0,9 till 1,0. För att tillgodoräkna sig en delfaktor på 1,0 ska man påvisa att inga lokala avvikelser i markförhållandena finns samt att

plattan är styv. När man bedömer plattans förmåga att omfördela laster så ska hela det statistiska systemet betraktas som kan bestå av flera plattor.

### Delfaktor $\eta_7\eta_8$ – Typ av brott och parametrarnas betydelse

Typ av brott,  $\eta_7$  beror av jordens brottmekanism (sprött eller segt). Eftersom jorden i de flesta fall har ett segt brott för plattor så kan delfaktorn  $\eta_7$  i normalfallet sättas till 1.0. I vissa fall kan dock spröda brott förekomma t.ex. vid höga porttryck i skiktad jord eller vid kvicklera. Vid dessa situationer ska lägre värden än 1.0 väljas.

Parametrarnas betydelse i relation till övriga parametrar som styr brottet,  $\eta_8$  sättas till 1.0 för odränerad skjuvhållfasthet respektive 1,1 för dränerad skjuvhållfasthet.

Detta innebär att delfaktorn  $\eta_7\eta_8$  i normalfallet sätts till 1.0 för odränerad skjuvhållfasthet och 1.1 för dränerad skjuvhållfasthet.

### 3.2.4 Odränerad skjuvhållfasthet

I lerområden är normalt det översta skiktet, den s.k. torrskorpan, 1-3 m fastare än underliggande lera. Torrskorpan är till följd av många nedfrysningar och uttorkningar genomkorsad av en mängd sprickor, som minskar jordens bärförmåga. Detta gör att det härledda värdet på skjuvhållfastheten i torrskorpelera bör sättas till halva medelvärdet av de uppmätta skjuvhållfasthetsvärdena, dock högst till 50 kPa och lägst till lägsta korrigerade medelvärde närmast under torrskorpan. (jämför plattgrundläggning [1]).

Riktlinjer för val av ingående delfaktor vid bestämning av  $\eta$  för odränerad skjuvhållfasthet återfinns i Tabell 3.1. För ytterligare information om respektive delfaktor se avsnitt 3.2.3.

**Tabell 3.1 Sammanfattning riktlinjer för val av  $\eta$**

<i>Odränerad skjuvhållfasthet</i>			
	$\eta$	Kvadratisk /Rekt.	Långsträckt
Mark	$\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4$	0,7 – 1,05	0,7 – 1,05
Geometri/utformning	$\eta_5\eta_6$	0,9 -1,0	1
Övriga	$\eta_7\eta_8$	1	1
$\eta$ Totalt	$\eta_1 \dots \eta_8$	0,63 – 1,05	0,7 – 1,05

### 3.2.5 Dränerad skjuvhållfasthet

SGL Information 3 (2007) visar att för friktionsjord och silt kan man få olika värden på friktionsvinkeln om man väljer en utvärdering av CPT-resultat med programmet CONRAD (se SGL Information 15) respektive utvärderar friktionsvinkeln enligt Figur 9 i SGL Information 3. Den senare ger lägre friktionsvinklar på begränsat djup.

Riktlinjer för val av ingående delfaktor vid bestämning av  $\eta$  för dränerad skjuvhållfasthet återfinns i Tabell 3.2. För ytterligare information om respektive delfaktor se avsnitt 3.2.3.

**Tabell 3.2 Sammanfattning riktlinjer för val av  $\eta$**

<i>Dränerad skjuvhållfasthet</i>			
	$\eta$	Kvadratisk /Rekt.	Långsträckt
Mark	$\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4$	0,8 – 1,1	0,8 – 1,1
Geometri/utformning	$\eta_5\eta_6$	0,9 -1,0	1
Övriga	$\eta_7\eta_8$	1,1	1,1
$\eta$ Totalt	$\eta_1 \dots \eta_8$	0,79 – (1,21)	0,89 – (1,21)

Notera att det sammanlagda  $\eta$  inte får sättas till större än 1,1.

De härledda dränerade hållfasthetsegenskaperna i kohesionsjord,  $c'$  och  $\phi'$ , får uppskattas empiriskt med ledning av förkonsolideringstryck alternativt odränerad skjuvhållfasthet. Om inte annat kan visas mer riktigt sätts:

$$\phi' = 30^\circ \text{ och } c' = 0,1 \cdot c_{uk} \text{ alternativt } c' = 0,03 \cdot \sigma'_c \quad (3.2)$$

### 3.2.6 Egentyngd

Egentyngden hos jord och berg skall väljas som det mest ogynnsamma värdet utifrån gjorda geotekniska undersökningar och aktuell dimensioneringssituation.

Om mätvärden saknas för jordens tunghet eller om provningarnas omfattning är liten eller inte omfattar hela den berörda jordvolymen kan ett för den aktuella konstruktionen härlett värde väljas med ledning av Tabell 3.3.

I friktionsjord bör man särskilt beakta halten av grövre korn (>20-60 mm), som har en avgörande inverkan på jordens tunghet. Värdena i Tabell 3.3 avser naturligt lagrad jord.

För packat material såsom väg och järnvägsbankar, återfyllningsmaterial, hänvisas till TK Geo [24].

**Tabell 3.3 Jordmaterials tunghet, naturligt lagrad**

Material	Tunghet kN/m <sup>3</sup>
Torr silt, sand eller grus	15 ... 18
Fuktig silt, sand eller grus	16 ... 20
Vattenmättad silt, sand eller grus	18 ... 22
Fuktig morän	18 ... 23
Vattenmättad morän	19 ... 23
Sprängstensfyllning	14 ... 18
Vattenmättad lera	15 ... 19
Vattenmättad gyttja	11 ... 16
Vattenmättad torv	10 ... 13

Den naturliga jordens tunghet väljs utifrån geotekniska undersökningar, så sätts omräkningsfaktorn  $\eta$  till 1,0 vid bestämning av dimensionerande värde.

Om tillräckligt underlag saknas får tabellvärden användas.

För bestämning av geokonstruktionens dimensionerande värde avseende tunghet bör man utgå från värdena enligt Tabell 3.3 och öka eller minska dessa med 2 kN/m<sup>3</sup> för jord över grundvattenytan och 1 kN/m<sup>3</sup> under grundvattenytan beroende på om ett högt eller lågt värde är ogynnsamt för aktuell dimensioneringssituation.

### 3.2.7 Portryck

Medelvärde av årsvisa maxvärden (alternativt minvärden) bör användas som härledda värden för grund- eller porvattentryck. En prognos för högsta och lägsta portryck för den aktuella jordlagerföljden får göras med hjälp av andra långvariga mätningar i regionen.

Det dimensionerande värdet för grundvatten och portryck i stabilitetsberäkningarna ska motsvara prognostiserad maximinivå alternativt miniminivå med minst återkomsttiden 50 år. Partialkoefficienten sätts till 1,0.

### 3.3 Övrigt underlag

Utöver det underlag som erhålls från fält- och laboratorieundersökningar bör kunskap finnas om markytans lutning, vegetation, vattennivåer, närliggande byggnaders grundläggning, förekomst av ledningar, dräneringar samt trummor och eventuell pågående erosion samt kunskap om områdets geologiska historia, exempelvis tidigare skred. Ovanstående information ska finnas dokumenterad i MUR (Markteknisk undersöknings rapport) se TD Dokumenthantering [23]. Om underlag inte kan erhållas bör känslighetsanalys utföras.

## 4 Projektering

### 4.1 Allmänt avseende projektering

Dimensionering av plattor i brott- och bruksgränstillstånd skall utföras i enlighet med kapitel 6 i SS-EN 1997-1, samt tillämpliga delar av kapitel 1 till 4.

För bilagorna till SS-EN 1997-1 gäller följande:

- Vid dimensionering av grundplattor på berg ska inte SS-EN 1997-1 Bilaga G tillämpas.
- Bilaga D bör förses med en korrektionsfaktor för hållfastheten hos jorden över grundläggningsnivån.
- Bilagorna E och F bör inte tillämpas utan att tillämpligheten verifierats.
- De allmänna reglerna för kontroll och uppföljning i Bilaga J bör för plattgrundläggning ersättas med vad som anges under kapitel 6 samt Bilaga E.
- För bestämning av tjäldjup hänvisas till nationell bilaga.

I GK1 används framförallt hävdvunna metoder. GK2 baseras på beräkningar enligt partialkoefficientmetoden och GK3 kan kompletteras med justeringar/uppföljningar när det gäller kontroll och övervakning.

Dimensioneringssätt DA3 ska användas för plattor, vid dimensionering genom beräkning, se vidare 4.3.1. DA3 finns beskrivet i SS-EN 1997.

Enligt SS-EN 1997-1 (§ 6.2) skall följande beaktas och redovisas vid dimensionering av en platta:

- Totalstabilitet (4.3.1.1)
- Vertikal bärrighet (bärrighetsbrott, stansbrott och utpressning) (4.3.1.2 m.fl.)
- Glidbrott (4.3.1.6)
- Stjälpning (4.3.1.7)
- Konstruktionsskador till följd av rörelser i marken (4.3.1.8)
- Sättningar (4.4.2.1)
- Hävning pga svällning, tjäle eller andra orsaker (4.4.2.4)
- Vibrationer (4.4.2.5)

Kapitlen inom parantes anger kapitel i detta tillämpningsdokument där mer information återfinns.

Detta innebär att följande gränstillstånd enligt Eurokod kan bli aktuella att verifiera för en platta

- STR/GEO (Totalstabilitet, Vertikal bärförmåga, Glidbrott)
- EQU (Stjälpning)
- UPL (Upptryckning)
- HYD (Schaktbottnens stabilitet, hydraulisk bottenuppressning, hydraulisk gradient (piping))

Projekteringen omfattande bl.a. utvärdering av förutsättningar i MUR, beräkningsförutsättningar, beräkningar, resultat, kontroll mm ska redovisas i Projekterings PM. För mer information om innehållet i projekterings PM se TD Dokumenthantering.

Förutom dimensionering i brott- och bruksgränstillstånd ska följande förhållanden beaktas vid utformning av en plattgrundläggning:

- Hänsyn till närliggande bebyggelse eller närhet till fastighetsgräns
- Framtida nivå på omgivande markyta, permanent eller tillfällig
- Risken för tjälning och upptining av de bärande jordlagren under grundplattorna
- Risken för erosion i strömmande vatten
- Risken för inträngande grundvatten eller sänkning av grundvattenytan
- Risken för bottenuppträckning eller uppluckring vid schakt
- Risken för att förkonsolideringstrycket i jorden överskrids med ökade sättningar som följd
- Behovet av fukt- eller tjälisolering
- Risken för skadliga sättningar vid yttlig grundläggning till följd av befintlig eller kommande vegetation

## 4.2 Beräkningsförutsättningar

Enligt SS-EN 1997-1 kapitel 6.3 (1) skall dimensioneringsfall väljas så att både korttids- och långtids fall studeras. Följande information avseende beräkningsförutsättningarna ska finnas i de fall de är relevanta (komplett lista se SS-EN 1997-1 kapitel 2.2)

- Laster, lastkombinationer, lastfall
- Markens allmänna lämplighet för byggnation med avseende på totalstabilitet och markrörelser
- Läge och klassificering av olika jordlager, berg samt konstruktionselement som ingår i modellen.
- Om plattan vilar på berg är det även viktigt att karakterisera berget bl.a. avseende sprickighet, bergkvalitet och sprickplan
- Inverkan av omgivningen omfattande bl.a. tjäle, variationer i grundvattennivåer (översvämningar, avvattnings), erosion, schaktning som ändrar markytans geometri, trummor, ledningar,
- Inverkan av befintliga eller planerade närliggande konstruktioner
- Byggnadsverkets känslighet för deformationer

Beräkningsförutsättningarna redovisas tillsammans med övrig relevant information i Projekterings PM (Se TD Dokumenthantering).

### 4.2.1 Geoteknisk kategori

Enligt EN 1997-1, Kapitel 2.1 skall geokonstruktioner indelas i tre geotekniska kategorier, se även TD Grunder [22].

Plattgrundläggning kan hänföras till GK 1 om:

- konstruktionen är liten och relativt enkel och med små i huvudsak vertikala laster
- grundförhållandena är kända så att enkla metoder för dimensionering och grundläggning kan användas
- förekommande fyllning består av självdränerande packad friktionsjord med högst 1 m tjocklek
- förekommande schakter ligger över grundvattenytan.
- relativt fast jord,
- enkla konventionella konstruktioner med små nära vertikala laster utan omgivningspåverkan

Plattgrundläggning kan hänföras till GK 2 om:

- konstruktionen är väl känd med begränsade laster och krav på sättningar och dimensionering och utförande kan göras med allmänt accepterade metoder
- grundförhållandena kan bestämmas med allmänt accepterade metoder och att grundvattenytan ligger högst 1 m över schaktbotten
- konstruktionen ligger inte i ett område med pågående rörelser eller låg stabilitet
- förekommande schakter har ett djup vid schakt i torrhet motsvarande högst 1,5 meters djup i silt, 3,0 meters djup i lera och 5,0 meters djup i friktionsjord.
- normala konstruktioner utan extrem omgivningspåverkan
- grundläggning i slänter med en släntlutning flackare än 1:5

Övriga konstruktioner hänförs till GK3

Följande gäller avseende olika kraven som är relaterade till Geoteknisk kategori, se vidare TD Grunder.

### **Verifieringskrav:**

- Dimensionering genom beräkning med partialkoefficienter kan tillämpas för samtliga GK. För GK1 får hävdvunna åtgärder tillämpas
- Geokonstruktionens dimensionerande värde ska utvärderas enligt principerna i detta dokument samt TD Grunder, för GK2 som GK3.

### **Grundkrav**

- Behov och omfattning av geoteknisk utredning, ska utföras i enlighet med TD Grunder.
- Ansvarig för och omfattning av planering av utförande, i enlighet med TD Grunder.
- Omfattning av kontroll och övervakning, utförs i enlighet med TD Grunder. Se även kapitel 6.

### **Tilläggskrav**

I kapitel 6 finns exempel på tilläggskrav som kan vara tillämpbara avseende kontroll och uppföljning.

### **Oberoende granskare**

- Oberoende granskare ska engageras vid plattgrundläggning i Geoteknisk kategori 3 nära befintliga konstruktioner eller när det bedöms finnas risk för skadlig omgivningspåverkan.
- För övriga situationer kan en oberoende granskare engageras.

## **4.2.2 Säkerhetsklass**

Val av säkerhetsklass skall göras enligt Boverket, BFS 2008:8, samt Vägverket VVFS 2004:43.

Partialkoefficienten  $\gamma_d$  för säkerhetsklassen antar följande värden

Säkerhetsklass 1  $\gamma_d=0,83$

Säkerhetsklass 2  $\gamma_d=0,91$

Säkerhetsklass 3  $\gamma_d=1,00$

Det bör noteras att jämfört med tidigare så är effekten av säkerhetsklass flyttad från materialsidan till lastsidan. Hur säkerhetsklassen påverkar den dimensionerande lasten framgår av avsnitt 4.2.3.

Säkerhetsklass bestäms enligt beställarens krav och några exempel ges nedan.

Grundläggningar med plattor hänförs till olika säkerhetsklasser utifrån beställarens krav och nedan redovisas några exempel:

SK1:

- Grundläggning med hel armerad bottenplatta
- Grundplatta för envåningshus
- Grundplatta på friktionsjord för flervåningshus

SK2:

- Grundplatta på silt- och lerjord för flervåningsbyggnad
- Grundkonstruktion som bär konstruktion i SK3, ska minst vara SK2

SK3:

- Grundplatta där stora deformationer kan medföra kollaps av ovanförliggande konstruktion
- Grundplatta vid schakt eller slänt där skred, ras eller skjuvdeformationer kan medföra kollaps i överliggande konstruktion.

### **4.2.3 Beräkning av laster och lasteffekter**

Beräkning av laster och lasteffekter utförs enligt TD Grunder [22].

De möjliga laster som finns listade i SS-EN 1997-1 kapitel 2.4.2 (4) ska beaktas om de är relevanta för den aktuella konstruktionen. Dessa möjliga laster inkluderar bl.a. överlast, egentyngd, jordtryck, fritt vatten, tjäle, trafiklast, last från byggnad.

Med konstruktionslast avses i samband med plattgrundläggning permanenta och variabla laster, som påförs fundamentet från överliggande konstruktion samt last av fundament. Konstruktionslast i gränstillstånd STR/GEO beräknas enligt SS-EN 1990 uppsättning B, ekvation 6.10a alternativt 6.10b.

Med geoteknisk last avses t ex. tyngd av jord över plattan samt passiva och aktiva jordtryck, som utvecklas mot fundamentet vid momentbelastning eller påförd horisontalkraft. Den generella definitionen av geoteknisk last är att det är last eller lasteffekt överförd till jorden av jord eller via jord. Geoteknisk last i gränstillstånd STR/GEO beräknas enligt SS-EN 1990 uppsättning C, ekvation 6.10.

Notera att laster beräknas på olika sätt beroende på aktuellt gränstillstånd. Nedan redovisas ekvationerna för STR/GEO som är det vanligaste gränstillståndet för plattor.

I brottgränstillstånd gäller

Konstruktionslaster<sup>1</sup> för gränstillstånd STR/GEO, ogynnsamma laster:

$$E_d = \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a \text{ i SS-EN 1990})$$

$$E_d = \gamma_d \cdot 0,89 \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b \text{ i SS-EN 1990})$$

Konstruktionslaster för gränstillstånd STR/GEO, gynnsamma laster

$$E_d = 1,00 \cdot G_{kj,inf}$$

Geotekniska laster för gränstillstånd STR/GEO, ogynnsamma laster:

$$E_d = \gamma_d \cdot 1,10 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}^2 \quad (6.10 \text{ i SS-EN 1990})$$

Geotekniska laster för gränstillstånd STR/GEO, gynnsamma laster

$$E_d = 1,00 \cdot G_{kj,inf}$$

där

$E_d$	dimensionerande lasteffekt
$\gamma_d$	partialkoefficient för säkerhetsklass
$G_{kj,sup}$	övre karakteristiskt värde för permanent last ("sup"=superior)
$G_{kj,inf}$	undre karakteristiskt värde för permanent last ("inf"=inferior)
$Q_{k,1}$	karakteristiskt värde för variabel huvudlast
$Q_{k,i}$	karakteristiskt värde för samverkande variabel last i
$\psi_{0,1}$	varaktighetskoefficient för variabel huvudlast
$\psi_{0,i}$	varaktighetskoefficient för variabel last i

Om plattan är vek bör man göra en analys av samverkan mellan byggnad/undergrund för att bestämma lastfördelningen.

I **bruksgränstillstånd** beräknas dimensionerande lasteffekt enligt följande ekvationer för STR/GEO:

Konstruktionslaster och geotekniska laster, ogynnsamma laster:

$$E_d = G_{kj,sup} + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Värden på varaktighetsfaktorn  $\psi_2$  erhålls från EN 1990, för kvasipermanent lastfallet. För trafiklaster är  $\psi_2 = 0$  och för nyttiga laster i byggnader varierar  $\psi_2$  mellan 0,3 till 0,8 beroende på typ av lokal.

Konstruktionslaster och geotekniska laster, gynnsamma laster

$$E_d = G_{kj,inf}$$

För **EQU** skall ekvation 6.10 uppsättning A enligt SS-EN 1990 tillämpas i. Partialkoefficienter enligt tabell A1 (bilaga A, SS-EN 1997-1) skall tillämpas för lasterna. Vid beräkning av lasteffekt t.ex. jordtryck skall partialkoefficienter enligt tabell A2 (bilaga A, SS-EN 1997-1) tillämpas på materialparametrarna.

<sup>1</sup> Med konstruktionslast avses last som överförs direkt från konstruktionsdel till geokonstruktion

<sup>2</sup> Se nationell bilaga BFS 2008:8 och VVFS 2004:43

## 4.3 Dimensionering i brottgräns

Dimensionering av grundplattor kan enligt SS-EN 1997-1 kap 2.1(4) utföras genom beräkning, enligt hävdvunna metoder, efter modellförsök och provbelastningar eller med observationsmetoden.

Dimensionering i brottgräns innebär bl.a. att följande ska verifieras och dokumenteras:

- Totalstabilitet
- Vertikal bärrighet (bärighetsbrott, stansbrott och utpressning)
- Glidbrott
- Stjälpning
- Konstruktiva skador till följd av rörelser i marken - Fundamentsrörelser

Beroende på konstruktionen kan det även vara aktuellt att studera UPL (Upptäckning) och HYD (Schaktbottens stabilitet, hydraulisk bottenupptäckning, hydraulisk gradient (piping)).

Enligt SS-EN 1997-1 kap 6.4 (5) ska en av följande dimensioneringsmetoder användas för plattgrundläggning:

- **Direkt metod** där separata analyser utförs för respektive gränstillstånd. Beräkningarna ska så långt det är möjligt modellera den brottmekanism som är mest trolig. I bruksgräns ska sättningsberäkningar utföras. Se vidare avsnitt 4.3.1.
- **Indirekt metod** för att tillfredsställa kraven på alla gränstillstånd, baserat på fält- och lab, erfarenhet och observation. Se vidare dimensionering genom modellförsök och provbelastning av plattor avsnitt 4.3.3, Dimensionering med observationsmetod är tänkbar vid grundläggning med hel bottenplatta där man förbelastar marken i syfte att ta ut sättningarna för den aktuella byggnaden före uppförandet. Observationsmetoden diskuteras inte vidare i detta tillämpningsdokument.
- **En hävdvunnen metod** där trolig bärförmåga används. Se vidare avsnitt 4.3.2 om dimensionerande grundtrycksvärden.

### 4.3.1 Dimensionering genom beräkning

#### 4.3.1.1 Totalstabilitet

Totalstabilitet för en platta ska verifieras i enlighet med de principer som finns i SS-EN 1997-1 kapitel 11. Kravet är att man skall visa att ett stabilitetsbrott i den grund, som berörs av grundläggningen, är tillräckligt osannolik. IEG:s rapport 2008:6 TD Slänter och bankar, ger vägledning för stabilitetsberäkningar enligt SS-EN 1997-1.

Speciellt viktigt att verifiera totalstabilitet är det i följande fall om konstruktionen befinner sig

- nära eller på en naturlig eller konstgjord slänt.
- nära en urgrävning eller en stödkonstruktion
- nära en flod, kanal, sjö, reservoar eller strand
- nära underjordskonstruktioner, såsom gruvor, tunnlar, berggrum.

Geokonstruktionens dimensionerande skjuvhållfasthets värde som används för stabilitetsberäkningarna bestäms i enlighet med TD Banker och slänter.

Vid bestämning av laster för stabilitetsberäkningarna skall lastekvationerna enligt avsnitt 4.2.3 tillämpas. Dimensioneringsfall STR/GEO ska tillämpas med hänsyn till såväl geotekniska som konstruktiva laster.

#### 4.3.1.2 Vertikal bärförmåga - Allmänt

Följande olikhet ska uppfyllas i brottgränstillstånd

$$V_d \leq R_d \quad (4.1)$$

där

$V_d$  Dimensionerande vertikal last, inklusive tyngd av fundament, återfyllningsmaterial, gynnsamma och ogynnsamma jordtryck, vattentryck som inte uppkommit genom tyngden av fundamentet

$R_d$  dimensionerande bärförmåga som beräknas enligt analytisk, halvempirisk eller hävdvunnen åtgärd.

När den dimensionerande vertikala lasten bestäms ska lastekvationer enligt kapitel 4.2.3 tillämpas med tillhörande lastfaktorer. Dimensioneringsfallet STR/GEO skall tillämpas och hänsyn ska tas till såväl geotekniska som konstruktiva laster.

#### 4.3.1.3 Vertikal bärförmåga – Analytisk metod

Vid beräkning av vertikal bärförmåga med analytisk metod skall DA3 tillämpas.

En av följande analytiska metoder bör användas

- Allmänna bärlighetsekvationen i enlighet med plattgrundläggningshandboken
- Allmänna bärlighetsekvationen på det sätt den beskrivs i SS-EN1997-1 bilaga D, kompletterad med hänsyn till inverkan av grundläggningsdjup, hållfasthet av jorden under grundläggningsnivå samt intilliggande markyta.
- Alternativt kan den vertikala bärförmågan beräknas med totalstabilitetsberäkningar i enlighet med kapitel 11 i SS-EN 1997-1. Om plattan ligger i en slänt med en släntlutning större än halva dimensionerade friktionsvinkeln så är inte allmänna bärlighetsekvationen tillämplig, utan verifiering ska ske med glidyteberäkning.

Vid analysen ska följande beaktas

- Korttids- och långtidsvärden (dvs odränera, dränerad och kombinerad) för  $R_d$  ska utvärderas, speciellt viktigt i finkornig jord
- Antagen brottmekanism och vald skjuvhållfasthet ska ta hänsyn till skikt och diskontinuiteter i underliggande jord/berg
- Att vid skiktade avlagringar ska markens egenskaper bestämmas för respektive skikt
- Där ett starkare jordlager återfinns under ett svagare kan bärförmågan bestämmas på basis av det svagare skiktet. Om man väljer att bestämma bärförmågan på basis av det starkare lagret, bör stansbrott kontrolleras.

Bärlighetsekvationen, som är generell och avser såväl friktions- som kohesionsjord eller blandjord har i sin generella form följande utseende:

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma' b_{ef} N_{yd} \xi_y \quad (4.2)$$

Beteckningar

$q_{bd}$	grundtryckets dimensionerande brottvärde
$c_d$	dimensionerande skjuvhållfasthet, kohesionsandel
$q_d$	dimensionerande överlagringstryck på grundläggningsnivån
$\gamma'$	viktat värde på jordens effektiva tyngd under grundläggningsnivån
$b_{ef}$	plattans effektiva bredd, se definition i bilaga C
$N_{cd}, N_{qd}, N_{yd}$	dimensionerande bärlighetsfaktorer som är en funktion av jordens dimensionerande friktionsvinkel, se bilaga C
$\xi_c, \xi_q, \xi_y$	korrektionsfaktorer för avvikelser från de förutsättningar under vilka bärlighetsfaktorerna framtagits

$$\begin{aligned}\xi_c &= d_c s_c i_c g_c b_c \\ \xi_q &= d_q s_q i_q g_q b_q \\ \xi_v &= d_v s_v i_v g_v b_v\end{aligned}$$

där d, s, i, g och b är korrektionsfaktorer enligt nedan.

En mer utförlig beskrivning av allmänna bärlighetsekvationen samt hur de olika korrektionsfaktorer definieras återfinns i bilaga C.

Nedan redovisas hur dimensionerande vertikal bärförmåga bestäms för en platta vid två olika fall; normal och lätt överkonsoliderad lera respektive friktionsjord och överkonsoliderad lera. Beskrivningen är i överensstämmelse med Plattgrundläggningshandboken [1], där en mer utförlig beskrivning återfinns samt vägledning för hur andra typer av jordar skall hanteras.

### Normal- och lätt överkonsoliderad lera

För en normal och lätt överkonsoliderad lera antas att brottet i jorden sker under odränerade förhållanden.

Den dimensionerande bärförmågan bestäms då enligt följande:

$$R_d = \frac{A_{ef}}{\gamma_{Rd}} (c_{ud} N_c^0 \xi_{cd} + q_d \xi_{qd}) \quad (4.3)$$

där

$A_{ef}$	effektiv fundamentarea dvs. $b_{ef}$ se ytterligare förklaring i bilaga C
$c_{ud}$	dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet
$N_c^0$	bärlighetsfaktorn för odränerade förhållanden $2+\pi$
$q_d$	lägsta dimensionerande total vertikalspänning på grundläggningsnivån vid sidan av plattan
$\xi_{cd}, \xi_{qd}$	dimensionerande värden för förkommande korrektionsfaktorer, se ytterligare förklaring i bilaga C.
$\gamma_{Rd}$	modellösäkerhetsfaktor som beaktar osäkerheten i beräkningsmodellen. I detta fall kan den antas vara 1,0.

Vid grundläggning på torrskorpelera kontrolleras att genomstansning av torrskorpan inte sker se plattgrundläggningshandboken [1] ekvation 2.60 och 2.61.

### Friktionsjord och överkonsoliderad lera

För sand och grus är det normalt tillräckligt att beräkna bärförmågan vid dränerade förhållanden.

För en platta på överkonsoliderad lera bör både dränerade och odränerade förhållanden verifieras.

Dimensionerande vertikal bärförmåga bestäms enligt följande ekvation vid dränerade förhållanden:

$$R_d = \frac{A_{ef}}{\gamma_{Rd}} (c_d N_{cd} \xi_{cd} + q'_d N_{qd} \xi_{qd} + 0,5 \gamma_d' b_{ef} N_{\gamma d} \xi_{\gamma d}) \quad (4.4)$$

där

$A_{ef}$	effektiv fundamentarea dvs. $b_{ef}$ se ytterligare förklaring i bilaga C
$c_d$	dimensionerande värde, dränerad skjuvhållfasthet (kohesionsintercept)
$N_{cd}, N_{qd}, N_{\gamma d}$	bärlighetsfaktorer bestämda med dimensionerande friktionsvinkel (se bilaga C)

$q'_d$	lågsta dimensionerande effektiva vertikalspänning på grundläggningsnivån vid sidan av plattan
$\gamma'_d$	effektiv tungthet hos jorden under fundamentet, medelvärde inom djupet $0,5 b_{ef}$
$\xi_{cd}, \xi_{qd}, \xi_{\gamma d}$	dimensionerande värden för förekommande korrektionsfaktorer, se ytterligare förklaring i bilaga C.
$\gamma_{Rd}$	modellosäkerhetsfaktor som beaktar osäkerheten i beräkningsmodellen. I detta fallet kan den antas vara 1,0 à 1,1.

### Specialfall – friktionsjord på lera

Vid grundläggning på sand eller grus över lera, beräknas den dimensionerande vertikala bärförmågan enligt följande:

$$R_d = \frac{A_{ef}}{\gamma_{Rd}} c_{ud} N_{cd}^* \xi_{cd} \quad 0 < \frac{h}{b_{ef}} < 1,5$$

$$R_d = \frac{A_{ef}}{\gamma_{Rd}} \left[ N_{cd}^{**} c_{ud} \xi_{cd} + 0,5 \gamma' b_{ef} N_{\gamma d}^* \xi_{\gamma d} \right] \quad 1,5 < \frac{h}{b_{ef}} < 3,5 \quad (4.5)$$

Där  $h$  är avstånd underkant platta till överkant lös lera

$$N_{cd}^* = 4 \left( 1 + \frac{h}{1,5 b_{ef}} \right)$$

$$N_{cd}^{**} = 4,5 \left( 3,5 - \frac{h}{b_{ef}} \right)$$

$$N_{\gamma d}^* = 1,38 \left( \sqrt{\frac{h}{b_{ef}}} - 1,23 \right) N_{qd}$$

Observera att sambanden ovan bara är giltiga om  $h/b_{ef}$  är större eller mindre än gränsvärdena. Vaksamhet rekommenderas för beräkningar då  $h/b_{ef}$  ligger nära gränsvärdena 1,5 och 3,5.

#### 4.3.1.4 Vertikal bärförmåga – Halvempirisk metod

Den dimensionerande vertikala bärförmågan kan beräknas baserat på följande halvempiriska metoder som finns mera utförligt beskrivna i plattgrundläggningshandboken [1].

- Spetstryckssondering kapitel 2.43 i [1]
- Hejarsondering kapitel 2.44 i [1]
- Pressometer kapitel 2.45 i [1]

#### Beräkning baserad på spetstrycksdimensionering i friktionsjord

Dimensionerande vertikal bärförmåga bestäms enligt följande

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \frac{A_{ef} q_{cd} b_{ef} \left( 1 + \frac{d_d}{b_{ef}} \right)}{40} \quad (4.6)$$

där

$$q_{cd} = \frac{q_{ck}}{\gamma_m}$$

Partialkoefficienten ovan kan väljs enligt SS-EN 1997-1, tabell A.4 motsvarande partialkoefficienten för friktionsvinkeln dvs 1,3.

Modellosäkerheten,  $\gamma_{rd}$  kan antas vara i storleken 1,5-2,0 där det högre används i siltjord.

## Beräkning baserad på hejarsondering i sand och grus

Dimensionerande vertikal bärförmåga bestäms enligt följande

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \frac{A_{ef} 3N'_{20d} b_{ef} \left(1 + \frac{d_d}{b_{ef}}\right)}{90} \quad (4.7)$$

$$N'_{20d} = \frac{N'_{20k}}{\gamma_m}$$

Partialkoefficienten ovan kan väljs enligt SS-EN 1997-1, tabell A.4 motsvarande partialkoefficienten för friktionsvinkeln dvs 1,3.

Modellosäkerheten,  $\gamma_{rd}$  kan antas vara i storleken 1,2-1,7.

## Beräkning baserad på pressometerförsök i sand och fast överkonsoliderad lera

Dimensionerande vertikal bärförmåga bestäms enligt följande

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left[ A_{ef} (q_d + N_p p_{ld}^*) \right] \quad (4.8)$$

$$p_{ld}^* = \frac{p_{lk}^*}{\gamma_m}$$

Partialkoefficienten ovan kan väljs enligt SS-EN 1997-1, tabell A.4 motsvarande partialkoefficienten för friktionsvinkeln dvs 1,3.

Modellosäkerheten,  $\gamma_{rd}$  kan antas vara i storleken 1,5-2,0.

Den i SS-EN 1997 bilaga E förslagna halvempiriska metoden baserad på pressometer ska inte tillämpas enligt nationell bilaga.

### 4.3.1.5 Vertikal bärförmåga – Härdvunna åtgärder

Härdvunna åtgärder kan främst tillämpas i Geoteknisk kategori 1 och finns beskrivna i kapitel 4.3.2.

### 4.3.1.6 Dimensionering med hänsyn till glidning

Grundplattor dimensioneras med hänsyn till glidning när horisontella lasteffekter förekommer, se SS-EN 1997-1, kap. 6.5.3. I normalfallet tas dessa horisontella krafter upp genom friktion mot plattans underyta. För upptagande av horisontella laster får i vissa fall även jordtryck mot grundplattans sidor tillgodoräknas.

Generellt gäller enligt SS-EN 1997 att följande villkor ska vara uppfyllt

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (4.9)$$

där

$H_d$  pådrivande horisontallast inklusive aktuellt jordtryck  
Lasterna beräknas enligt STR/GEO i avsnitt 4.2.3.

$R_d$  Jordtryck betraktas som en geoteknisk last  
är dimensionerande mothållande bärförmåga baserad på friktion mellan jord och platta.

$R_{p;d}$  är dimensionerande mothållande jordtryck

De dimensionerande värdena på  $R_d$  och  $R_{p;d}$  bör relateras till den förväntade storleken på rörelserna för konstruktionen i aktuellt gränstillstånd. När inga sidorörelser skett kommer jordtrycken på pådrivande och mothållande sidan att motsvara vilojordtrycket.

Enligt SS-EN 1997 bör man även ta hänsyn till den förväntade livslängden när man bestämmer  $R_{p;d}$ . Detta kan bl.a. avgöra huruvida man ska ta med förändrade förutsättningar såsom urschakt, vattentryck, ändrade marknivåer

Man bör notera att för att uppnå maximal skjuvkraft under plattan krävs en rörelse på 5-10 mm.

Vid grundläggning i lerjordar där det kan förekomma årstidsbundna rörelser som kan resultera i att leran krymper undan från plattan, ska dessa beaktas.

Hänsyn ska tas till att jorden framför plattan kan avlägsnas till följd av mänsklig aktivitet eller erosion.

Kontroll av glidning skall ske för det svagaste gränssnittet. Om t.ex. plattan är grundlagd på ett begränsat friktionsjordlager ovan lös jord, ska kontroll ske att glidning inte sker mellan friktionsjord och lös jord.

Enligt plattgrundläggningshandboken [1] kan i vissa fall skjuvkrafter (bärförmåga) längs plattans tvärsidor tillgodoräknas.

### Dränerad analys

Vid dränerad analys bestäms dimensionerande horisontell bärförmåga enligt följande

$$R_d = V'_d \tan \delta'_d \quad (4.10)$$

där

$V'_d$  Effektiv dimensionerande vertikal lasteffekt, som bestäms enligt avsnitt 4.2.3. Lasteffekten av gynnsamma laster beaktas, vilket innebär att  $\gamma_F$  är 1,0.

$\delta'_d$  Effektiv dimensionerande vinkel som kan antas enligt följande

platsgjuten betongplatta -  $\delta'_d = \phi'_{cv;d}$   
 släta, förtillverkade plattor -  $\delta'_d = 2/3 \phi'_{cv;d}$   
 i båda fallen försummas bidraget från  $c'$

$\phi'_{cv;d}$  Partialkoefficienten för  $\phi'$  bestäms enligt nationell bilaga, dvs  $\gamma_M$  1,3  
 är dimensionerande kritisk friktionsvinkel (friktionsvinkel vid kritisk lagring som beror på typ av friktionsjord)

När man bestämmer  $V'_d$  skall man ta hänsyn till om  $V'_d$  och  $H_d$  är beroende eller oberoende laster. Det mest kritiska lastfallet skall beaktas. Ett exempel kan vara att bromskrafter kan uppstå för brofundamentet även när det inte är belastat av t.ex. tågets egenvikt.

### Odränerad analys

Vid odränerad analys bestäms dimensionerande horisontell bärförmåga enligt följande

$$R_d = A_c c_{u;d} \quad (4.11)$$

där

$A_c$  fundamentarea (effektiv area där kohesion mobiliseras)

$c_{u;d}$  dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet,

Om det är möjligt för vatten eller luft att nå kontaktytan mellan en grundplatta och den odränerade kohesionsjorden skall följande olikhet vara uppfylld:

$$R_d \leq 0,4 V_d \quad (4.12)$$

### Krav för olika typer av jordar

I kohesionsjord utförs såväl odränerad som dränerad analys.

Vid odränerad analys för en lera använda  $c_u$  under förutsättning att leran har hunnit rekonsolidera, i annat fall används  $c_{uod}$  dvs lerans omrörda dimensionerande skjuvhållfasthet.

Följande begränsningar gäller för  $R_d$  i olika typer av jordar:

Mellanjord  $R_d < 0,4 V_d$

Bottenmorän  $R_d < 0,5 V_d$

För kristallint berg gäller att  $R_d = 0,4 V_d$  för planslipat berg och i övriga fall  $R_d = 0,75 V_d$

#### 4.3.1.7 Dimensionering med hänsyn till stjälpning

Enligt EN 1997-1, kap. 6.5.4 ska speciellt försiktighet vidtas vid laster med stora excentriciteter dvs. risker för stjälpning av ett fundament ska undersökas.

Enligt SS-EN 1997 är det speciellt viktigt att utföra kontrollen om excentriciteten hos belastningen överskrider 1/3 av bredden på en rektangulär platta eller 0,6 ggr radien hos en cirkulär grundplatta. Det är främst vid grundläggning på berg, fast friktionsjord och fast lera som detta lastfall normalt kan bli dimensionerande. Momentstabiliteten för fundamentet runt den mest belastade kanten ska kontrolleras, och det görs enligt dimensioneringsfall, EQU i SS-EN 1997-1.

Detta innebär att följande olikhet skall vara uppfylld

$$E_{dst;d} < E_{stb;d} + T_d \quad (4.13)$$

där

$E_{dst;d}$  är dimensioneringsvärdet för effekten av stjälpande laster

$E_{stb;d}$  är dimensioneringsvärdet för effekten av stabiliserande laster

$T_d$  är dimensionerad mobiliserad skjuvkraft under plattan

$T_d$  ska om den medräknas enbart ge ett mindre bidrag till att olikheten uppfylls.

Laster bestäms enligt avsnitt 4.2.3 för dimensioneringsfall EQU. Detta innebär att lastekvation 6.10 enligt SS-EN 1990 uppsättning A skall tillämpas med tillhörande partialkoefficienter för lasterna enligt tabell A.1 i bilaga A SS-EN 1997-1.

Notera att vid beräkning av lasteffekten t.ex. jordtrycken skall partialkoefficienter på materialen enligt tabell A.2 i bilaga A SS-EN 1997-1 tillämpas, vilka inte är identiska med de värden som tillämpas för dimensioneringsfallet STR/GEO.

SS-EN 1997-1 anger även att om man bedömer det som troligt att det finns en risk för stjälpning skall man göra en förnyad noggrann genomgång av de laster som har antagits i enlighet med avsnitt 2.4.2 i SS-EN 1997-1.

Normalt kan man anta att risken för stjälpning är begränsad om minst ett av följande villkor är uppfyllt

- Lastresultantens excentricitet understiger 1/3 av plattbredden och plattlängden
- Jordens egenskaper är sådana att den vertikala bärförmågan är styrande (stjälpning främst aktuellt för fast lagrad jord med hög vertikal bärförmåga)

Vid bedömningen ska man ta hänsyn till de toleranser som finns vid utförandet av plattan. Om inte speciella åtgärder vidtas vid utförandet bör avvikelser på upp till 0,1 m beaktas.

#### 4.3.1.8 Konstruktiva skador orsakade av rörelser i marken

För att säkerställa att det inte uppstår konstruktiva skador i byggnaden ska differensrörelser utvärderas mellan grundplattor. Detta för att säkerställa att det inte uppstår så stora rörelser så att brottgränstillstånd uppstår i byggnaden. Normalt kan man anta att detta är kontrollerat genom att krav avseende differenssättningar är uppfyllda i bruksgränstillstånd.

Om det finns risk för att jorden kan svälla eller att hävning kan uppstå till följd av andra orsaker, ska grundläggningen och byggnadsverket dimensioneras så att de kan uppta dessa rörelser.

#### 4.3.1.9 Beräkningsgång

Vid dimensionering av grundplattor genom beräkning bör följande beräkningsgång tillämpas:

Kartlägg dimensioneringsförutsättningarna:

- Jord- och grundvattenförhållanden
- Tjåldjup
- Säkerhetsklass
- Geoteknisk kategori
- Dimensionerande laster i brott- och bruksgränstillstånd
- Välj grundläggningsdjup
- Klarlägg acceptabla sättningar/differenssättningar.

Dimensionering i brottgränstillstånd

- Bestäm dimensionerande jordmodell för aktuell platta
- Beräkna dimensionerande last för fundamentet
- Beräkna dimensionerande bärförmåga för fundamentet
- Jämför dimensionerande last med dimensionerande bärförmåga
- Kontrollera glidning
- Kontrollera stjälpning
- Kontrollera totalstabilitet
- Om relevant kontrollera schaktbotten stabilitet och ev. piping

Dimensionering i bruksgränstillstånd

- Bestäm dimensionerande jordmodell för aktuell(-a) platta (-or)
- Beräkna dimensionerande last- spänningsmodell
- Beräkna dimensionerande sättning (-ar) och eventuella differenssättningar
- Jämför beräknade dimensionerande sättningar med acceptabla krav
- Kontrollera hävning
- Kontrollera inverkan av vibrationer

#### 4.3.2 Dimensionering med hävdvunna åtgärder

Hävdvunna åtgärder används i huvudsak för dimensionering i Geoteknisk kategori 1. Nedan redovisas dimensionering av grundplattor enligt Boverket BKR 1999 kapitel 4:312.

Krav i såväl brottgräns- som bruksgränstillstånd ska anses vara uppfyllda för grundplattor i GK1 om

- lastresultaten inte avviker mer än 5° från lodlinjen,
- grundplattans bredd och grundläggningsdjup uppgår till minst 0,4 meter vardera och villkor enligt ekvation (4.14) är uppfyllt.

Krav avseende grundläggningsdjup gäller dock inte vid grundläggning på berg.

$$V_d \leq R_d \quad (4.14)$$

#### BETECKNINGAR

$V_d$	dimensionerande vertikal last i brottgränstillstånd inklusive egentyngd och eventuell återfyllning på konstruktionen
$R_d$	dimensionerande vertikal bärförmåga, $f_d A_{ef}$
$f_d$	dimensionerande grundtrycksvärde enligt följande Tabell 4.1
$A_{ef}$	effektiv fundamentarea $b_{ef} \times l_{ef}$ enligt följande

**Tabell 4.1 Dimensionerande grundtryck för plattor i geoteknisk kategori 1 (GK1).**

Material	Dimensionerande grundtryck, $f_d$ (kPa)
Berg (ovittrat)	400
Morän	200
Grus	150
Sand	100
Silt	50
Fast lera	100

För sand och silt skall  $f_d$  begränsas till halva tabellvärdet, om grundvattenytan är högre belägen än en plattbredd under grundläggningsnivån.

Om olika jordlager förekommer inom ett djup av dubbla plattbredden räknat från grundläggningsnivån, skall dimensionerande grundtrycksvärden väljas med ledning av det sämsta förekommande materialet.

#### Berg och fast morän

Hävdvunnen åtgärd för plattgrundläggning med antagen bärförmåga på berg enligt bilaga G i SS-EN 1997-1 får inte användas.

Om enklare undersökning vidtas, i form av fastställande av bergart och kontroll av bergytan genom besiktning eller bergsondering begränsas dimensionerande bärförmåga till följande:

- 3 MPa för granit och andra hårda kristallina bergarter
- 1 MPa för kalksten och sandsten
- 0,5 MPa för skifferbergarter

Om bergets kvalitet kan bestyrkas av bergmekaniskt sakkunnig person genom t ex inspektion av grundläggningsytan samt bedömning av representativa borrhärdor eller resultat av vattenförlustmätning kan följande värden för oovittrat berg utan sprickor, slag eller krosszoner användas:

- 10 MPa för granit och andra hårda kristallina bergarter
- 4 MPa för kalksten och sandsten
- 2 MPa för skifferbergarter

För fast lagrad bottenmorän kan dimensionerande bärförmågan sättas till högst 0,6 MPa. Vid ett minsta grundläggningsdjup av 1,0 m.

### 4.3.3 Dimensionering genom modellförsök och provbelastning

#### 4.3.3.1 Dimensionering genom provbelastning av plattor - Allmänt

I vissa fall kan provbelastning av plattor (plattförsök) vara motiverad för bestämning av deformationsegenskaper, hållfasthet och bärförmåga, t ex när utförda beräkningar baserade på olika sonderings- och/eller undersökningsmetoder gett stor variation i resultat. Så även

när typen av jord/berg är otillräckligt känd och således användandet av empiriska eller semiempiriska samband blir osäkra. En stor fördel med plattförsök är den relativt stora jord-/bergvolym, som påverkas varvid makrostrukturens inverkan beaktas, förutsatt att plattor med någorlunda storlek används.

Plattförsök kan bli aktuella t ex i friktionsjord, packad jord, siltjord, starkt överkonsoliderad jord, lermorän, fyllningar och annan heterogen jord samt konstmaterial (t ex lättklinker, ask- och slaggprodukter).

Provbekastning bör planeras och utföras av personal med erforderlig kunskap om jords beteende samt vana vid förekommande försöksutrustning, redovisning och utvärdering. Nedan behandlas ett antal frågeställningar som är förknippade med plattförsök. För mer information hänvisas till [1].

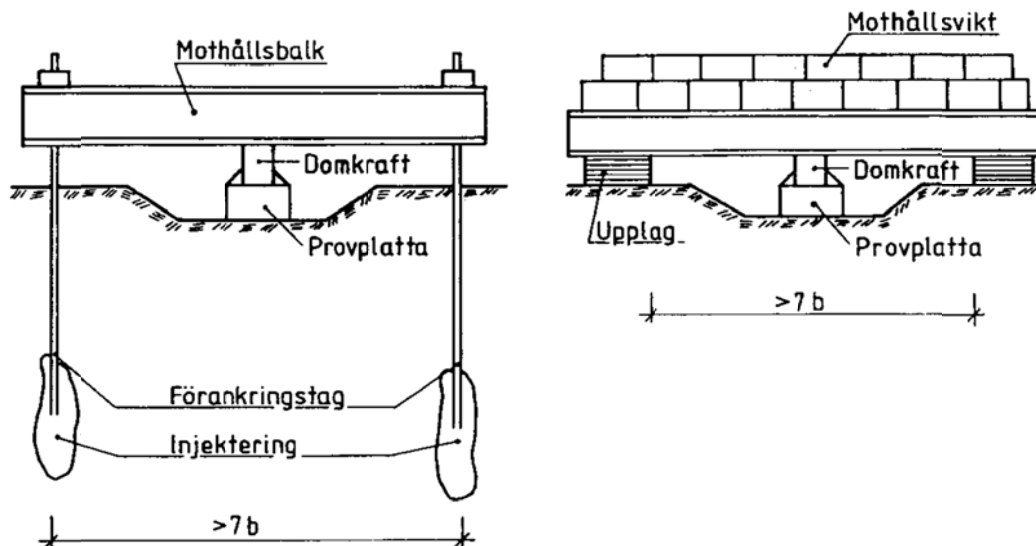
Dimensioneringsgången vid direkt dimensionering av grundplattor genom plattförsök kan stegvis sammanfattas enligt följande:

- Val av försöksplats (plan, djup)
- Val av plattdimension(-er)
- Val av försöksutförande (laststeg: storlek, antal, tid)
- Redovisning och utvärdering av försöksresultat
- Dimensionering genom provning

Plattförsök kan alternativt utnyttjas så att jordparametrar utvärderas ur försöken med hjälp av vissa beräkningsmodeller. Dessa parametrar kan användas för dimensionering i brott- och bruksgränstillstånd med samma beräkningsmodeller.

Provplats bör väljas så att signifikanta jord-/bergförhållanden råder intill ett djup av minst fem (helst åtta) plattdiametrar under provplattans nivå. Materialets egenskaper skall vara undersökta med sedvanliga undersökningsmetoder och väl dokumenterade.

Provplattans storlek bör väljas så att man kan påverka de jord-/berglager vars egenskaper man önskar klargöra. Bärförmågan kan antas främst påverkad av egenskaperna intill djupet  $b$  ( $b$  = plattans tvärrmått) under plattan, i undantagsfall ner till  $4b$ . Deformationsegenskaperna i friktionsjord har betydelse för resultatet främst inom djupet  $2b$ . Mindre plattstorlek än  $0,6$  m bör ej användas eftersom resultatet då kan påverkas allt för mycket av störningen av jorden närmast schaktbotten. Eftersom provplattan påverkar jorden inom en zon av  $6-8$  plattdiametrar bör mothållssystem ej vara placerade inom denna zon, se Figur 4.1. Eventuella förankringar bör placeras på motsvarande djup.



Figur 4.1 System för kraftapplicering, princip.

Hur provbelastningen utförs är avgörande för försöksresultaten. För lastens påförande rekommenderas följande:

- lasten påförs i steg med samma storlek och varaktighet
- laststegens storlek avpassas så att ca 10 laststeg fås upp till brottlasten
- laststegen bör vara lika stora (underlättar utvärdering av kryplasten)
- laststegens varaktighet kan variera beroende på vad man vill studera. I friktionsjord får laststegen väljas till 8 minuter och deformationerna bör avläsas minst efter 1, 2, 4 och 8 minuter, eller kontinuerligt 1-2 ggr/min med hjälp av automatiskt mätsystem. I finkornig jord bör laststegen vara längre t.ex. 16 eller 32 minuter.

För att få dränerade parametrar i finkornigare jord studeras tid-sättnings sambanden i varje laststeg, som får verka tills erforderlig konsolideringsgrad erhållits.

I de fall långtidsdeformationer eller effekt av växlande last efterfrågas är det lämpligt att genomföra långtidsförsök samt helst ett antal av- och pålastningscykler.

För utrustning och instrumentering hänvisas till Plattgrundläggning [1].

Syftet med plattförsök är antingen att klargöra bärförmågan (brottgränstillstånd) eller kompressionsegenskaper (bruksgränstillstånd), alternativt båda delarna. I bilaga D återfinns en beskrivning av hur detta kan utvärderas från plattbelastningsförsöken.

#### 4.3.3.2 Dimensionering genom provbelastning av plattor (Brottgräns)

##### Dimensionering genom fåtalsprovning

Dimensionering genom  $s_k$  fåtalsprovning (antal provningar  $\leq 3$ ) kommer normalt att få användas för resultat från plattförsök eftersom plattförsök sällan utförs i något större antal med hänsyn till kostnaderna.

Bärförmågan får bestämmas med ledning av resultaten från provbelastningar utförda i så litet antal att de inte räcker till för att bestämma den karakteristiska bärförmågan  $R_k$ .

Dimensionering utförs då genom  $s_k$  fåtalsprovning. Karakteristisk bärförmåga  $R_k$  bestäms då enligt följande:

$$R_k = \frac{\Sigma R_{obs}}{n\beta} \quad (4.15)$$

där:  
 $R_{obs}$  observerad bärförmåga, korrigerad  
 $n$  antal provningar  
 $\beta$  faktor enligt följande Tabell 4.1

**Tabell 4.2 Faktor för bestämning av karakteristisk bärförmåga vid fåtalsprovning.**

Antal provningar	$\beta$
1	1,3
2	1,1
3	1,0

Vid bestämning av geokonstruktioners bärförmåga med hjälp av provningar skall följande faktorer beaktas:

- avvikelser i jord- och grundvattenförhållanden mellan försöksplatsen och platsen för planerad geokonstruktion.
- tidseffekter, särskilt om försökens varaktighet är kort jämfört med lasternas varaktighet i den planerade konstruktionen.
- skaleffekter, särskilt vid modellförsök, bl a inverkan av påkänningsnivå och partikelstorlek.
- skillnader i geokonstruktionernas funktionssätt vid provning och vid dimensionering.

När den karakteristiska bärförmågan således är känd kan den dimensionerande bärförmågan bestämmas genom:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rd} \gamma_{mp}} \quad (4.16)$$

där:  
 $R_k$  karakteristisk bärförmåga  
 $\gamma_{Rd}$  modellosäkerhet, som beaktar osäkerheten i dimensioneringsmetoden mm  
 $\gamma_{mp}$  en partialkoefficient för material, som beaktar osäkerheten i bestämningen av bärförmågan vid provning.

Värdet på partialkoefficienten  $\gamma_m$  bör väljas inom intervallet 1,3–1,5 och  $\gamma_{Rd}$  inom intervallet 1,2-1,8.

### Dimensionering med utvärderade parametrar

Platförsök kan även utföras för att klargöra jordens hållfasthetsparametrar genom att använda beräkningsmodeller enligt bilaga D. De utvärderade karakteristiska parametrarna används därefter för dimensionering. Vid utvärdering av parametrar från platförsök beaktas faktorer, som redovisats ovan för bestämning av  $R_k$ .

## 4.4 Dimensionering i bruksgräns

Vid dimensionering i bruksgräns ska hänsyn tas till rörelser orsakade av laster som finns listade i SS-EN 1997-1 kapitel 2.4.2 (4). Jämför även avsnitt 4.2.3.

När man bestämmer storleken på sättningar och andra rörelser hos plattan, ska man jämföra resultaten med jämförbar erfarenhet<sup>3</sup>. Om det inte kan påvisas att sättningarna/rörelserna för den aktuella plattan är försumbara, ska rörelsernas storlek bestämmas genom beräkning.

I följande fall ska dock alltid rörelsernas storlek bestämmas:

- Sättningar ska beräknas för lös jord
- Sättningar för plattor i GK2 och GK3 på fast lera bör beräknas

En beräknad sättning bör inte betraktas som exakt utan endast ses som ett ungefärligt värde.

Vid dimensionering i bruksgräns bör man studera såväl rörelser för hela grundläggningen, som differenser i rörelser mellan olika delar av grundläggningen.

Lasterna vid dimensionering i bruksgräns beräknas med partialkoefficienten för lasterna antagen till 1,0, se kapitel 4.2.3. Hänsyn ska tas till angränsande grundläggning och fyllning vid beräkning av spänningsökningar i marken och inverkan på markens kompression.

Beräknade rörelser (inklusive rotationer) ska jämföras med brukbarhetskriterier och tillåtna gränsvärden för aktuell konstruktion. Se 4.4.1.

Dimensionering i bruksgräns innebär att följande gränstillstånd ska verifieras och dokumenteras:

- Sättningar
- Hävningar
- Vibration

#### **4.4.1 Bestämning av gränsvärden för tillåtna rörelser**

Vid dimensionering av en grundläggning ska gränsvärden bestämmas för plattans rörelser. Detta för att säkerställa att rörelser hos plattan som leder till deformationer i ovanliggande byggnadsverk begränsas.

Beroende på typ av konstruktion kan gränsvärden finnas angivna i t.ex. de föreskrivande myndigheternas föreskrifter alternativt i annat dokument från aktuell beställare.

I de fall dimensionerande gränsvärden för rörelser ska bestämmas bör följande beaktas:

- Mätnoggrannhet för acceptabla rörelse
- Förekomsten av rörelser i marken och dess hastighet
- Typ av byggnadsverk samt hur det ska användas
- Typ av konstruktionsmaterial
- Grundläggningssätt
- Typ av mark
- Typ av deformation
- Anslutande ledningar

---

<sup>3</sup> Jämförbar erfarenhet definieras i SS-EN 1997-1 såsom dokumenterad eller annan väletablerad information relaterad till marken som beaktats vid dimensioneringen, innefattande samma typer av jord och berg med förväntat lika geotekniska egenskaper, samt liknande byggnadsverk. Lokalt samlad information från byggplatsen anses särskilt relevant

## 4.4.2 Dimensionering genom beräkning

### 4.4.2.1 Dimensionering med hänsyn till sättningar - Allmänt

SS-EN 1997-1 anger att dimensionering med hänsyn till sättningar ska omfatta beräkning av såväl initiala sättningar som långtidssättningar. För helt eller delvis vattenmättad jord ska initiala sättningar, konsolideringssättningar och krypning beaktas. Speciell hänsyn ska tas till krypning om det förekommer organisk jord eller lös lera.

För konstruktioner som utförs i enlighet med Vägverkets föreskrifter gäller följande avseende krypning.

”Om lasteffekten i bruksgränstillståndet är större än 2/3 av dimensionerande bärförmåga i brottgränstillståndet ska även krypdeformationer beaktas. I friktionsjordar godtas att krypdeformationer beaktas genom att aktuella moduler halveras för lastökningen över 2/3 av den dimensionerande bärförmågan i brottgränstillstånd för aktuellt lastfall. I kohesionsjordar krävs en särskild utredning.”

Djupet under plattans grundläggningsnivå som bör beaktas vid beräkning av sättningarna varierar beroende på plattans storlek och utformning, variationer i jordens deformationsegenskaper samt avståndet mellan närliggande plattor. Följande tumregler finns enligt SS-EN 1997-1 för att bestämma djupet under plattan som bör beaktas:

- det djup vid vilket vertikalt effektivtryck orsakat av plattgrundläggning är 20 % av det effektiva överlagringstrycket.
- djupet kan grovt uppskattas som 1 à 2 gånger plattbredden.’

Eurokod anger dock att dessa tumregler inte är tillämpbara för lera och tidigare svensk praxis anger snarare att djupet motsvarar 2-3 gånger plattbredden. Därför rekommenderas att man vid sättningsberäkningar för enskilda plattor bör beakta den jordvolym där tillskottsspänningarna överstiger effektivspänningarna vid ursprungsförhållandena med mer än 10 %. Vid normalkonsoliderad lera bör tillskottsspänningarna i hela profilen beräknas. Man bör också beakta eventuella tillskottsspänningar från närliggande plattor eller andra konstruktioner.

Vid beräkning av sättningarna ska erkända beräkningsmetoder användas. Linjära eller icke-linjära modeller används beroende på plattans och undergrundens styvhet.

Hänsyn bör även tas till inverkan av översvämningar och vibrationer på fyllning och kollapsbenägna jordar, samt till spänningsökning i friktionsjord där det finns risk för krossning av kornen.

I SS-EN 1997-1 poängteras följande när det gäller differenssättningar;

- Hänsyn ska tas till olika möjliga lastfördelningar vid beräkning av differenssättningar
- Hänsyn ska tas till variationer i grundförhållandena vid beräkning av differenssättningarna om inte plattans styvhet förhindrar differenssättningar till följd av undergrunden.
- Om man inte tar hänsyn till plattans styvhet vid beräkning av differenssättningen tenderar man att få ett för högt värde på differenssättningarna. Detta kan undvikas genom att man utför en analys av samverkan mellan byggnad/undergrund.
- Vid plattgrundläggning på naturlig mark bör man ta hänsyn till att sättningsdifferenser normalt sätt uppstår även om beräkningarna visar på jämna sättningar

För att uppfylla de regler som anges i EN 1997-1, kap. 6, i bruksgränstillstånd får följande regler tillämpas.

$$\begin{aligned} s_d &\leq s_{acc}, \text{ totalsättningsvillkor} \\ \Delta s_d &\leq \Delta s_{acc}, \text{ differenssättningsvillkor} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Där:	
$S_d$	dimensionerande sättning
$S_{acc}$	acceptabel sättning
$\Delta S_d$	dimensionerande differenssättning
$\Delta S_{acc}$	acceptabel differenssättning

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd ska  $\gamma_m$  sättas till 1,0.

En modellfaktor för osäkerheten i beräkningsmodellen  $\gamma_{Rd} = 1,3$  bör användas.

Vid bestämning av differenssättningar mellan 2 närliggande stöd gäller följande:

$$\Delta S_d = S(B) \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} - S(A) \quad (4.18)$$

där

$S(B)$	sättning i stöd B multiplicerat med modellosäkerhet
$S(A)$	sättning i stöd A

### Dimensioneringsförfarande

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd rekommenderas följande beräkningsgång:

- bestäm dimensionerande jordmodell
- bestäm dimensionerande last- spänningsmodell
- bestäm dimensionerande spänningar
- bestäm dimensionerande deformationer
- bestäm totalsättning och sättningsdifferenser
- kontrollera att dimensioneringsvillkoren är uppfyllda

Nedan följer en genomgång av de olika stegen.

### Dimensionerande jordmodell

Bestäm den dimensionerande jordmodellen. Observera att grundvattennivån alternativt portrycksnivån kan vara olika idag och i framtiden. Bestäm dimensionerande porvattentryck.

Bestäm dimensionerande sättningsmoduler, förkonsolideringstryck  $\sigma'_c$  och  $\sigma'_L$  gränstryck. Vid sättningsberäkning i överkonsoliderad kohesionsjord används ofta erfarenhetsbaserade samband mellan kompressionsmodulen  $M_o$  och den odränerade skjuvhållfastheten.

### Dimensionerande last- spänningsmodell

Bestäm den dimensionerande last- -spänningsmodellen. Laster med begränsad varaktighet reduceras vid bestämning av sättningsgivande last. Detta gäller framför allt vid grundläggning i lerjordar, där en betydande del av den framräknade sättningen kan utgöras av tidsberoende sättningar. Dessa utbildas långsamt varför endast laster med viss varaktighet inverkar på sättningarnas storlek.

### Spänningsberäkning

Beräkna effektivspänningen i jorden under aktuell grundplatta. Ofta är det enklast att göra en riktig spänningsberäkning genom att tänka sig förändringar i följande steg:

- hela området fylls upp till den nivå, som skall gälla utanför byggnaden
- schakt för byggnaden utförs
- grundplattans nettogrundtryck beräknas som skillnaden mellan verkligt grundtryck och belastningen av bortschaktad jord
- vid golv på mark beräknas ett nettogrundtryck för golvet som skillnad mellan verkligt grundtryck och bortschaktad jord

- grundvattenytan sänks
- influens från intilliggande grundplattor och/eller golv
- Den totala förändringen av effektivspänningen beräknas därefter som summan av alla förändringar.

Den i jorden, före belastningen av t ex byggnad eller fyllning, rådande totalspänningen ( $\sigma'_o$ ) är enbart beroende av jordmaterialets egentygnd. Eftersom partialkoefficienten är 1,0 för denna typ av last kommer dimensionerande totalspänning att vara lika med den karakteristiska.

### Dimensionerande deformationer

Beräkning av dimensionerande totalsättning utförs enligt nedan.

### Totalsättning och sättningsdifferenser

Dimensionerande sättningsdifferenser mellan närliggande grundplattor beräknas.

### Kontroll

Avslutningsvis kontrolleras att dimensionerande totalsättning och differenssättning uppfyller dimensioneringsvillkoren. Dessa värden jämförs med generella och objektspecifika villkor för totalsättning och lutning. Om villkoren ej är uppfyllda måste grundläggningen ändras. Eventuellt kan en ökning av plattstorleken vara tillräcklig.

#### 4.4.2.2 Beräkning av dimensionerande sättning

Det finns en mängd olika metoder för att beräkna spänningstillskott och sättningar för grundplattor i jord, som bl a beror av utförda undersökningar, se Plattgrundläggningshandboken [1]. Nedan redovisas enbart en metod.

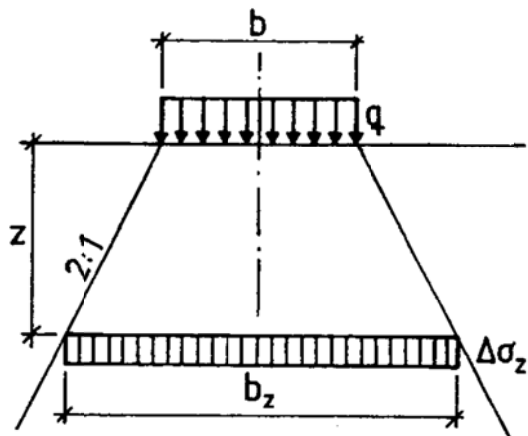
Enligt SS-EN 1997-1 ska  $\gamma_m$  sättas till 1,0 i bruksgränstillstånd. För att med rimlig säkerhet kunna verifiera att man uppfyller kraven på total- och differenssättningar erfordras dock en partialkoefficient  $> 1,0$ . Därför rekommenderas att man inför en modellfaktor  $\gamma_{Rd} = 1,3$  vid beräkning av dimensionerande sättning och sättningsdifferens.

Vid sättningsberäkning används den effektiva arean för den sättningsgivande lasten hos grundplattan.

#### 2:1-metoden

En ofta använd närmemetod för beräkning av spänningstillskott av utbredd last  $q$ , är den s.k 2:1 metoden. Härvid antas att spänningen sprider sig i jorden inom en volym som begränsas av plan utgående från lastens begränsningslinjer och med lutningen 2:1 bort från lasten, Figur 4.2. En utbredd last,  $q$ , som verkar på ytan  $b \cdot l$  kommer på djupet  $z$  under belastningen att ge upphov till ett vertikalt spänningstillskott i jorden,  $\Delta\sigma_z$ . En kraftjämvikt ger:

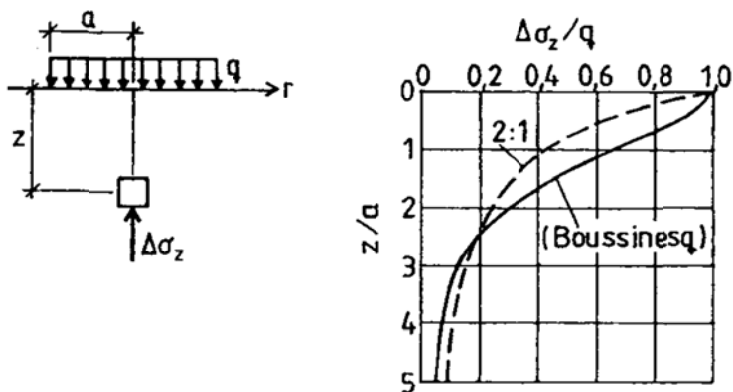
$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\left(1 + \frac{z}{b}\right)\left(1 + \frac{z}{l}\right)} \quad (4.19)$$



Figur 4.2 Spänningstillskott enligt 2:1-metoden

2:1-metoden ger lägre spänningstillskott än elasticitetsteorin inom ett djup av ca en plattbredd, Figur 4.3.

Cirkulär last



Figur 4.3 Jämförelse mellan tryckfördelningen enligt elasticitetsteorin och 2:1-metoden för cirkulär ytlast. Spänningstillskott under mittpunkten

Dimensionerande sättning  $s_d$  beräknas ur ekvationen:

$$s_d = \gamma_{Rd} \sum_0^i \frac{\Delta\sigma_d}{E_d} \cdot \Delta z \quad (4.20)$$

där

$$E_d = \frac{E_k}{\gamma_m} \quad (4.21)$$

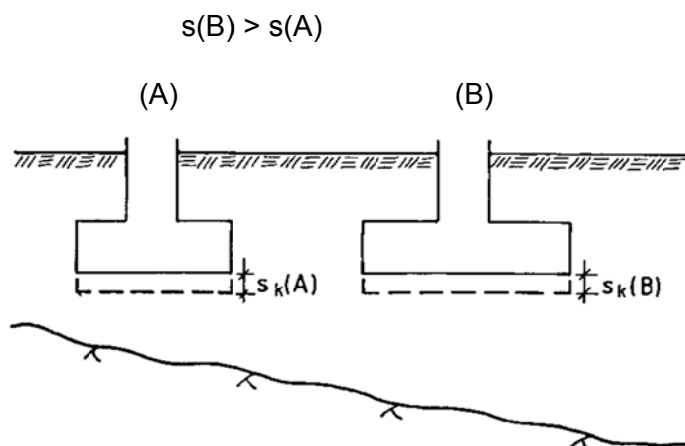
#### 4.4.2.3 Beräkning av sättningsdifferens mellan närliggande plattor

Vid sättningsberäkning med dimensionerande materialparametrar kan sättningsdifferensen bli stor och oegentlig om denna beräknas som en differens mellan dimensionerande max och min sättning. Dimensionerande sättningsdifferens kan därför beräknas enligt följande:

$$\Delta S_d = S(B) \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} - S(A) \quad (4.22)$$

där

- S(B) sättning för platta B (största sättningen) multiplicerat med modellosäkerhet
- S(A) sättning för platta A (minsta sättningen)



Figur 4.4 Bestämning av differenssättning från karakteristiska värden på jordegenskaper

Den deformationen ( $s$ ) bestäms utifrån jordparametrar.

#### 4.4.2.4 Dimensionering med hänsyn till hävning

SS-EN 1997-1 anger att vid dimensionering med hänsyn till hävning ska både initial och fördröjd hävning beräknas.

Vid analysen ska man särskilja på hävning till följd av:

- Minskning av effektivspänning
- Volymökning av delvis vattenmättad jord
- Hävning under konstant volymtillstånd hos helt vattenmättad jord beroende på sättning i en angränsande byggnad

#### 4.4.2.5 Dimensionering med hänsyn till vibrationer

En grundläggning som utsätts för vibrationer eller vibrerande laster ska dimensioneras så att vibrationerna inte ger upphov till sättningar. T.ex. bör hänsyn tas till att vibrationer orsaka omlagring av friktionsjord som i sin tur skapar sättningar.

Åtgärder bör vidtas så att följande inte uppstår:

- Resonans mellan frekvensen hos den dynamiska lasten och egenfrekvensen i grundläggningssystemet
- Flytning till följd av resonans

I de fall det finns risk för vibrationer till följd av jordbävning, ska konstruktionen dimensioneras enligt SS-EN 1998.

#### 4.4.3 Dimensionering med hävdvunna metoder

Vid dimensionering med hävdvunna metoder erfordras normalt ingen särskild dimensionering i bruksgränstillstånd.

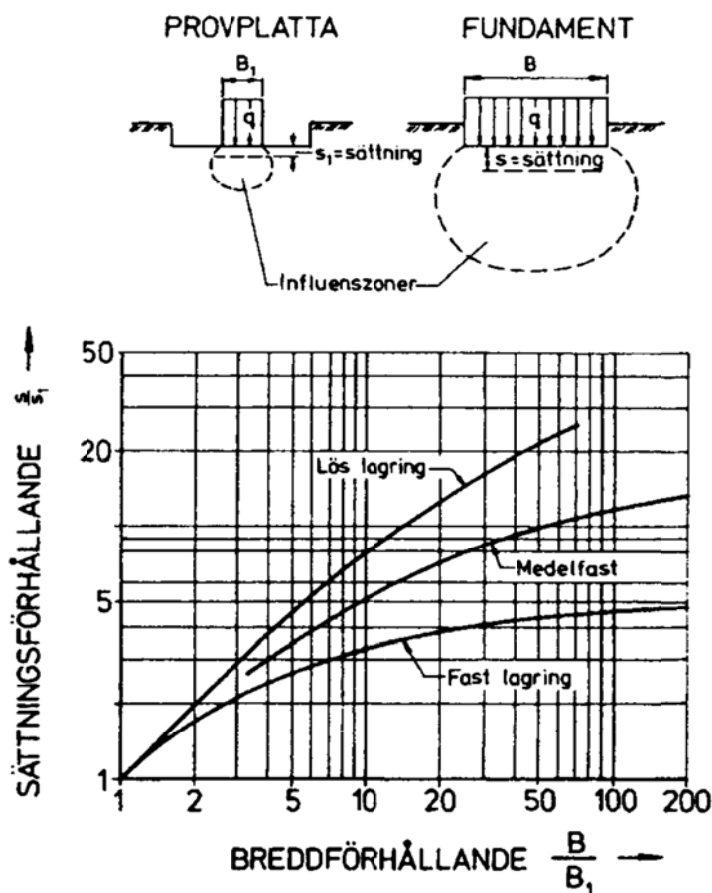
#### 4.4.4 Dimensionering genom modellförsök och provbelastning

##### 4.4.4.1 Dimensionering genom provbelastning av plattor (bruksgränstillstånd)

##### Dimensionering genom provning

Vid bestämning av sättningens observationsvärde ( $s_{obs}$ ) för en projekterad platta beaktas faktorer som angetts ovan.

Skaleffekten kan för sand bestämmas med t ex halvempiriska samband utarbetade av (Janbu *et al* 1973). Förhållanden enligt Figur 4.5 mellan sättning för ett stort fundament ( $s$ ) och ett litet fundament ( $s_1$ ) gäller för samma belastning/ytenhet ( $q$ )



Figur 4.5 Diagram för beräkning av sättningar på basis av plattförsök, Janbu *et al* (1973)

Speciell uppmärksamhet måste ägnas åt tidseffekter. Långtidssättningen i friktionsjord kan härvid antas vara ca 2 ggr korttidssättningen uppmätt för plattförsök.

Den karakteristiska sättningen bestäms av uttrycket:

$$s_k = \frac{\sum s_{obs}}{n} \cdot \beta \tag{4.23}$$

$\beta$  hämtas från tabell 4.2.

Dimensionerande sättning bestäms av uttrycket

$$s_d = s_k \gamma_{Rd} \gamma_{mp} \tag{4.24}$$

där

$\gamma_{Rd}$  modellosäkerhet som beaktar osäkerhet i dimensioneringsmetoden med hänsyn till t ex skaleffekt och tidseffekt.

$\gamma_{mp}$  en partialkoefficient som beaktar osäkerheten i bestämning av deformationen vid provning.

Värdet på partialkoefficienterna kan väljas något lägre än motsvarande värden i brottgränstillstånd. Förslagsvis kan  $\gamma_{Rd}$  sättas till 1,1-1,6 och  $\gamma_{mp}$  till 1,1-1,3.

Differenssättningen kan bestämmas som

$$\Delta s_d = s_d - s_k \quad (4.25)$$

### Dimensionering med utvärderade parametrar

Dimensionering med ur plattförsök utvärderade parametrar utförs i princip som för dimensionering med utvärderade parametrar i brottgränstillstånd. Dvs provbelastningsresultaten används för att bestämma jordens egenskaper ( $E$ ). Giltigheten för dessa bestämningar begränsas naturligtvis till provplattans influensdjup. Med plattor på olika djup kan jordegenskaperna bestämmas även på större djup. Alternativt kan t ex sonderingsresultat användas för att med ledning härav utvärdera jordegenskaperna på större djup.

De utvärderade parametrarna utnyttjas sedan för bruksgränsdimensionering enligt kapitel 4.4.

## 4.5 Konstruktiv dimensionering av plattan

För att undvika brott i plattan ska den konstruktiva dimensioneringen utföras i enlighet med SS-EN 1992 och SS-EN 1993. Nedan återges några riktlinjer avseende konstruktiv dimensionering som återfinns i SS-EN 1997-1 kapitel 6.8.

Enligt EN 1997-1, kap. 6.8 bör man vid den konstruktiva dimensioneringen av en grundplatta anta en linjär fördelning av grundtrycket och ej den jämna fördelning som antagits vid beräkning av plattstorlek enligt 4.3.1.3. Anledningen är att momentet i plattan i vissa fall kan bli större med den linjära fördelningen.

EN 1997-1 anger även att för bestämning av grundtrycksfördelningen under en icke böjstyv grundläggning, kan man anta att grundläggningen utgörs av en balk eller platta vilande på ett elastiskt medium med lämplig styvhet och styrka.

Brukbarheten av grundläggningen på separata plattor respektive hel bottenplatta ska kontrolleras genom antagande av laster i bruksgränstillstånd och fördelning av grundpåkänningar motsvarande deformationerna i plattorna och marken.

När samverkan mellan byggnad/undergrund har stor betydelse är det olämpligt att använda bäddmodulsteorin för att bestämma totalsättningar och differenssättningar. Mer noggranna metoder, såsom finita elementberäkningar, bör tillämpas.

## 4.6 Sammanställning av modellosäkerhets faktorer

Vid dimensionering i brottgräns förekommer flertalet modellosäkerhetsfaktorer. I Tabell 4.3 återfinns en lista över dessa modellosäkerhetsfaktorer.

**Tabell 4.3 Modellosäkerhetsfaktorer,  $\gamma_{Rd}$  i Brottgräns vid dimensionering genom beräkning**

	Värde $\gamma_{Rd}$	
Vertikal bärförmåga	Normalkonsoliderad lera	1,0
	Lätt överkonsoliderad lera	1,0
	Överkonsoliderad lera	1,0– 1,1
	Friktionsjord	1,0– 1,1
	Baserat på spetryckssondering	1,5 – 2,0
	Baserat på hejarsondering	1,2 – 1,7
	Baserat på pressometerförsök	1,5 – 2,0
Glidning	Passivt jordtryck	1,0 – 1,1
	Aktivt jordtryck	1,0 – 1,1

**Tabell 4.4 Modellosäkerhetsfaktorer,  $\gamma_{Rd}$  i bruksgräns vid dimensionering genom beräkning**

	Värde $\gamma_{Rd}$
Bruksgräns	1,3

**Tabell 4.5 Modellosäkerhetsfaktorer,  $\gamma_{Rd}$  i vid dimensionering genom provbelastning**

		Värde $\gamma_{Rd}$
Brottgräns	Normalkonsoliderad lera	1,2 – 1,8
Bruksgräns	Lätt överkonsoliderad lera	1,1 – 1,6

## 4.7 Att notera vid projektering

### 4.7.1 Beskrivning och ritningar vid ytgrundläggning

Den information, som behöver nå ut på arbetsplatsen för att ett byggnadsobjekt, och i detta sammanhang främst geokonstruktioner, vid ytgrundläggning ska kunna utföras på planerat sätt, består främst av följande handlingar:

*Ritningar*, t ex schaktplan, spontritningar, grundplan, sektioner, VVS, dränering och yttre ledningar.

*Beskrivningar*, ofta upprättade i anslutning till AMA-Anläggning -07.

*Allmän* material- och arbetsbeskrivning för anläggningsarbeten.

Den information, som är effektivast är den som kan sammanfattas på ritningar utan för långa textavsnitt. Huvudprincipen bör därför bli att för geokonstruktioner på ritningar ange allt som vid utförandet är av betydelse för konstruktionens funktion och kvalitet. Man måste dock beakta att enligt Allmänna Bestämmelser gäller beskrivningar före ritningar om oklarhet råder. För att kunna få ut också detaljinformation på ritningar kan, i jämförelse med dagens situation, extra ritningar behöva upprättas. Trots detta kan man inte få in all erforderlig information på ritningarna eftersom dessa då skulle behöva tyngas av en mängd text och därmed förlora i informationsvärde. För att informationen i beskrivningar och föreskrifter eller anvisningar även i dessa fall skall nå ut på arbetsplatsen måste direkta hänvisningar göras på ritningar till aktuellt avsnitt i beskrivningen eller annat aktuellt dokument. Jämför även TD Dokumenthantering när det gäller olika dokument status och innehåll [23].

### Exempel på ritningsanvisningar

Nedan ges ett antal exempel på sådana förhållanden m m, som man på arbetsplatsen för geokonstruktioner bör kunna utläsa av planer, sektioner och text på ritningar eller med hänvisningar från dessa och som kan ha betydelse för konstruktionens utförande, funktion eller kvalitet. Listan nedan gör ej anspråk på att vara fullständig utan skall mer ses som en tänk-på-detta-lista. Angivna mått och värden är endast exempel.

- *Jordförhållanden* anges översiktligt så att den, som skall schakta, kan bedöma hur man skall välja redskap och kan säga ifrån om t ex annat material påträffas. Typ av kontroll anges.
- *Bergförhållanden* anges med t ex lutningsförhållanden och bedömd sprickighet så att behov av och metod för sprängning kan bedömas. Typ av kontroll anges.
- *Grundvatten*. Ange grundvattenytans nivå så att de som skall utföra schakt vet när grundvatten kan påträffas eller olägenheter därav kan uppstå.
- *Länshållning, grundvattensänkning*. Hur skall den göras. Vilken avsänkingsnivå skall uppnås. Kontroll. Tidpunkt för grundvattenpumpning.

- *Mått och måttavvikelse* har ofta stor betydelse för en geokonstruktions stabilitet och sättningar, t ex schaktdjup, släntlutning, fyllningshöjder, spontdjup, avstånd till närliggande konstruktioner etc.. Måttavvikelse beaktas normalt vid dimensionering av geokonstruktioner.
- *Utförande*. Ange om speciella metoder, utrustningar, ordningsföljd eller annat förutsatts vid projekteringen. Som exempel kan nämnas:
  - Rörbrunnar med filter har förutsatts i skikt av sand 3,2 m under ursprunglig markyta
  - Finschakt skall utföras med skopa utan tändar.
  - Packning får göras med *statisk* vält om högst 2 ton totalvikt eller vibroplatta om högst 400 kg. Antal överfarter. Kontroll med vad? När?
  - Schaktbotten får ej beträdas med schaktmaskin, transportfordon eller liknande.
  - Förutsatt största last av maskin på t ex schaktkrön
  - Schakt under nivån + 32,5 m får ej göras förrän dragstag i rad 2 (sektion D-D) satts, kontrollerats och godkänts.
  - För att undvika tjälning av schaktbotten skall denna vid köldgrader efter hand täckas med plastade isolermattor av mineralull med 100 mm tjocklek. Täckningen skall omfatta minst den del av schaktbotten, som omfattas av grundplattorna och intill ett avstånd av 1,0 m från dessa. Kontroll av tjälning i schaktbotten utförs med sticksond och Gandahls tjälgränsmätare.

## 5 Materialkrav och utförande

Enligt SS-EN 1997 kapitel 6.9 ska undergrunden vid plattgrundläggning iordningställas med stor omsorg. Detta innebär bl.a att rötter, hinder och områden med lös jord ska avlägsnas utan att omkringliggande jord störs. Om det uppstår håligheter ska dessa återfyllas med jord (eller annat material) så att samma styvhet återskapas som hos den ostörda jorden.

Om plattgrundläggning ska ske i en jord som är känslig för störning t.ex. en lera, så bör man specificera schaktningsförfarandet så att störningen minimeras. Ofta räcker det att schakta i horisontella skikt

I de fall hävning ska undvikas så utförs schaktningen i växelvisa slitsar, där betong gjuts i mellanliggande slits innan urschaktning av nästa slits.

Särskilda krav när det gäller material och utförande för plattgrundläggning, finns sedan tidigare bl.a. för plattor grundlagda på packad fyllning. Ett utdrag avseende dessa krav/råd återfinns i bilaga E.

## 6 Uppföljning, kontroll och dokumentation

### 6.1 Allmänt

Kontroll av utförande, uppföljning och underhåll redovisas i SS-EN 1997-1, Avsnitt 4 samt i tillhörande informativa Bilaga J.

Nedan redovisas mer specifikt vad som kan vara tillämpligt för plattgrundläggning enligt tidigare praxis. Kontroll avseende mängder där sådana är reglerbara behandlas inte.

Kontroll av eller i samband med markarbeten utförs vid ytgrundläggning främst av följande skäl.

- att verifiera att förutsättningarna för dimensioneringen stämmer med verkligheten.

- att verifiera att material och utförande blir enligt gällande lagar, föreskrifter, standarder och övriga handlingar eller vedertagen praxis och beprövad erfarenhet så att avtalad funktion och kvalitet uppnås.

Enligt tidigare praxis skall bärande konstruktioner, alltså även geokonstruktioner, underkastas kontroll; dimensioneringskontroll och utförandekontroll enligt följande utdrag:

### **Dimensioneringskontroll**

Bärande konstruktioner i säkerhetsklasserna 2 och 3 ska underkastas dimensioneringskontroll.

Dimensioneringskontroll omfattar normalt kontroll av att

- de antaganden som dimensioneringen baseras på överensstämmer med de krav som ställts för ifrågavarande byggnad,
- antaganden om egenskaper hos material, inklusive jord och berg, är tillämpliga,
- antaganden om laster och materialpåverkan är tillämpliga,
- valda mekaniska beräkningsmodeller motsvarar den verkliga konstruktionen,
- valda kalkylmetoder är korrekta och tillämpliga,
- grafiska eller numeriska beräkningar är korrekt genomförda,
- provningar är korrekt genomförda,
- beräkningsresultaten har blivit korrekt överförda till redovisningshandlingarna, t ex ritning.

### **Utförandekontroll**

Bärande konstruktioner och material som ingår i dessa ska underkastas utförandekontroll. Denna kontroll utförs som tillverkningskontroll och byggkontroll.

Gemensamt för kontroll av konstruktioner i GK1; GK2 och GK3 är att man skall kontrollera att verkliga förhållanden överensstämmer med förutsättningarna för projektering samt att åtgärd ska fastställas föranledd av konstaterad avvikelse.

För GK1 gäller följande.

- Kontroll ska göras så att de verkliga förhållandena överensstämmer med de förutsättningar projekteringen baserats på. Erforderliga åtgärder med anledning av konstaterade avvikelser ska fastställas.

För GK2 utökas och preciseras kraven på kontroll och krav på kontrollplan införs.

- Kontroll ska omfatta jämförelse mellan verkliga jord-, berg- och grundvattenförhållanden och de förutsättningar på vilka projekteringen baserats. En kontrollplan för tilläggskontroll<sup>4</sup> skall upprättas. Tilläggskontrollen ska omfatta de objektanpassade kontrollåtgärder, som erfordras för att förhindra sådana fel som med hänsyn till konstruktionens utformning har avgörande betydelse för konstruktionens säkerhet, funktion och beständighet samt för dess inverkan på grannfastigheterna.
- Erforderliga åtgärder med anledning av konstaterade avvikelser från projekterad Geokonstruktion skall fastställas
- *Grundkontrollen* omfattar normalt besiktning av schakt och kontroll av att jord-, berg- och grundvattenförhållandena överensstämmer med dimensioneringsförutsättningarna. Under arbetsutförandet skall grundkontrollen säkerställa att man följer fastställda handlingar avseende t ex arbetsmetoder eller ordningsföljd mellan olika arbetsmoment. I

---

<sup>4</sup> Grundkontroll och tilläggskontroll. Med grundkontroll avses sådan kontroll, som alltid bör utföras för en viss typ av geokonstruktion. Med tilläggskontroll avses de ytterligare kontrollåtgärder, som projektören bedömt nödvändiga för att säkerställa att vissa förhållanden, som antagits vid dimensioneringen, överensstämmer med de verkliga

grundkontrollen skall också ingå fastställande av eventuellt erforderliga åtgärder, som föranleds av konstaterade avvikelser.

- *Tilläggskontrollen* kan t ex omfatta kompletterande geotekniska undersökningar, mätning av porvattentryck eller påverkan på omgivningen.

För GK3 ska geokonstruktioner kompletteras med kontroll utförd av oberoende sakkunnig:

- Kontroll utförd av en producerande enhet avseende egna produkter ska för geokonstruktioner i GK3 kompletteras med kontroll utförd av GK3-granskare
- I GK3 kan det också vara lämpligt att genom mätningar kontrollera geokonstruktionens beteende om de undersöknings- eller dimensioneringsmetoder, som används saknar väldokumenterat erfarenhetsunderlag eller om konstruktionen har sådan storlek att erfarenheterna är begränsade.

I Tabell 6.1 redovisas exempel på åtgärder, som kan bli aktuella vid grund- respektive tilläggskontroll vid GK1 – GK3. Härtill skall läggas alla objektspecifika förhållanden, som kan behöva kontrolleras.

Vid upprättande av kontrollprogram skall också beaktas "Tillsyn". Här behandlas t ex:

- krav på befintliga anläggningar, ledningar mm
- krav på vibrationsmätning
- krav på sprängningsarbeten
- krav på rivningsarbeten
- råd avseende kontroll av material till dränerande och kapillärbrytande skikt

**Tabell 6.1 Exempel på åtgärder vid grundkontroll (G) och tilläggskontroll (T) för geotekniska kategorierna GK1-GK3.**

Åtgärd	GK1	GK2	GK3
Besiktning av schakt	G	G	G
Kompletterande geotekniska undersökningar	(T)	T	T
Granskning av förutsatt jordprofil och materialegenskaper	G	G	G
Mätning av porvattentryck i grovkorniga skikt	-	T	G
Bestämning av porvattentrycksprofiler och deras variationer	-	(T)	T
Påverkan på omgivningen	-	T	T
Fastställande av erforderliga åtgärder	G	G	G

## 6.2 Upprättande av kontrollplan för ytgrundläggning

Omfattningen på samhällets krav på kontroll är relaterad till Geoteknisk kategori, se TD Grunder [22]. Utöver dessa krav, som härrör från samhällets krav på att upprätthålla hälsa och säkerhet, har byggherren önskemål om att kontrollera att han får avtalad kvalitet på levererade varor och utförda arbeten. De kontrollarbeten, som anses nödvändiga eller önskvärda bör sammanfattas i kontrollplan och redovisas i Projekterings PM (se TD Dokumenthantering [23]). För att underlätta upprättandet av kontrollplaner redovisas i det följande ett antal kontrollpunkter, som kan vara aktuella i samband med ytgrundläggningsprojekt i såväl enklare som svårare fall.

Förteckningen, som återfinns i bilaga E, har utarbetats i anslutning till "Kontroll av markarbeten" [12] och omfattar följande grupper:

- Jordförhållanden
- Grundvattenförhållanden
- Befintligt
- Nivåer, lägen, avvikelser
- Bergförhållanden, block och jordstenar

- Spont
- Vattenavledning
- Jordschakt
- Bergschakt
- Fyllning för grundläggning
- Fyllning för dränering av hus
- Tätning, avjämning och materialskiljande lager
- Dränerande skivor
- Komplement rörande kontroll av packad fyllning

Förteckningen över vad som bör kontrolleras etc gör ej anspråk på att vara fullständig eftersom kontrollen måste anpassas till aktuellt projekt. Redovisningen kan tjänstgöra som en checklista vid upprättande av kontrollplan.

För varje upptagen kontrollpunkt i nedanstående förteckning ges i följande avsnitt exempel på svar till följande frågor:

**Varför?** Här anges motivet till att detta förhållande skall kontrolleras.

**Hur?** Här anges hur kontrollen skall göras.

**Med vad?** Denna punkt kan ofta flyta ihop med föregående, avsikten är dock att ge svar på vilket eller vilka hjälpmedel, som kan användas för kontrollen.

**Omfattning?** Här anges exempel på kontrollens omfattning, exvis hur många sonderingar eller provtagningar, som är lämpliga att utföra.

**När?** Det är viktigt att kontrollen verkställs vid rätt tidpunkt. Valet av tidpunkt styrs dels av när kontrollen är möjlig att utföra men även av att den skall utföras tidigt nog för att onödiga arbeten och kostnader skall undvikas.

**Redovisning?** Resultatet från utförda kontroller bör redovisas på ett ändamålsenligt sätt. Under denna punkt anges för de olika kontrollerna exempel på ändamålsenlig redovisning.

**Åtgärder?** Om en avvikelse uppdagats i samband med kontroll är det ofta nödvändigt att vidtaga någon korrigerande åtgärd. Under denna rubrik anges exempel på lämpliga åtgärder vid olika avvikelser.

Förutom ovan angivna frågor bör kontrollplanen också innehålla uppgift på vem som ska utföra, redovisa och bedöma respektive kontrollpunkt.

## 7 Referenser

- [1] Bergdahl, U., Ottosson, E., Malmberg, B.S. Plattgrundläggning, Svenska Byggtjänst, Stockholm, 1993.
- [2] Boverket, BKR 1999, Konstruktionsregler, BFS 1993:58 med ändringar t o m BFS 1998:39, Karlskrona.
- [3] Boverket. Nybyggnadsregler, NR1, BFS 1988:18 (1988) Stockholm
- [4] Larsson, R., Bergdahl, U., Eriksson, L., (2007), Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord, Statens geotekniska institut, Information 3.
- [5] Vägverket Publ. 1994:15, Allmän teknisk beskrivning. Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper, 1994.
- [6] Wennerstrand, J. Geokonstruktioner. En handbok i anslutning till Boverkets konstruktionsregler. Byggvägledning 3, svensk Byggtjänst, 1996.

- [7] Larsson, R., Sällfors, G., (1988). Nyare in situ-metoder för bedömning av lagerföljd och egenskaper i jord. Statens geotekniska institut, Information 5, Linköping
- [8] Janbu, N., Bjerrum, L., Kjaernsli, B., T (1973), Vejledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. NGI Publikation nr 16.
- [9] Vägverket Publikation 1989:7, Geotekniska undersökningar för vägbroar.
- [10] Svensk Byggtjänst. AMA Anläggning 07: allmän material- och arbetsbeskrivning för anläggningsarbeten, Stockholm 2008.
- [11] Svensk Byggtjänst. Kontroll av markarbeten. Råd och anvisningar (1988).
- [12] SS-EN 1997-1 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler
- [13] SS-EN 1997:2 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 2: Markundersökning och provning
- [14] Svensk Standard, SS-ISO 4463 (1983) Bergmätning, utsättning och inmätning – Tillåtna mätningsavvikelser, Stockholm.
- [15] VVFS 2004:43 Vägverkets föreskrifter om ändring i föreskrifterna om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder.
- [16] BFS 2008:8 Boverkets föreskrifter om ändring i föreskrifterna om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder.
- [17] Lee, I.K., White, W., Ingels, O. (1983). Geotechnical Engineering, Pitman, Toronto.
- [18] Boverket (1989) Värmeisolering. Värmegenomgångskoefficienter för byggnadsdelar och köldbryggor, tjälfri nivå. Rapport. Allmänna förlaget, Stockholm
- [19] Bergdahl. U. (1984). Geotekniska undersökningar i fält. Statens geotekniska institut, Information 2, Linköping.
- [20] Svensk Standard, SIS 027110. Geotekniska Provningsmetoder. Packningsegenskaper. Fältbestämning av densitet (1975).
- [21] IEG (2007), EN 1997-1, kapitel 6, plattgrundläggning, fas 2, Rapport 8:2006
- [22] IEG (2008), Tillämpningsdokument – Grunder, IEG Rapport 2:2008
- [23] IEG (2008) Tillämpningsdokument – Dokumenthantering, IEG Rapport 4:2008
- [24] Vägverket (2008), Tekniska krav Geoteknik, VVTK, VV publ: 2009:46

## Bilagor

I bilaga A och B återfinns beräkningsexempel för friktionsjord och fast lera. Exempelen är ett förslag till hur den föreslagna beräkningsgången i detta tillämpningsdokument kan tillämpas för dimensionering av en platta på friktionsjord och på fast lera. Exemplet skall inte förväxlas med de konsekvensberäkningar som finns redovisade i IEG:s rapport 8:2006: för plattor, fas 2 [21].

Geotekniska förutsättningar är baserade på MUR (Markteknisk undersökningsrapport) från ett verkligt projekt. Inom ramen för IEG:s arbete har 3 stycken exempel på MUR tagits fram (lös kohesionsjord, fast kohesionsjord samt friktionsjord). Syftet har varit att realistiska geotekniska förhållanden skall ligga till grund för de beräkningsexempel som tas fram inom IEG. Genom att utgå från MUR från verkliga projekt, så ställs man även inför samma frågeställningar som kommer att uppstå när dimensionering skall utföras enligt Eurokod.

Utdrag ur tre marktekniska undersökningsrapporterna finns för nedladdning på IEG:s plattform, [www.ieg.nu](http://www.ieg.nu) (logga in som medlem).

Samma geotekniska förutsättningar har använts vid framtagande av beräkningsexempel för Slänter och bankar, pålar, stödkonstruktioner och plattor, vilket gör det möjligt att jämföra skillnaderna mellan de olika konstruktionerna.

I bilaga C återfinns bakgrunden till bärighetsekvationen

Bilaga D ger ett förslag till utvärdering av provbelastning

Bilaga E ger krav avseende material, utförande och kontroll

# Bilaga A Beräkningsexempel, Friktionsjord

## A.1 Geotekniskt underlag

Geotekniskt underlag för beräkningarna finns redovisade i följande rapport:  
MUR Markteknisk undersökningsrapport -Underlag till beräkningsexempel för  
tillämpningsdokument – friktionsjord. Datum: 2008-01-29.

## A.2 Beräkningsförutsättningar

### A.2.1 Val av säkerhetsklass

Beräkningar i föreliggande exempel har utförts enligt säkerhetsklass 2 (SK 2).  $\gamma_d = 0,91$ .

För beräkningar i säkerhetsklass 1 och 3 (SK 1 och SK 3) ( $\gamma_d = 0,83$  och  $1,0$ ) redovisas enbart resultat.

### A.2.2 Partialkoefficienter

Brottgränstillstånd STR/GEO. Partialkoefficienter hämtade från VVFS bilaga 5, uppsättning M2. Friktionsvinkel och effektiv kohesion ( $\gamma_m = 1,3$ ), odränerad skjuvhållfasthet ( $\gamma_m = 1,5$ ), tunghet ( $\gamma_m = 1,0$ )

### A.2.3 Val av geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori 2 vald enligt TD Grunder. Undersökningar är utförda i en omfattning som motsvarar GK2. Jordens egenskaper har bestämts med metoder enligt SS-EN 1997-2. Dimensionerande last överstiger 250 kN.

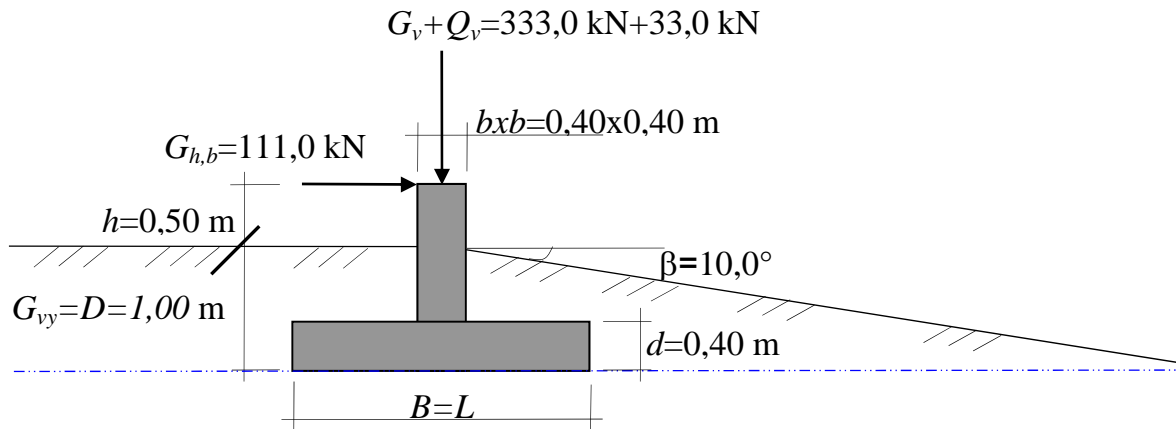
### A.2.4 Laster och lasteffekter

Laster och dimensioner är bestämda utifrån givna beräkningsförutsättningar och sammanfattas i Figur A. 1.

Plattan har initialt antagits ha en bredd och längd på 2,4 m, baserat på lastfall 2 enligt tabell 7.1. Denna lastkombination har antagits som ogynnsammast, vilket givetvis måste kontrolleras. Observera att i detta fall antas att V och H uppkommer oberoende av varandra. Om istället det kan antas att V och H kommer av samma last mot byggnadens stomsystem typ traversbalk eller likvärdigt så föreligger inte behov av att kombinera ogynnsamma och gynnsamma laster för V och H.

**Tabell 7.1 Lastkombinationer**

Lastkombination	1	2	3
Vertikallast	$V_{d\ ogyn}$	$V_{d\ gyn}$	$V_{d\ ogyn}$
Horisontallast	$H_{d\ ogyn}$	$H_{d\ ogyn}$	$H_{d\ gyn}$
Moment	$M_{d\ ogyn}$	$M_{d\ ogyn}$	$M_{d\ gyn}$



**Figur A. 1** Geometri och laster för platta grundlag på friktionsjord

$G_v$ ,  $Q_v$ ,  $G_h$  samt fundamentets egenvikt är konstruktionslaster och beräknas enligt ekvation 6.10 a i SS-EN 1990 (eftersom andelen variabel last är liten). Planerad byggnad förutsätts vara en kontorslokal där  $Q_v$  antas vara en nyttig last med varaktighetskoefficienter  $\psi_0 = 0,7$   $\psi_1 = 0,5$   $\psi_2 = 0,3$  enligt SS-EN 1991-1-1.

Tyngden av återfylld jord ovanför fundamentet är en geoteknisk last och beräknas enligt ekvation 6.10 i SS-EN 1990.

Fundamentets vikt

$$G_{btg} = g \cdot \rho_{btg} \cdot (b^2 \cdot (D - d + h) + B^2 \cdot d)$$

$$G_{btg} = 10,0 \cdot 2,40 \cdot (0,40^2 \cdot (1,00 - 0,40 + 0,50) + 2,40^2 \cdot 0,40) = 59,5 \text{ kN}$$

Jordens vikt på fundament. Det har förutsatts återfyllning med sand. Vald  $\rho_d = 1,8 \text{ t/m}^3$ .

$$G_{jord} = g \cdot \rho_d \cdot (B^2 - b^2) \cdot (D - d)$$

$$G_{jord} = 10,0 \cdot 1,80 \cdot (2,40^2 - 0,40^2) \cdot (1,00 - 0,40) = 60,5 \text{ kN}$$

### Brottgränstillstånd

Vid dimensionering i STR/GEO beräknas laster enligt nedan för konstruktionslaster:

$$E_d = \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$E_d = 1,00 \cdot G_{kj,inf} \text{ (gynnsamma laster)}$$

Beräkning konstruktionslast, med insättning av värden ovan :

$$V_{d,k} = 0,91 \cdot 1,35 \cdot (333 + 59,5) + 0,91 \cdot 1,5 \cdot 0,7 \cdot 33 = 513,7 \text{ kN} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$V_{d,k} = 1,00 \cdot (333 + 59,5) = 392,5 \text{ kN} \text{ (gynnsamma laster)}$$

Vid dimensionering i STR/GEO beräknas laster enligt nedan för geotekniska laster:

$$E_d = \gamma_d \cdot 1,10 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$E_d = 1,00 \cdot G_{kj,inf} \text{ (gynnsamma laster)}$$

Beräkning geoteknisk last, med insättning av värden ovan:

$$V_{d,g} = 0,91 \cdot 1,1 \cdot (60,5) = 60,5 \text{ kN} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$V_{d,g} = 1,0 \cdot (60,5) = 60,5 \text{ kN} \text{ (gynnsamma laster)}$$

Samma resultat vad gäller geotekniska laster då det förutsätts att jordlasten alltid finns på plats. Ett scenario där jorden eventuellt schaktas bort skulle ge gynnsamma laster på 0 kN. Hänsyn till den lutande markytan tas vid beräkning av effektivt överlagringsspänning, samt i föreskriven korrektionsfaktor.

Total dimensionerande vertikallast:

$$V_d = 513,7 + 60,5 = 574,2kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$V_d = 392,5 + 60,5 = 453,0kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Motsvarande beräkningar för horisontallast och moment. Här förekommer bara permanenta laster och konstruktionslaster.

$$H_d = 0,91 \cdot 1,35 \cdot (111) = 136,4kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$H_d = 1,00 \cdot (111) = 111,0kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Den horisontella lasten ger även upphov till ett moment som ska beaktas vid dimensioneringen.

$$M_{Hd} = 136,4 \cdot (1,00 + 0,50) = 204,6kNm \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$M_{Hd} = 111,0 \cdot (1,00 + 0,50) = 166,5kNm \text{ (gynnsamma laster)}$$

### Bruksgränstillstånd

Vid dimensionering i STR/GEO beräknas laster enligt nedan för konstruktionslaster och geotekniska laster:

$$E_d = G_{kj, \text{sup}} + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$E_d = 1,00 \cdot G_{kj, \text{inf}} \text{ (gynnsamma laster)}$$

Total dimensionerande vertikallast:

$$V_{d,k} = (333 + 59,5 + 60,5) + 0,3 \cdot 33 = 463kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$V_{d,k} = 1,00 \cdot (333 + 59,5 + 60,5) = 453kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Motsvarande beräkningar för horisontallast och moment.

$$H_d = 111 = 111kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$H_d = 1,00 \cdot (111) = 111kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Den horisontella lasten ger även upphov till ett moment som ska beaktas vid dimensioneringen.

$$M_{Hd} = 111 \cdot (1,00 + 0,50) = 167kNm \text{ (ogynnsamma laster)}$$

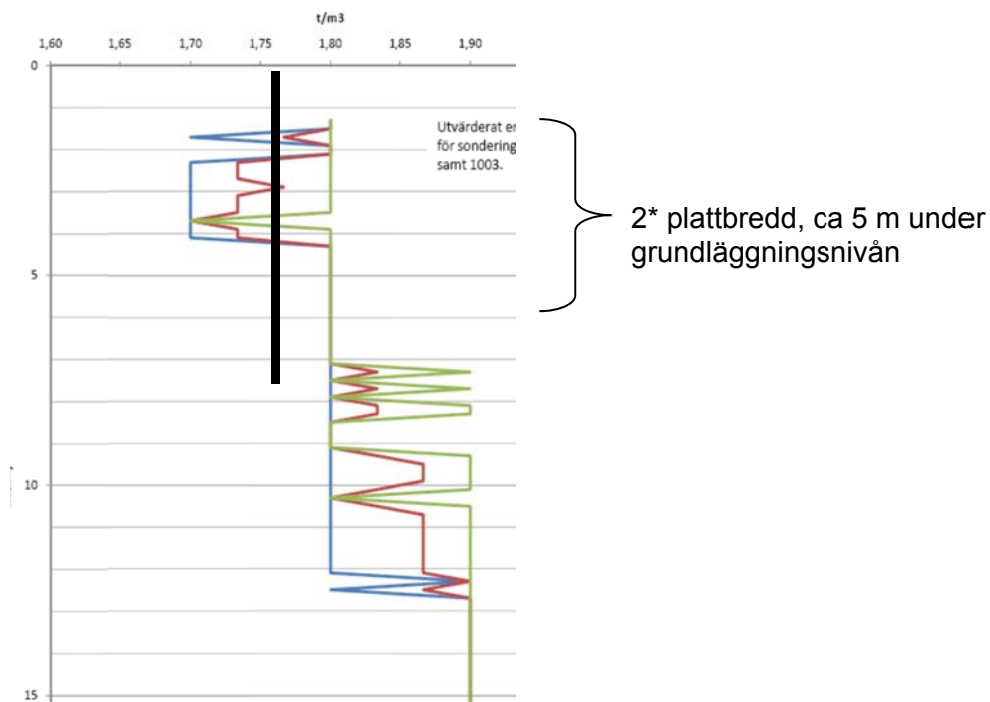
$$M_{Hd} = 111 \cdot (1,00 + 0,50) = 167kNm \text{ (gynnsamma laster)}$$

## A.2.5 Dimensionerande jordegenskaper

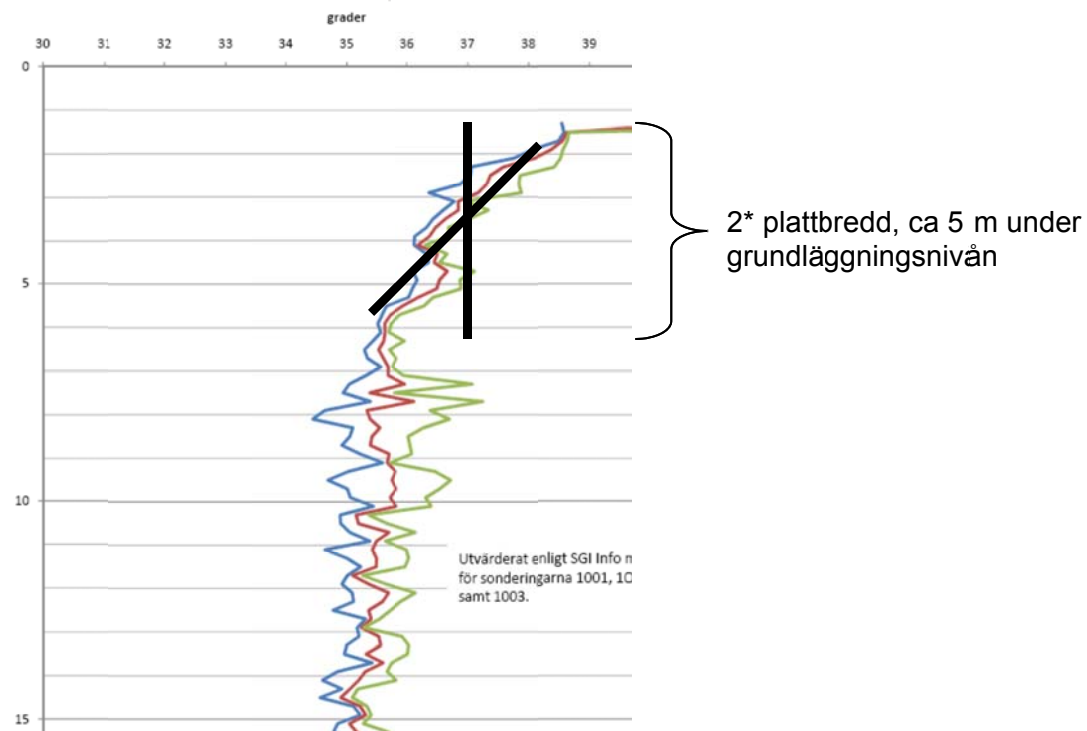
### Härledda värden

Underlag till beräkningsexempel se MUR– friktionsjord.

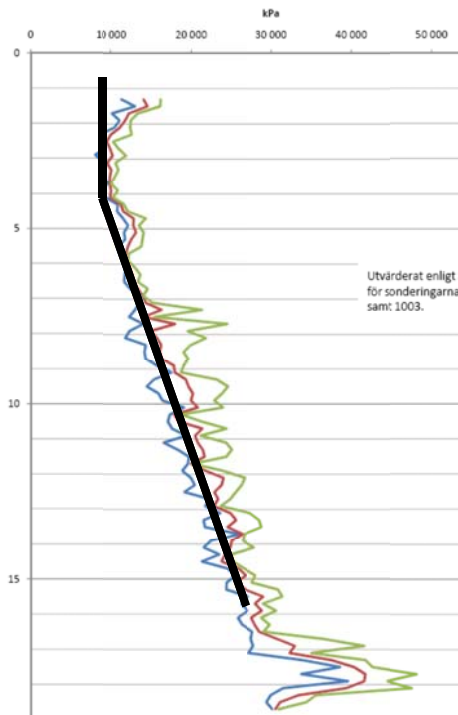
Härlett värde för jordens densitet ca 2 plattbredder under grundläggningsnivå,  $1,75 \text{ t/m}^3$ , med motsvarande tunghet  $\gamma_k = 17,5 \text{ kN/m}^3$ . För fortsatta beräkningar antas den vattenmättade tungheten  $\gamma_m$  till  $20,5 \text{ kN/m}^3$ .



Härledda värden för jordens hållfasthetsegenskaper i form av friktionsvinkel ca 2 plattbredder under grundläggningsnivån,  $\phi_k = 37^\circ$ .



Härledda värden för jordens deformationsegenskaper i form av elasticitetsmodul från grundläggningsnivån till 4 m.u.my,  $E_k = 10\,000$  kPa. Från 4 m.u.my och djupare enligt sambandet  $E_k = 10\,000 + z \cdot 1500$  kPa



### Omräkningsfaktorn $\eta = \eta_1\eta_2\eta_3\eta_4\eta_5\eta_6\eta_7\eta_8$

Egenvikt/tunghet  $\eta = 1,0$

Dränerad skjuvhållfasthet,  $\eta = 1,05$  med delfaktorer:

Delfaktorn  $\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4 = 1,0$

Delfaktorn  $\eta_5\eta_6 = 0,95$

Delfaktorn  $\eta_7\eta_8 = 1,1$

### Dimensionerande värden

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X}$$

Tunghet  $\gamma_d$  samma som härledda värden.

$$(\tan(\phi_d) = \frac{1}{1,3} \cdot 1,05 \cdot \tan(37^\circ))$$

Friktionsvinkel,  $\phi_d = 31^\circ$

Sättningsmodul samma som härledda värden,  $E_d = 10\,000$  kPa.

Från 4 m.u.my och djupare enligt sambandet  $E_d = 10\,000 + z \cdot 1500$  kPa.

Observera  $\gamma_{Rd}$  som används vid sättningsberäkning.

### Modellosäkerheter

Beräkning av vertikal bärförmåga, friktionsjord,  $\gamma_{Rd} = 1,0$ .

Bruksgräns, beräkning  $\gamma_{Rd} = 1,3$ .

## A.3 Beräkningar i brottgräns

### A.3.1 Lastkombinationer

#### Brottgräns, lastkombination 2.

$$V_d = 453 \text{ kN} \text{ (gynnsamma laster)}$$

$$H_d = 136 \text{ kN} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$M_{Hd} = 204 \text{ kNm} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

#### Bruksgräns

$$V_d = 453 \text{ kN} \text{ (gynnsamma laster)}$$

$$H_d = 111 \text{ kN} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$M_{Hd} = 167 \text{ kNm} \text{ (ogynnsamma laster)}$$

### A.3.2 Brottgräns

Beräkningar utförs enligt allmänna bärlighetsekvationen som redovisas i sin helhet som bilaga C.

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma' b_{ef} N_{\gamma d} \xi_\gamma$$

I friktionsjord kan antas  $c = 0$  vilket ger

$$q_{bd} = q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma' b_{ef} N_{\gamma d} \xi_\gamma$$

#### Bärlighetsfaktorer enligt bilaga C.

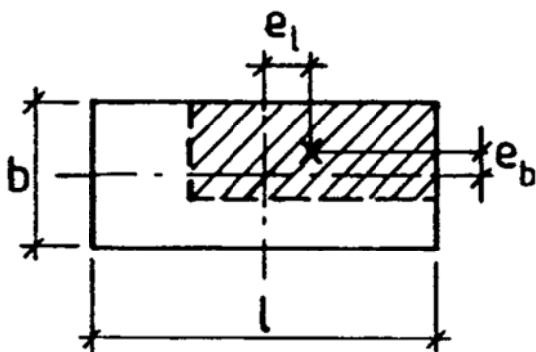
$\phi_d$	$N_{cd}$	$N_{qd}$	$N_{\gamma d}$
31	33	21	17

$$e_b = M/V = 204/453 = 0,45$$

$$b_{ef} = b - 2 * e_b = 2,4 - 2 * 0,45 = 1,5 \text{ m}$$

$$l_{ef} = l - 2 * e_L = 2,4 - 2 * 0 = 2,4 \text{ m}$$

$$A_{ef} = b_{ef} * l_{ef} = 1,5 * 2,4 = 3,6 \text{ m}^2$$



Inom den effektiva fundamentarean,  $A_{ef} = b_{ef} l_{ef}$ , antas grundtrycket jämnt fördelat.

## Bestämning av den lägsta effektiva vertikalspänningen $q'$ på grundläggningsnivån

Grundvattennivån befinner sig under grundläggningsnivå, se Figur C. 5a.  $d_{\min}$  ansätts till 0,8 m p.g.a. den lutande markytan. För en fullt utbildad passivjordtrycksskil behövs en plan markyta ca 2 m från plattans kant eller ca  $1,1+2=3,1$  m från skaftet. På denna sträcka faller markytan med ca 0,5 m.

$$q' = \gamma \cdot d_{\min} = 17,5 \cdot 0,8 = 14 \text{ kPa}$$

## Val av densitet för jordmaterial under grundläggningsnivån

När grundvattenytan återfinns inom djupet  $b_{ef}$  under grundläggningsnivån skall som tunghet väljas ett viktat medelvärde av tungheten och effektiva tungheten  $\gamma'$  enligt följande samband,  $d_2 = 0$ , vilket ger  $\gamma_{eq} = \gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 20,5 - 10 = 10,5 \text{ kN/m}^3$ .

$$\gamma_{eq} = \gamma \frac{d_2}{b_{ef}} + \gamma' \frac{b_{ef} - d_2}{b_{ef}}$$

där

$\gamma_{eq}$	ekvivalent tunghet
$d_2$	avståndet från grundläggningsnivån till grundvattennivån, $0 < d_2 < b_{ef}$
$b_{ef}$	effektiv plattbredd (se ekvation 4.13)

## Inverkan av hållfasthet hos jorden över grundläggningsnivån

D ansätts som  $d_{\min} = 0,80$  m

$$d_c = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}} ; = 1 + 0,35 \cdot 0,8 / 1,5 = 1,19, d_c \leq 1,7 \text{ ok}$$

$$d_q = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}} ; = 1,19, d_q \leq 1,7$$
$$d_y = 1$$

## Inverkan av fundamentform

$$s_c = 1 + \frac{N_q b_{ef}}{N_c l_{ef}} = 1 + \frac{21 \cdot 1,5}{33 \cdot 2,4} = 1,40$$

$$s_q = 1 + (\tan \varphi) \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 + (\tan (31)) \frac{1,5}{2,4} = 1,38$$

$$s_y = 1 - 0,4 \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 - 0,4 \frac{1,5}{2,4} = 0,75$$

## Inverkan av lutande last

$H = 136 \text{ kN}$  horisontell lastkomponent

$V = 453 \text{ kN}$  vertikal lastkomponent

$c' = 0 \text{ kPa}$

$\phi_d = 31^\circ$

$$m = m_b = \frac{2l_{ef} + b_{ef}}{l_{ef} + b_{ef}} \text{ när den horisontella lastkomponenten verkar i breddriktningen}$$

$$m_b = \frac{2 \cdot 2,4 + 1,5}{2,4 + 1,5} = 1,62$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi_d} = 0,56 - \frac{1 - 0,56}{33 \cdot \tan(31)} = 0,54$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} l_{ef} c \cot \phi_d}\right)^m = \left(1 - \frac{136}{453}\right)^{1,62} = 0,56$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} l_{ef} c \cot \phi_d}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{136}{453}\right)^{1,62+1} = 0,39$$

### Inverkan av lutande intilliggande markyta

$\beta = 10^\circ$ . I nedanstående samband ska  $\beta$  uttryckas i radianer,  $10 \cdot \pi / 180 = 0,174 \text{ radianer}$

$$g_c = e^{-2 \cdot 0,174 \cdot \tan(31)} = 0,81$$

$$g_q = 1 - \sin 2 \cdot 0,174 = 0,66$$

$$g_\gamma = 1 - \sin 2 \cdot 0,174 = 0,66$$

### Inverkan av lutande basyta

Ingen lutande basyta.  $\alpha = 0$ , så ingen inverkan,  $b_{c,q,\gamma} = 1,0$ .

### Beräkning brottgräns

$$q_{bd} = q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma' b_{ef} N_{\gamma d} \xi_\gamma$$

$$q_{bd} = 14 \cdot 21 \cdot 1,19 \cdot 1,38 \cdot 0,56 \cdot 0,66 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 10,5 \cdot 1,5 \cdot 17 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 0,39 \cdot 0,66 \cdot 1,0 =$$

$$q_{bd} = 178 + 27 = 206 \text{ kPa}, A_{ef} = 3,6 \text{ m}^2, R_{vd} = 740 \text{ kN}$$

En förutsättning som brukar tillämpas är att lasteffekten i bruksgränstillstånd får vara maximalt 2/3 av bärförmågan i brottgränstillstånd, om inte utredningar ska utföras för eventuella krypdeformationer.

$$453 \text{ kN} < 2 \cdot 740 / 3 = 493 \text{ kN}, \text{ ok.}$$

Motsvarande beräkningar för lastkombination 1 och 3 gav plattdimensioner som var mindre, 2,1 resp. 2,2 m. Lastkombination 2 var alltså dimensionerande. Som nämns inledningsvis gäller detta om V och H är oberoende.

Beräkningar i SK1 och SK3 för beräknad platta med sidomåttet 2,4 m gav följande dimensionerande bärförmågor:

Säkerhetsklass	Rvd	2*Rvd/3
SK1	843	562
SK2	740	493
SK3	634	423

### A.3.3 Dimensionering med hänsyn till glidning

I normalfallet tas de horisontella krafterna upp genom friktion mot plattans underyta. I vissa fall kan även jordtryck mot grundplattans sidor tillgodoräknas. När det gäller hantering av jordtryck måste dels den förväntade storleken på rörelserna analyseras och dels hänsyn tas till den förväntade livslängden avseende t.ex. urschaktning eller ändrade marknivåer.

I aktuellt fall ökas den pådrivande horisontallasten ( $H_d = 136 \text{ kN}$ ) med aktivt jordtryck från omgivande jord, medan mothållande jordtryck försummas inledningsvis.

Den återfyllda sanden antas ha en härledd friktionsvinkel på  $32^\circ$ . Dimensionerande friktionsvinkel blir då ca  $26^\circ$ . Aktiva jordtryckskoefficienten beräknas till:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 26/2) = 0,39$$

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot d = 0,39 \cdot 18 \cdot 1,0 = 7 \text{ kPa. Omräknad som lasteffekt:}$$

$$H_a = (P_a \cdot d) / 2 \cdot L_{ef} = (7 \cdot 1,0) / 2 \cdot 2,4 = 8,4 \text{ kN. Dimensionerande geoteknisk last:}$$

$$H_{d,g} = 0,91 \cdot 1,1 \cdot (8,4) = 8,4 \text{ kN (ogynnsamma laster)}$$

Vid dränerad analys bestäms dimensionerande horisontell bärförmåga enligt följande:

$$R_{Hd} = V'_d \cdot \tan(\phi_d). \phi_d \text{ ska reduceras med } 2/3 \text{ om plattan är prefabricerad.}$$

Beräkningar utförs med lägsta lasten (gynnsam),  $V'_d = 453 \text{ kN}$ .

$$R_{Hd} = 453 \cdot \tan(31) = 272 \text{ kN} > H_d = 136 + 8,4 = 144,4 \text{ kN, ok, och i fallet prefabricerad platta}$$

$$R_{Hd} = 453 \cdot \tan(2 \cdot 31/3) = 171 \text{ kN} > H_d = 136 + 8,4 = 144,4 \text{ kN, ok.}$$

### A.3.4 Dimensionering med hänsyn till stjälpning

Normalt kan det antas att risken för stjälpning är begränsad om minst ett av följande villkor är uppfyllda:

- Lastresultatens excentricitet understiger  $1/3$  av plattbredden.  $e = 0,45 < 2,4/3 = 0,8 \text{ m}$ , ok.
- Jordens egenskaper är sådana att den vertikala bärförmågan är styrande. ok.

## A.4 Beräkningar i bruksgräns

Friktionsjorden förutsätts vara överkonsoliderad med sättningsmoduler som härletts tidigare. Sättningsberäkningar utförs med tre metoder som presenteras i Vägverkets Publ. 1996:1, bilaga 9-2, med hjälp av programmet Satt20. Följande förutsättningar gäller:

- Lastspridning utförs enligt 2:1 metoden
- Sättningsberäkning utförs till ett djup av  $4 \cdot b_{ef}$  med skiktindelning enligt figur.
- Modellosäkerhet  $\gamma_{Rd}$  på 1,3 använd
- Partialkoefficient för sättningsmodul,  $\gamma_m = 1,0$ .
- 

Indata, bruksgränstillstånd:		Sättningsberäkning - lastspridning 2:1 metoden till 4 ggr plattbredd	
Grundläggnings djup	d	0,8	m.u.urspr.my
Vertikallast	$V_G$	462,9	kN
Effektiv bredd	$B_{eff}$	1,68	m
Effektiv längd	$L_{eff}$	2,40	m
Ursprunglig vertikal eff. spänning	$\sigma'_{vo}$	14	kPa
Spänningsökning	$q_{nemo}$	101	kPa
Aktuell grundpåkänning	$\sigma'_v$	115	kPa
Plushöjd uk-sula	RH70		
Beräkningstid sättning		100	år
Beräkningsmässig lagertjocklek		0,42	m

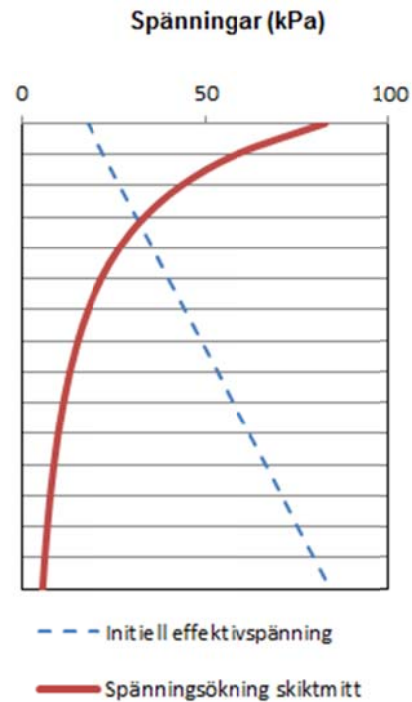
Koefficienter:	
$\gamma_m$	1,00
$\gamma_{Rd}$	1,3

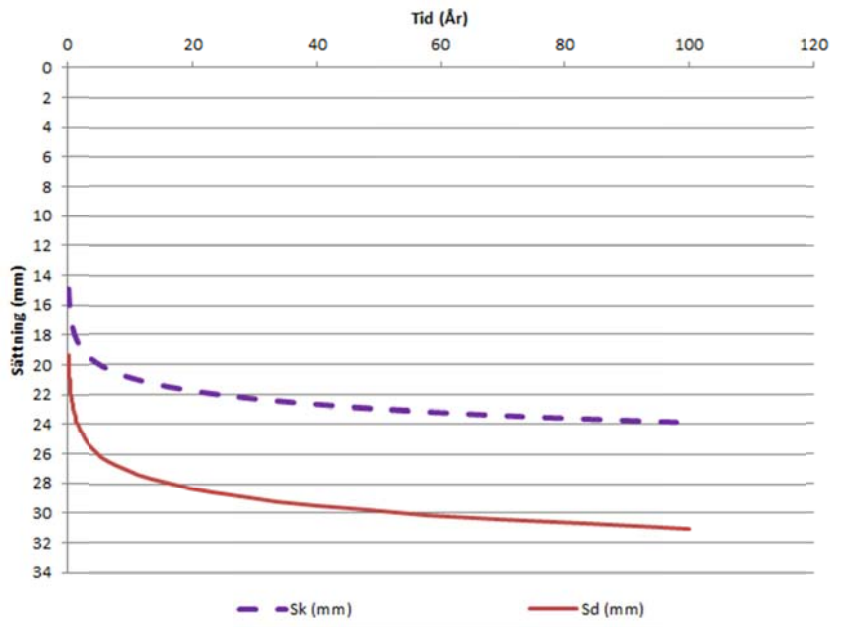
Indata, karakteristisk E-modul, densiteter samt eventuella tillskotts-spänningar:						
Lager	E-modul (MPa)	Effektiv tunghet (kN/m <sup>3</sup> )	Z Nivå lagermitt	Z Lagermitt (m.u.sula)	Z Lagertopp (m.u.sula)	Tillskotts-spänning skiktmitt (kPa)
1	10,0	17,5	-0,2	0,2	0,0	
2	10,0	10,5	-0,6	0,6	0,4	
3	10,0	10,5	-1,0	1,0	0,8	
4	10,0	10,5	-1,5	1,5	1,3	
5	10,0	10,5	-1,9	1,9	1,7	
6	10,0	10,5	-2,3	2,3	2,1	
7	10,0	10,5	-2,7	2,7	2,5	
8	10,0	10,5	-3,1	3,1	2,9	
9	10,0	10,5	-3,6	3,6	3,4	
10	11,0	10,5	-4,0	4,0	3,8	
11	12,0	10,5	-4,4	4,4	4,2	
12	12,0	10,5	-4,8	4,8	4,6	
13	13,0	10,5	-5,2	5,2	5,0	
14	14,0	10,5	-5,7	5,7	5,5	
15	15,0	10,5	-6,1	6,1	5,9	
16	16,0	10,5	-6,5	6,5	6,3	
				6,9	6,7	

**Lastspridning enligt 2:1-metod:**

Lager	Initiell effektivspänning $\sigma'_{v0}$ (kPa)	Spänningsökning skikt mitt (kPa)	Spänningsökning av $\sigma'_{v0}$ (%)	Sättning (mm)
1	17,7	82,5	467%	3,5
2	22,1	58,1	263%	2,4
3	26,5	43,2	163%	1,8
4	30,9	33,4	108%	1,4
5	35,3	26,6	75%	1,1
6	39,7	21,7	55%	0,9
7	44,1	18,0	41%	0,8
8	48,5	15,2	31%	0,6
9	52,9	13,0	25%	0,5
10	57,3	11,2	20%	0,4
11	61,7	9,8	16%	0,3
12	66,1	8,6	13%	0,3
13	70,5	7,7	11%	0,2
14	74,9	6,9	9%	0,2
15	79,4	6,2	8%	0,2
16	83,8	5,6	7%	0,1
Initiellt (0,1 år)			15	
Sättning vid beräknad ålder, $S_k$			24	
$S_d [S_k \cdot (\gamma_m \cdot \gamma_{Rd})]$			31	



Sättningsberäkningar ger en karakteristisk,  $s_k$ , och en dimensionerande sättning,  $s_d$ , på 15 resp. 24 mm. Acceptabel sättning  $s_{acc}$  har inte behandlats tidigare men ett värde kring 20-30 mm kan vara rimligt men beror såklart på planerad konstruktion.



Observera också att sättningar i friktionsjordar utbildas momentant, varför en del av sättningarna utbildas redan under byggtiden.

Det viktigaste i sättningssammanhang är differanssättningar vars villkor lättare kan kontrolleras mot olika gränsvärden på lutningsändring. Från Plattgrundläggningshandboken [1] kan en största acceptabla vinkeländring ( $\Delta s_{acc}/L$ ) bedömas till 1/500 för att säkerställa upplag vid elementbyggnade, eller för att undvika sprickor.

Om vi t.ex. bedömer i detta fall att plattan som är beräknad utgörs av flera plattor för samma byggnad. Om det närmsta avstånd mellan två plattor är t.ex 7 m, och att de geotekniska förhållandena är helt likvärdiga under resp. platta, beräknas differanssättning som:

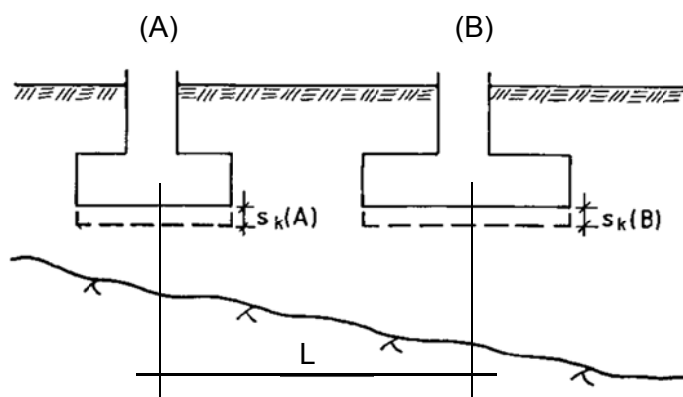
$$\Delta S_d = S(B) \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} - S(A)$$

där

S(B) sättning för platta B (största sättningen) multiplicerat med modellosäkerhet

S(A) sättning för platta A (minsta sättningen)

$$s(B) > s(A)$$



$\Delta s = 24 - 15 = 9$  mm, och vinkeländringen,  $0,009/7 = 1/780 < 1/500$  ( $\Delta s_{acc}/L$ ), ok.

## Bilaga B Beräkningsexempel, Fast lera

### B.1 Geotekniskt underlag

Geotekniskt underlag för beräkningarna finns redovisade i följande rapport:  
MUR Markteknisk undersökningsrapport -Underlag till beräkningsexempel för  
tillämpningsdokument – fast lera. Datum: 2007-12-09.

### B.2 Beräkningsförutsättningar

#### B.2.1 Val av säkerhetsklass

Beräkningar i föreliggande exempel har utförts enligt säkerhetsklass 2 (SK 2).  $\gamma_d = 0,91$ .

För beräkningar i säkerhetsklass 1 och 3 (SK 1 och SK 3) ( $\gamma_d = 0,83$  och  $1,0$ ) redovisas enbart resultat.

#### B.2.2 Partialkoefficienter

Brottgränstillstånd STR/GEO. Partialkoefficienter hämtade från VVFS bilaga 5, uppsättning M2. Friktionsvinkel och effektiv kohesion ( $\gamma_m = 1,3$ ), odränerad skjuvhållfasthet ( $\gamma_m = 1,5$ ), tunghet ( $\gamma_m = 1,0$ )

#### B.2.3 Val av geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori 2 vald enligt TD Grunder. Undersökningar är utförda i en omfattning som motsvarar GK2. Jordens egenskaper har bestämts med metoder enligt SS-EN 1997-2. Dimensionerande last överstiger 250 kN.

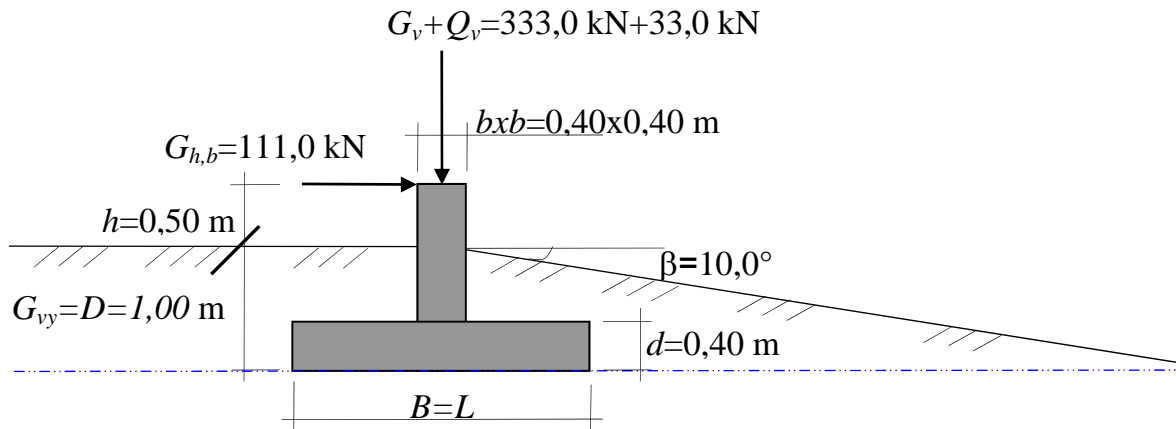
#### B.2.4 Laster och lasteffekter

Laster och dimensioner är bestämda utifrån givna beräkningsförutsättningar och sammanfattas i Figur A. 1.

Plattan har initialt antagits ha en bredd och längd på 2,2 m, baserat på lastfall 2 enligt tabell. Denna lastkombination har antagits som ogynnsammast, vilket givetvis måste kontrolleras. Observera att i detta fall antas att V och H uppkommer oberoende av varandra. Om istället det kan antas att V och H kommer av samma last mot byggnadens stomsystem typ traversbalk eller likvärdigt så föreligger inte behov av att kombinera ogynnsamma och gynnsamma laster för V och H.

Tabell 7.2 Lastkombinationer

Lastkombination	1	2	3
Vertikallast	$V_{d\ ogyn}$	$V_{d\ gyn}$	$V_{d\ ogyn}$
Horisontallast	$H_{d\ ogyn}$	$H_{d\ ogyn}$	$H_{d\ gyn}$
Moment	$M_{d\ ogyn}$	$M_{d\ ogyn}$	$M_{d\ gyn}$



**Figur A. 2** Geometri och laster för platta grundlag på fast lera

$G_v$ ,  $Q_v$ ,  $G_h$  samt fundamentets egenvikt är konstruktionslaster och beräknas enligt ekvation 6.10 a i SS-EN 1990 (eftersom andelen variabel last är liten). Planerad byggnad förutsätts vara en kontorslokal där  $Q_v$  antas vara en nyttig last med varaktighetskoefficienter  $\psi_0 = 0,7$   $\psi_1 = 0,5$   $\psi_2 = 0,3$  enligt SS-EN 1991-1-1.

Tyngden av återfylld jord ovanför fundamentet är en geoteknisk last och beräknas enligt ekvation 6.10 i SS-EN 1990.

Fundamentets vikt

$$G_{btg} = g \cdot \rho_{btg} \cdot (b^2 \cdot (D - d + h) + B^2 \cdot d)$$

$$G_{btg} = 10,0 \cdot 2,40 \cdot (0,40^2 \cdot (1,00 - 0,40 + 0,50) + 2,20^2 \cdot 0,40) = 50,7 \text{ kN}$$

Jordens vikt på fundament. Det har förutsatts återfyllning med sand. Vald  $\rho_d = 1,8 \text{ t/m}^3$ .

$$G_{jord} = g \cdot \rho_d \cdot (B^2 - b^2) \cdot (D - d)$$

$$G_{jord} = 10,0 \cdot 1,80 \cdot (2,20^2 - 0,40^2) \cdot (1,00 - 0,40) = 50,5 \text{ kN}$$

## Brottgränstillstånd

Samband för framräkning av laster se bilaga A.

Beräkning konstruktionslast, med insättning av värden ovan :

$$V_{d,k} = 0,91 \cdot 1,35 \cdot (333 + 50,7) + 0,91 \cdot 1,5 \cdot 0,7 \cdot 33 = 502,9 \text{ kN (ogynnsamma laster)}$$

$$V_{d,k} = 1,00 \cdot (333 + 50,7) = 383,7 \text{ kN (gynnsamma laster)}$$

Beräkning geoteknisk last, med insättning av värden ovan:

$$V_{d,g} = 0,91 \cdot 1,1 \cdot (50,5) = 50,5 \text{ kN (ogynnsamma laster)}$$

$$V_{d,g} = 1,0 \cdot (50,5) = 50,5 \text{ kN (gynnsamma laster)}$$

Samma resultat vad gäller geotekniska laster då det förutsätts att jordlasten alltid finns på plats. Ett scenario där jorden eventuellt schaktas bort skulle ge gynnsamma laster på 0 kN. Hänsyn till den lutande markytan tas vid beräkning av effektivt överlagringsspänning, samt i föreskriven korrektionsfaktor.

Total dimensionerande vertikallast:

$$V_d = 502,9 + 50,5 = 553,4 \text{ kN (ogynnsamma laster)}$$

$$V_d = 383,7 + 50,5 = 434,2 \text{ kN (gynnsamma laster)}$$

Motsvarande beräkningar för horisontallast och moment. Här förekommer bara permanenta laster och konstruktionslaster.

$$H_d = 0,91 \cdot 1,35 \cdot (111) = 136,4kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$H_d = 1,00 \cdot (111) = 111,0kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Den horisontella lasten ger även upphov till ett moment som ska beaktas vid dimensioneringen.

$$M_{Hd} = 136,4 \cdot (1,00 + 0,50) = 204,6kNm \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$M_{Hd} = 111,0 \cdot (1,00 + 0,50) = 166,5kNm \text{ (gynnsamma laster)}$$

### **Bruksgränstillstånd**

Samband för framräkning av laster se bilaga A.

Total dimensionerande vertikallast:

$$V_{d,k} = (333 + 50,7 + 50,5) + 0,3 \cdot 33 = 444kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$V_{d,k} = 1,00 \cdot (333 + 50,7 + 50,5) = 434,2kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Motsvarande beräkningar för horisontallast och moment.

$$H_d = 111 = 111kN \text{ (ogynnsamma laster)}$$

$$H_d = 1,00 \cdot (111) = 111kN \text{ (gynnsamma laster)}$$

Den horisontella lasten ger även upphov till ett moment som ska beaktas vid dimensioneringen.

$$M_{Hd} = 111 \cdot (1,00 + 0,50) = 167kNm \text{ (ogynnsamma laster)}$$

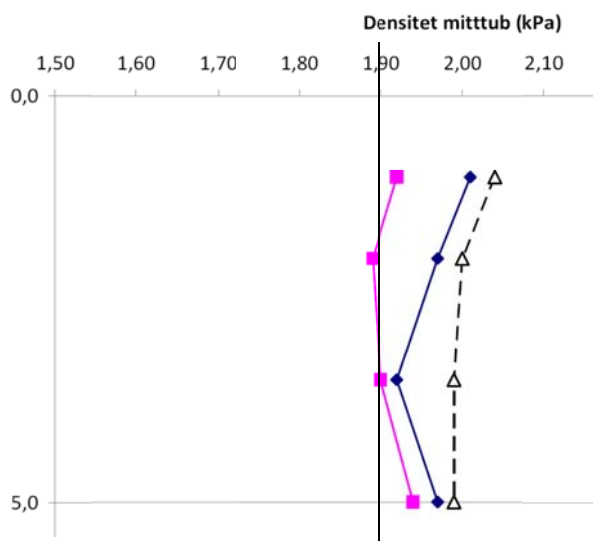
$$M_{Hd} = 111 \cdot (1,00 + 0,50) = 167kNm \text{ (gynnsamma laster)}$$

## B.2.5 Dimensionerande jordegenskaper

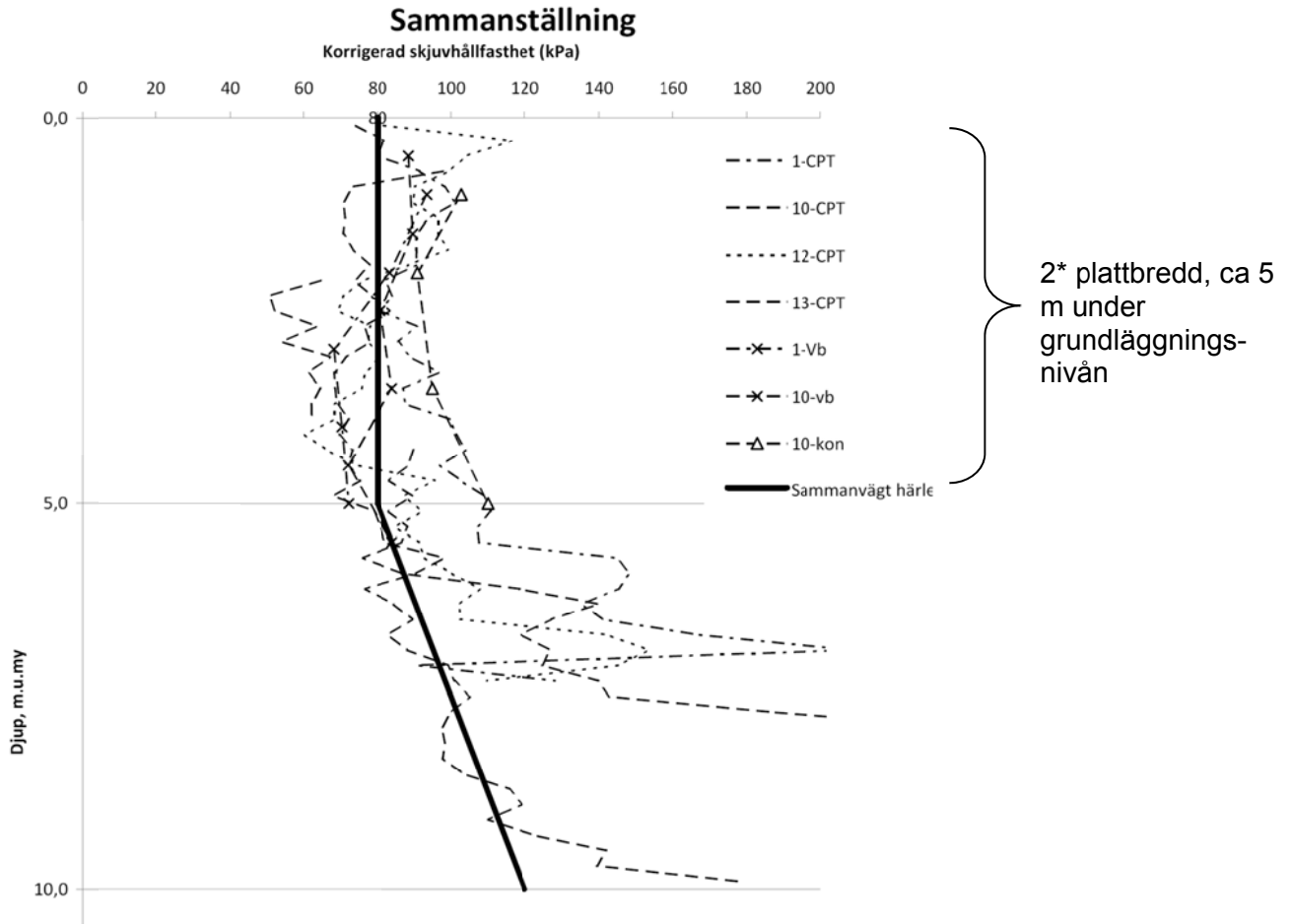
### Härledda värden

Underlag till beräkningsexempel se MUR– fast lera.

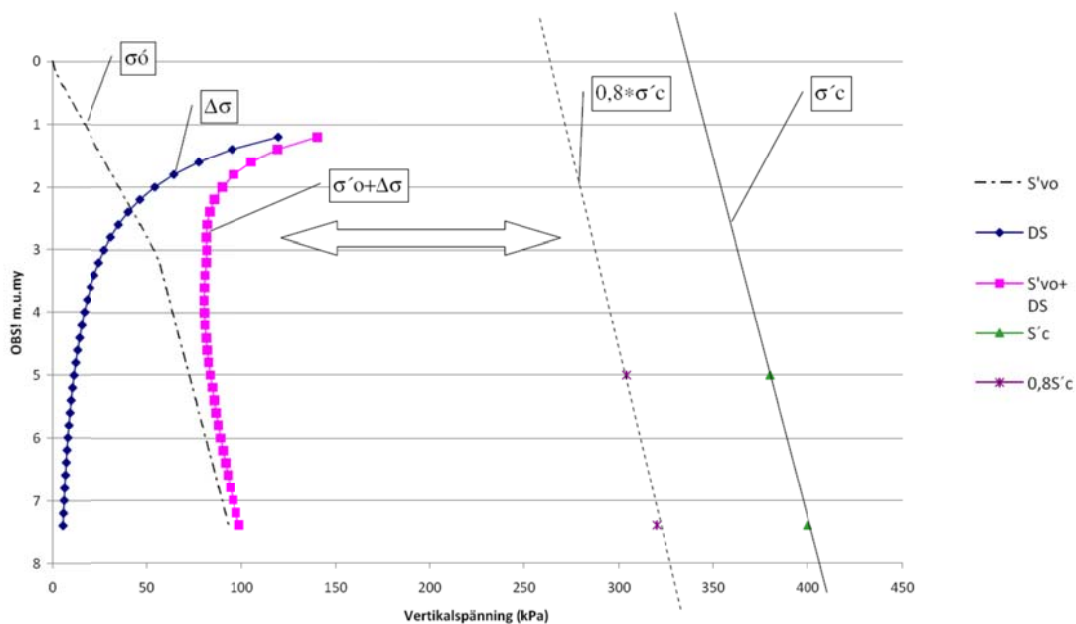
Härlett värde för jordens densitet ca 2 plattbredder under grundläggningsnivå,  $1,9 \text{ t/m}^3$ , med motsvarande tunghet  $\gamma_k=19,0 \text{ kN/m}^3$ . För fortsatta beräkningar antas den vattenmättade tungheten också till  $\gamma_m 19,0 \text{ kN/m}^3$ . Tungheten är lägst från bh 12 och högst från bh 10 (slänt resp. släntkrön). Med säkerhet i var fundament placeras kunde tunghet anpassats. För aktuell beräkning antas istället lägsta värde för utförda analyser.



Härledda värden för jordens hållfasthetsegenskaper i form av odränerad skjuvhållfasthet ca 2 plattbredder under grundläggningsnivån,  $c_{uk} = 80 \text{ kPa}$ . Härledning har skett med sammanställning av skjuvhållfastheter för djup under markytan och ej för nivå.



Rådande spänningsnivåer mot förkonsolidering kontrolleras. De nya vertikala effektivspänningarna (rådande effektiv vertikalspänning,  $\sigma'_o$  + tillskottsspänning från platta  $\Delta\sigma$ ) understiger 80 % av  $\sigma'_c$ . Observera att tillskottslasten har reducerats med avlastningen p.g.a. urschaktning av jord ( $2,2*2,2*1*19= 92$  kN). För sättningsberäkning behövs då endast  $M_o$ .



Härledda värden för jordens deformationsegenskaper i form av kompressionsmoduler  $M_o$  från laborieförsöken är analyserade till 28 och 37 MPa på djupet 5 och 9 m under markytan i bh 1.  $M_o$  kan bli missvisande i CRS-försök varför empiri kan användas som stöd. Enligt TKGeo kan  $M_o$  beräknas som ca  $300-500 \cdot c_{ud}$ . Med 80 kPa erhålls då 24 till 40 MPa, vilket visar att laborievärden rimliga. Kompressionsmoduler ges en fördelning motsvarande den härledda skjuvhållfastheten med konstant  $M_o$  på 28 MPa ned till 5 m under markytan. Därefter ökning med ca 2,2 MPa per meter.

### Omräkningsfaktorn $\eta = \eta_1\eta_2\eta_3\eta_4\eta_5\eta_6\eta_7\eta_8$

Egenvikt/tunghet  $\eta = 1,0$

Odränerad skjuvhållfasthet,  $\eta = 0,95$  med delfaktorer:

Delfaktorn  $\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4 = 1,0$

Delfaktorn  $\eta_5\eta_6 = 0,95$

Delfaktorn  $\eta_7\eta_8 = 1,0$

### Dimensionerande värden

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X}$$

Tunghet  $\gamma_d$  samma som härledda värden.

Odränerad skjuvhållfasthet,  $C_{ud} = 51 \text{ kPa}$  ( $c_{ud} = \frac{0,95 \cdot 80}{1,5}$ )

Kompressionsmoduler samma som härledda värden,  $M_o$  på 28 MPa ned till 5 m under markytan. Därefter ökning med ca 2,2 MPa per meter. Observera  $\gamma_{Rd}$  som används vid sättningsberäkning.

### Modellosäkerheter

Beräkning av vertikal bärförmåga, kohesionsjord,  $\gamma_{Rd} = 1,0$ .

Bruksgräns, beräkning  $\gamma_{Rd} = 1,3$ .

## B.3 Beräkningar i brottgräns

### B.3.1 Lastkombinationer

#### Brottagräns, lastkombination 2.

$V_d = 434 \text{ kN}$  (gynnsamma laster)

$H_d = 136 \text{ kN}$  (ogynnsamma laster)

$M_{Hd} = 204 \text{ kNm}$  (ogynnsamma laster)

#### Bruksgräns

$V_d = 434 \text{ kN}$  (gynnsamma laster)

$H_d = 111 \text{ kN}$  (ogynnsamma laster)

$M_{Hd} = 167 \text{ kNm}$  (ogynnsamma laster)

### B.3.2 Brottgräns

Beräkningar utförs enligt allmänna bärrighetsekvationen som redovisas i sin helhet som bilaga C.

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma' b_{ef} N_{\gamma d} \xi_\gamma$$

I kohesionsjord under odränerade förhållanden kan antas  $\phi = 0$ ,  $N_{\gamma d} = 0$ , vilket ger

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q \text{ med } N_{qd} = 1,0$$

#### Bärrighetsfaktorer

$$N_{cd} = \pi + 2 = 5,1$$

$$N_{qd} = 1,0$$

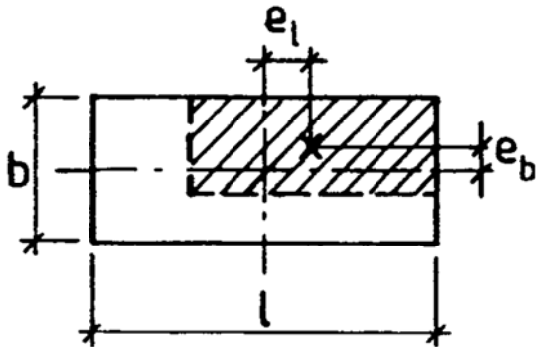
$N_{\gamma d} = 0$ , se nedan angående lutande markyta.

$$e_b = M/V = 204/434 = 0,47$$

$$b_{ef} = b - 2 \cdot e_b = 2,2 - 2 \cdot 0,47 = 1,3 \text{ m}$$

$$l_{ef} = l - 2 \cdot e_L = 2,2 - 2 \cdot 0 = 2,2 \text{ m}$$

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef} = 1,3 \cdot 2,2 = 2,8 \text{ m}^2$$



Inom den effektiva fundamentarean,  $A_{ef} = b_{ef} l_{ef}$ , antas grundtrycket jämnt fördelat.

#### Bestämning av den lägsta effektiva vertikalspänningen $q'$ på grundläggningsnivån

Grundvattennivån befinner sig under grundläggningsnivå, se Figur C. 5a.  $d_{min}$  ansätts till 0,8 m p.g.a. den lutande markytan. För en fullt utbildad passivjordtrycksskil behövs en plan markyta ca 2 m från plattans kant eller ca  $1,1 + 2 = 3,1$  m från skافتet. På denna sträcka faller markytan med ca 0,5 m.

$$q' = \gamma \cdot d_{min} = 19,0 \cdot 0,8 = 15,2 \text{ kPa}$$

#### Val av densitet för jordmaterial under grundläggningsnivån

När grundvattenytan återfinns inom djupet  $b_{ef}$  under grundläggningsnivån skall som tunghet väljas ett viktat medelvärde av tungheten och effektiva tungheten  $\gamma'$  enligt följande samband,  $d_2 = 0$ , vilket ger  $\gamma_{eq} = \gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 19 - 10 = 9 \text{ kN/m}^3$ .

$$\gamma_{eq} = \gamma \frac{d_2}{b_{ef}} + \gamma' \frac{b_{ef} - d_2}{b_{ef}}$$

där

$\gamma_{eq}$  ekvivalent tunghet

$d_2$  avståndet från grundläggningsnivån till grundvattennivån,  $0 < d_2 < b_{ef}$   
 $b_{ef}$  effektiv plattbredd (se ekvation 4.13)

### Inverkan av hållfasthet hos jorden över grundläggningsnivån

D ansätts som  $d_{min} = 0,80$  m

$$d_c = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}} ; = 1 + 0,35 \cdot 0,8 / 1,3 = 1,22, d_c \leq 1,7 \text{ ok}$$

$$d_q = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}} ; = 1,22, d_q \leq 1,7$$

$$d_\gamma = 1$$

### Inverkan av fundamentform

$$s_c^0 = 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 + 0,2 \cdot \frac{1,3}{2,2} = 1,11$$

$$s_q = 1 + (\tan \varphi) \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 + (\tan(0)) \frac{1,3}{2,2} = 1,0$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 - 0,4 \cdot \frac{1,3}{2,2} = 0,77$$

### Inverkan av lutande last

$H = 136$  kN horisontell lastkomponent

$V = 434$  kN vertikal lastkomponent

$c' = 51$  kPa

$\phi_d = 0^\circ$

$m = m_b = \frac{2l_{ef} + b_{ef}}{l_{ef} + b_{ef}}$  när den horisontella lastkomponenten verkar i breddriktningen

$$m_b = \frac{2 \cdot 2,2 + 1,3}{2,2 + 1,3} = 1,64$$

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{b_{ef} \cdot l_{ef} \cdot c_{ud} \cdot N_{c^0}} = 1 - \frac{1,64 \cdot 136}{1,3 \cdot 2,2 \cdot 51 \cdot 5,1} = 0,69$$

$$i_q = i_\gamma = 1,0$$

### Inverkan av lutande intilliggande markyta

$\beta = 10^\circ$ . I nedanstående samband ska  $\beta$  uttryckas i radianer,  $10 \cdot \pi / 180 = 0,174$  radianer

$$g_c^0 = 1 - 2 \cdot \beta / N_{cd}^0 = 1 - 2 \cdot 0,174 / 5,1 = 0,93 \quad (\text{C.17a})$$

$$g_q = g_\gamma = 1 - \sin 2 \cdot 0,174 = 0,66 \quad (\text{C.17c, d})$$

I det odränerade fallet ska bärlighetsfaktorn  $N_\gamma$  beräknas enligt nedan, d.v.s. ett negativt bidrag till bärförmågan.

$$N_\gamma = -2 \cdot \sin \beta = -2 \cdot \sin(0,174) = -0,35$$

## Inverkan av lutande basyta

Ingen lutande basyta.  $\alpha = 0$ , så ingen inverkan,  $b_{c,q,\gamma} = 1,0$ .

## Beräkning brottgräns

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q + (0,5 \gamma' b_{ef} N_{\gamma d} \xi_\gamma)$$

$$q_{bd} = 51 \cdot 5,1 \cdot 1,22 \cdot 1,11 \cdot 0,69 \cdot 0,93 \cdot 1,0 + 15,2 \cdot 1 \cdot 1,22 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 9,0 \cdot 0,35 \cdot 1,0 \cdot 0,77 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 1,0$$

$$q_{bd} = 228 + 12 - 1 = 240 \text{ kPa}, A_{ef} = 2,8 \text{ m}^2, R_{vd} = 663 \text{ kN}$$

En förutsättning enligt tidigare är att lasteffekten i bruksgränstillstånd får vara maximalt 2/3 av bärförmågan i brottgränstillstånd, om inte utredningar ska utföras för eventuella krypdeformationer.

$$434 \text{ kN} < 2 \cdot 663 / 3 = 442 \text{ kN}, \text{ ok.}$$

Motsvarande beräkningar för lastkombination 1 och 3 gav plattdimensioner som var mindre, 2,1 resp. 2,0 m. Lastkombination 2 var alltså dimensionerande. Men som nämns inledningsvis gäller detta om V och H är oberoende.

Beräkningar i SK1 och SK3 för beräknad platta med sidomåttet 2,2 m gav följande dimensionerande bärförmågor:

Säkerhetsklass	Rvd	2*Rvd/3
SK1	749	499
SK2	663	442
SK3	566	377*

\* sidomått måste också ökas till 2,3 m.

## B.3.3 Dränerande förhållanden

Beräkning ovan gjord med antagande om odränerade förhållanden. För långtidslaster på en fast lera bör en analys också göras för dränerade förhållanden. Dränerade skjuvhållfasthet kan beräknas enligt TKGeo som:

$$c' = 0,1 \cdot c_{uk} = 0,1 \cdot 80 = 8 \text{ kPa} \text{ samt } \phi' \text{ antas till } 30^\circ.$$

## Dimensionerande värden

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X}$$

Tunghet  $g_d$  samma som härledda värden.

$$\text{Dränerad skjuvhållfasthet, } C_{ud} = 5,1 \text{ kPa} \left( c_{ud} = \frac{0,95 \cdot 8}{1,5} \right)$$

Där,  $\eta = 0,95$  med delfaktorer:

$$\text{Delfaktorn } \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 = 0,9$$

$$\text{Delfaktorn } \eta_5 \eta_6 = 0,95$$

$$\text{Delfaktorn } \eta_7 \eta_8 = 1,1$$

$$\text{och, } \phi_d = 25^\circ \quad (\tan(\phi_d) = \frac{1}{1,3} \cdot 1,05 \cdot \tan(30^\circ))$$

$\phi_d$	$N_{cd}$	$N_{qd}$	$N_{vd}$
25	21	11	6,5

Beräkningar med lastkombination 2 ger då en plattstorlek av 2,5\*2,5 m, så i detta fall skulle beräkningen med dränerande parametrar vara dimensionerande. Om endast laster i bruksgräns används (långtidlast) erhålls dock 2,2\*2,2 m enligt tidigare beräkning för odränerade förhållanden.

### B.3.4 Dimensionering med hänsyn till glidning

I normalfallet tas de horisontella krafterna upp genom kohesion mot plattans underyta. I vissa fall kan även jordtryck mot grundplattans sidor tillgodoräknas. När det gäller hantering av jordtryck måste dels den förväntade storleken på rörelserna analyseras och dels hänsyn till den förväntade livslängden avseende t.ex. urschaktning eller ändrade marknivåer.

I aktuellt fall ökas den pådrivande horisontallasten ( $H_d = 136 \text{ kN}$ ) med aktivt jordtryck från omgivande jord, medan mothållande jordtryck försummas inledningsvis.

Den återfyllda sanden antas ha en härledd friktionsvinkel på  $32^\circ$ . Dimensionerande friktionsvinkel blir då ca  $26^\circ$ . Aktiva jordtryckskoefficienten beräknas till:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 26/2) = 0,39$$

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot d = 0,39 \cdot 18 \cdot 1,0 = 7 \text{ kPa. Omräknad som lasteffekt:}$$

$$H_a = (P_a \cdot d) / 2 \cdot L_{ef} = (7 \cdot 1,0) / 2 \cdot 2,4 = 8,4 \text{ kN. Dimensionerande geoteknisk last:}$$

$$H_{d,g} = 0,91 \cdot 1,1 \cdot (8,4) = 8,4 \text{ kN (ogynnsamma laster)}$$

Vid odränerad analys bestäms dimensionerande horisontell bärförmåga enligt följande:

$$R_{Hd} = A_c \cdot C_{ud}$$

$$R_{Hd} = 2,2 \cdot 1,3 \cdot 51 = 146 \text{ kN} > H_d = 136 + 8,4 = 144,4 \text{ kN, ok.}$$

Kontroll måste också göras med dränerande parametrar.

$$R_{Hd} = 463 \cdot \tan(25) + 2,2 \cdot 1,3 \cdot 5,1 = 216 + 15 = 231 \text{ kN} > H_d = 136 + 8,4 = 144,4 \text{ kN, ok.}$$

Om plattan är grundlagd på en grus dyna kan kontroll också göras för fyllningen enligt tidigare beräkningsexempel. Om det är möjligt för vatten eller luft att nå kontaktytan mellan plattan och leran ska följande olikhet också vara uppfylld:

$$R_{Hd} < 0,4 \cdot V_d = 146 \text{ kN} < 0,4 \cdot 463 = 185 \text{ kN, ok}$$

Beräkning med lägsta lasten (gynnsam),  $V'_d = 463 \text{ kN}$ .

### B.3.5 Dimensionering med hänsyn till stjälpning

Normalt kan det antas att risken för stjälpning är begränsad om minst ett av följande villkor är uppfyllda:

- Lastresultatens excentricitet understiger 1/3 av plattbredden.  $e = 0,44 < 2,2/3 = 0,73 \text{ m, ok.}$
- Jordens egenskaper är sådana att den vertikala bärförmågan är styrande. ok.

## B.4 Beräkningar i bruksgräns

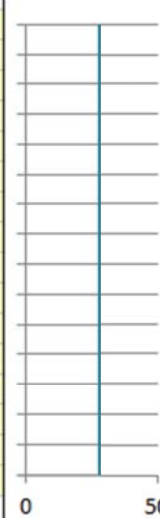
Leran är överkonsoliderad enligt tidigare kontroll. Med kompressionsmoduler  $M_0$  som härletts tidigare utförs sättningsberäkningar med tre metoder som presenteras i Vägverkets Publ. 1996:1, bilaga 9-2, med hjälp av programmet Satt20. Följande förutsättningar gäller:

- Lastspridning utförs enligt 2:1 metoden
- Sättningsberäkning utförs till ett djup av  $4 \cdot b_{ef}$  med skiktindelning enligt bild.
- Modellosäkerhet  $\gamma_{Rd}$  på 1,3 använd
- Partialkoefficient för sättningsmodul,  $\gamma_m = 1,0$ .

Indata, bruksgränstillstånd:		Sättningsberäkning - lastspridning 2:1 metoden till 4 ggr plattbredd	
Grundläggnings djup	d	0,8	m.u.urspr.my
Vertikallast	$V_d$	444,1	kN
Effektiv bredd	$B_{eff}$	1,45	m
Effektiv längd	$L_{eff}$	2,20	m
Ursprunglig vertikal eff. spänning	$\sigma'_{v0}$	15	kPa
Spänningsökning	$q_{netto}$	124	kPa
Aktuell grundpåkänning	$\sigma'_v$	139	kPa
Plushöjd uk-sula	RH70		
Beräkningstid sättning		100	år
Beräkningsmässig lagertjocklek		0,36	m
<b>Koefficienter:</b>			
$\gamma_m$		1,00	
$\gamma_{Rd}$			1,3

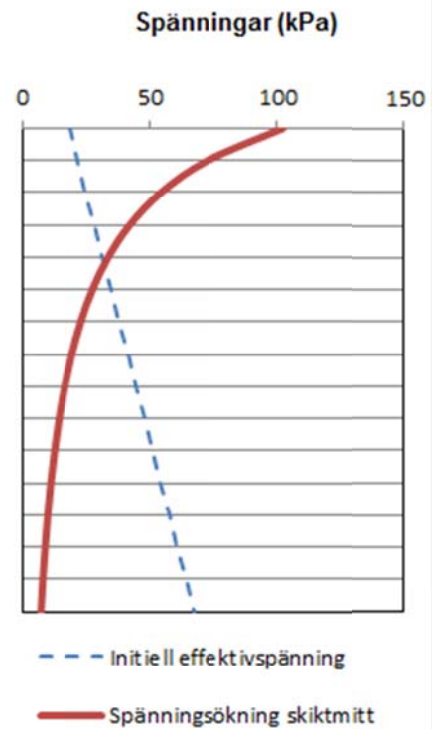
### Indata, karakteristisk $M_0$ -modul, densiteter samt eventuella tillskottsspänningar:

Lager	$M_0$ -modul (MPa)	Effektiv tunghet ( $kN/m^3$ )	Z Nivå lagermitt	Z Lagermitt (m.u.sula)	Z Lagertopp (m.u.sula)	Tillskotts-spänning skiktmit (kPa)	Modul
1	28,0	19,0	-0,2	0,2	0,0		
2	28,0	9,0	-0,5	0,5	0,4		
3	28,0	9,0	-0,9	0,9	0,7		
4	28,0	9,0	-1,3	1,3	1,1		
5	28,0	9,0	-1,6	1,6	1,4		
6	28,0	9,0	-2,0	2,0	1,8		
7	28,0	9,0	-2,4	2,4	2,2		
8	28,0	9,0	-2,7	2,7	2,5		
9	28,0	9,0	-3,1	3,1	2,9		
10	28,0	9,0	-3,4	3,4	3,3		
11	28,0	9,0	-3,8	3,8	3,6		
12	28,0	9,0	-4,2	4,2	4,0		
13	28,0	9,0	-4,5	4,5	4,3		
14	28,0	9,0	-4,9	4,9	4,7		
15	28,0	9,0	-5,2	5,2	5,1		
16	28,0	9,0	-5,6	5,6	5,4		
				6,0	5,8		

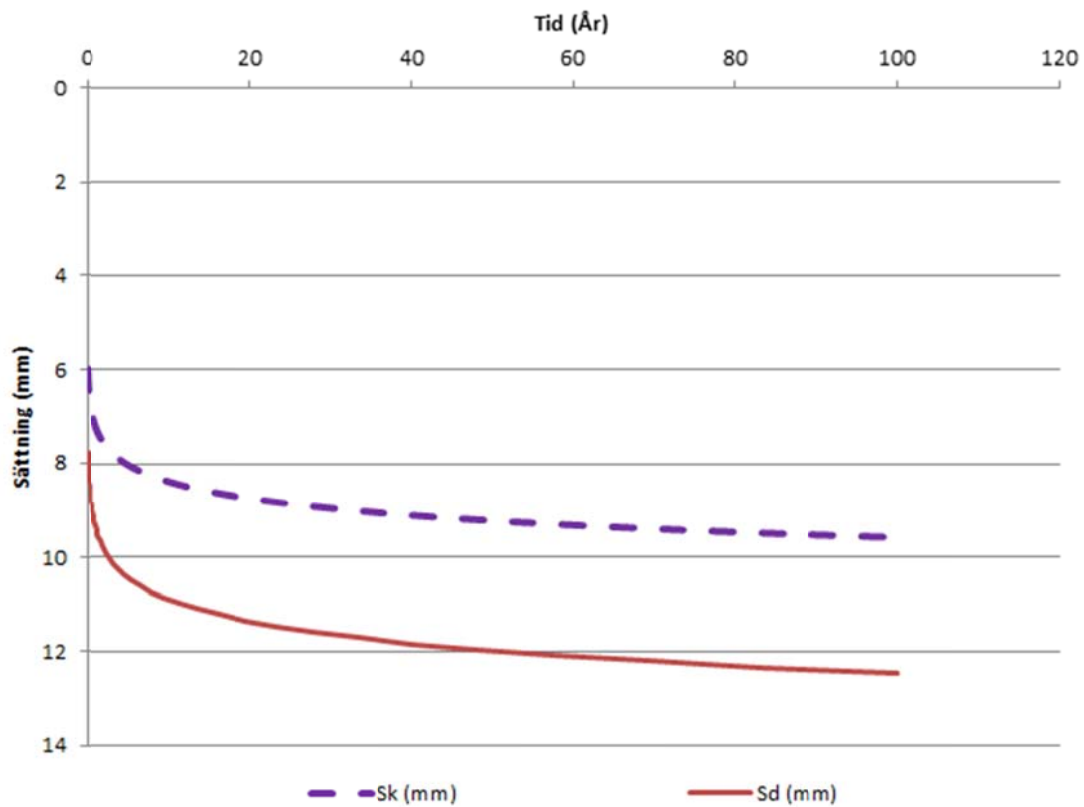


**Lastspredning enligt 2:1-metod:**

Lager	Initiell effektivspänning $\sigma'_{v0}$ (kPa)	Spänningsökning skikt mitt (kPa)	Spänningsökning av $\sigma'_{v0}$ (%)	Sättning (mm)
1	18,4	102,2	554%	1,3
2	21,7	72,6	334%	0,9
3	25,0	54,2	217%	0,7
4	28,2	42,1	149%	0,5
5	31,5	33,6	107%	0,4
6	34,7	27,5	79%	0,4
7	38,0	22,9	60%	0,3
8	41,2	19,4	47%	0,3
9	44,5	16,6	37%	0,2
10	47,8	14,4	30%	0,2
11	51,0	12,6	25%	0,2
12	54,3	11,1	20%	0,1
13	57,5	9,9	17%	0,1
14	60,8	8,8	15%	0,1
15	64,0	7,9	12%	0,1
16	67,3	7,2	11%	0,1
Initiellt (0,1 år)			6	
Sättning vid beräknad ålder, $S_k$			10	
$S_d [S_k * (\gamma_m * \gamma_{Rd})]$			12	



Sättningsberäkningar ger en karakteristisk,  $s_k$ , och en dimensionerande sättning,  $s_d$ , på 10 resp. 12 mm. Acceptabel sättning  $s_{acc}$  har inte behandlats tidigare men ett värde kring 20-30 mm kan vara rimligt men beror såklart på planerad konstruktion.



Det viktigaste i sättningsammanhang är differanssättningar vars villkor lättare kan kontrolleras mot olika gränsvärden på lutningsändring. Se vidare beräkningsexempel A.

## Bilaga C Allmänna bärlighetsekvationen

### C.1 Allmänt

Denna bilaga omfattar kompletterande material avseende dimensionering genom beräkning i brottgräns.

### C.2 Vertikal bärförmåga – Överslagsberäkning

Vid dimensionering i geoteknisk kategori 2 (GK2) tillämpas normalt dimensionering genom beräkning baserad på utvärderade parametrar. För att få en uppfattning om erforderlig plattstorlek kan det vara lämpligt att först göra en enkel överslagsberäkning enligt Wennerstrand (1996):

För normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad lera:  
(totalspanningsanalys, odränerade förhållanden)

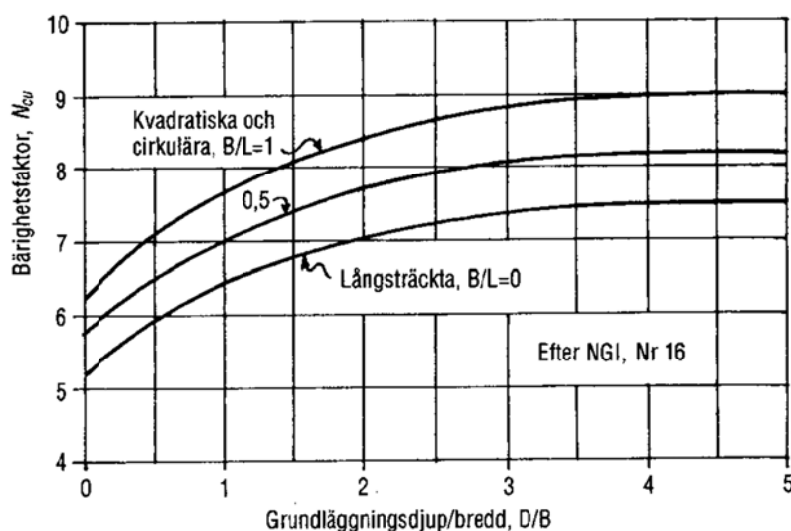
$$R_{vd} = A_{ef} (N_{cu} i_{cu} + q) \quad (C.1)$$

där

$A_{ef}$  effektiv fundamentalsarea, bef x lef  
 $c_{ud}$  odränerad skjuvhållfasthet, dimensioneringsvärde  
 $N_{cu}$  dimensionslös bärlighetsfaktor se Tabell C. 1

$$i_{cu} = 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{S_{hd}}{A_{ef} c_{ud}}}$$

$q$  lägsta totala vertikalspänning på grundläggningsnivån intill plattan  
 $S_{hd}$  horisontell dimensionerande lasteffekt



Figur C. 1 **Bärlighetsfaktor,  $N_{cu}$  efter NGI 16, Janbu m.fl. (1973)**

För sand, grus eller annan grovkornig friktionsjord kan man välja plattstorlek med hjälp av följande formel:

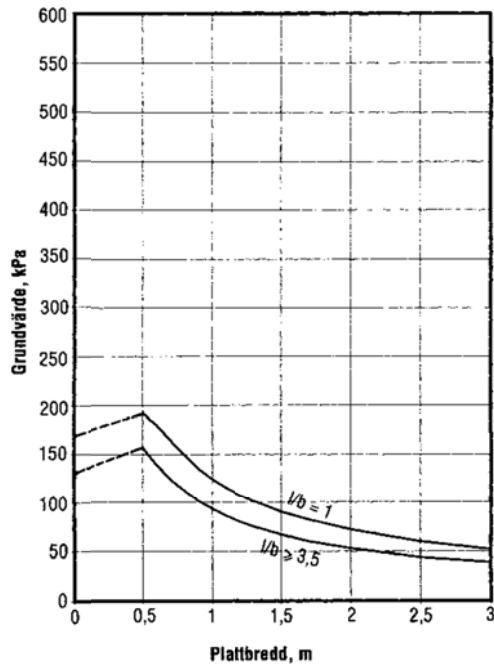
$$R_{vd} = A_{ef} f_d \cdot \left(1 - \frac{S_{hd}}{S_{vd}}\right)^3 \quad (C.2)$$

där

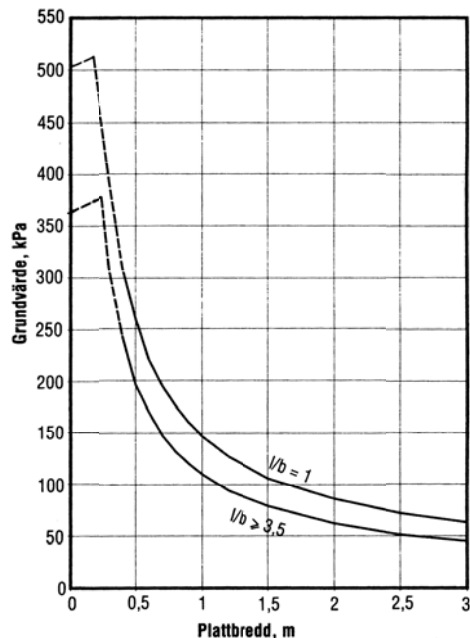
$f_d$  grundvärde

$S_{hd}$  och  $S_{vd}$  horisontell respektive vertikal dimensionerande lasteffekt.

Grundvärdena,  $f_d$ , i Figur C. 2 och Figur C. 3 bestäms av bärförmågan endast för de minsta plattorna. I övriga delar har de bestämts så att sannolikheten för att plattans sättning skall överskrida 25 mm är högst den föreskrivna (motsvarande ett säkerhetsindex  $\beta = 1,3 - 2,3$ ). Diagrammet kan tillämpas för friktionsjord vars relativa fasthet är minst *låg* enligt TK Geo [24]. För  $l/b$  mellan 1,0 och 3,5 kan man interpolera rätlinjigt mellan kurvvärdena.



Figur C. 2 Grundplatta på friktionsjord. Grundläggningsdjup  $d = 0,5$  m.



Figur C. 3 Grundplatta på friktionsjord. Grundläggningsdjup  $d = 1,5$  m.

## C.3 Allmänna bärlighetsekvationen – Generell beskrivning

Bärlighetsekvationen, som är generell och avser såväl friktions- som kohesionsjord eller blandjordar har i sin generella form följande utseende:

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma b_{ef} N_{yd} \xi_y \quad (C.3)$$

Beteckningar

$q_{bd}$	grundtryckets dimensionerande brottvärde
$c_d$	dimensionerande skjuvhållfasthet, kohesionsandel
$q_d$	dimensionerande överlagringstryck på grundläggningsnivån
$\gamma$	viktat värde på jordens effektiva tunghet under grundläggningsnivån
$b_{ef}$	plattans effektiva bredd,
$N_{cd}, N_{qd}, N_{yd}$	dimensionerande bärlighetsfaktorer som är en funktion av jordens dimensionerande friktionsvinkel,
$\xi_c, \xi_q, \xi_y$	korrektionsfaktorer för avvikelser från de förutsättningar under vilka bärlighetsfaktorererna framtagits
	$\xi_c = d_c s_c i_c g_c b_c$
	$\xi_q = d_q s_q i_q g_q b_q$
	$\xi_y = d_y s_y i_y g_y b_y$
	där $d, s, i, g$ och $b$ är korrektionsfaktorer enligt nedan.

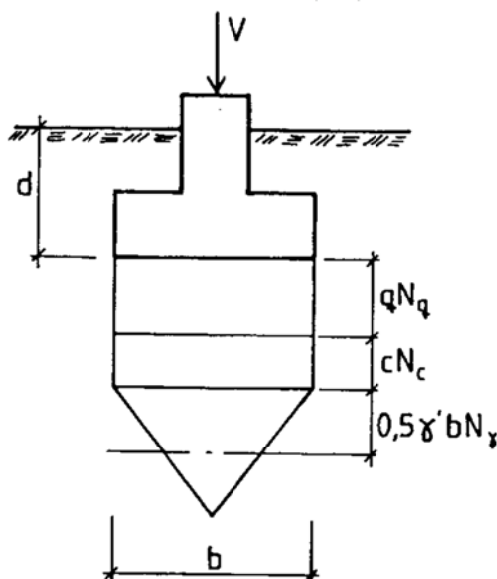
Den första termen avser bidraget till bärförmågan från jordens kohesion  $c$ , den andra termen bidraget från överlagringstrycket på grundläggningsnivån  $q$  och den tredje termen bidraget av jordens tunghet i den vid brott utglidande jordkilen under plattan, se Figur C. 4. I sin grundform är allmänna bärlighetsekvationen giltig för en långsträckt på markytan grundlagd platta belastad med en centriskt placerad vertikal last. Hänsyn till avvikelser från detta grundfall tas genom att multiplicera bärlighetsfaktorererna  $N_c, N_q$  och  $N_y$  med korrektionsfaktorer ( $\xi$ ).

I kohesionsjord under odränerade förhållanden antas ofta  $\phi=0$  varvid  $N_y = 0$  vilket ger

$$q_{bd} = c_d N_{cd} \xi_c + q_d N_{qd} \xi_q; (N_{yd} = 1,0) \quad (C.4)$$

I friktionsjord kan antas  $c = 0$  vilket ger

$$q_{bd} = q_d N_{qd} \xi_q + 0,5 \gamma b_{ef} N_{yd} \xi_y \quad (C.5)$$



Figur C. 4 Bärförmåga – principiell uppbyggnad

### C.3.1 Bärighetsfaktorer

Bärighetsfaktorena, N, har följande matematiska utseende

$$N_{cd}^0 = \pi + 2, \text{ för odränerade förhållanden, dvs } \varphi_d = 0 \quad (\text{C.6})$$

$$N_{cd} = (N_q - 1) \cot \varphi_d ; (\varphi_d \neq 0) \quad (\text{C.7})$$

$$N_{qd} = \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d} \cdot e^{\pi \tan \varphi_d} \quad (\text{C.8})$$

$$N_{yd} = (0,08705 + 0,3231 \sin(2\varphi_d) - 0,04836 \sin^2(2\varphi_d)) \cdot \left[ \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d} e^{\left[ \frac{3\pi}{2} \tan \varphi_d \right]} - 1 \right] \quad (\text{C.9})$$

Värden på dimensionerande bärighetsfaktorer kan också erhållas från nedanstående Tabell C. 1.

**Tabell C. 1 Dimensionerande bärighetsfaktorer  $N_{cd}$ ,  $N_{qd}$ ,  $N_{yd}$ , som funktion av dimensionerande friktionsvinkeln  $\varphi_d$**

$\varphi_d$	$N_{cd}$	$N_{qd}$	$N_{yd}$	$\varphi_d$	$N_{cd}$	$N_{qd}$	$N_{yd}$
16	12	4,3	1,4	31	33	21	17
17	12	4,8	1,7	32	36	23	21
18	13	5,3	2,0	33	39	26	24
19	14	5,8	2,4	34	42	29	29
20	15	6,4	2,8	35	46	33	34
21	16	7,1	3,4	36	51	38	42
22	17	7,8	4,0	37	56	43	49
23	18	8,7	4,7	38	61	49	59
24	19	9,6	5,5	39	68	56	71
25	21	11	6,5	40	75	64	86
26	22	12	7,6	41	84	74	104
27	24	13	9	42	94	85	126
28	26	15	11	43	105	99	154
29	28	16	13	44	118	115	190
30	30	18	15	45	134	135	234

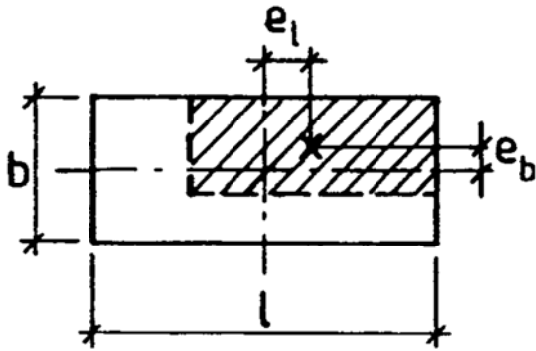
### C.3.2 Inverkan av moment eller excentriskt lastangrepp

Förekomsten av böjande moment på fundamentet flyttar grundtryckets kraftresultat ut från fundamentets geometriska centrumlinje. Om avståndet mellan den geometriska centrumlinjen och kraftresultatens angreppspunkt betecknas med e erhålls en effektiv fundamentbredd, alternativt fundamentlängd och effektiv area enligt följande samband

$$b_{ef} = b - 2 e_b \quad (\text{C.10 a})$$

$$l_{ef} = l - 2 e_l \quad (\text{C.10 b})$$

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (\text{C.10 c})$$



Inom den effektiva fundamentarean,  $A_{ef} = b_{ef} l_{ef}$ , antas grundtrycket jämnt fördelat. Den effektiva arean är den största, symmetriskt belägna plattarean runt lastresultanten. Effektiv bredd och längd ingår i beräkningen av bärförmågan.

### C.3.3 Bestämning av den lägsta effektiva vertikalspänningen $q'$ på grundläggningsnivån

För en platta i friktionsjord beror bärförmågan av den effektiva vertikalspänningen, vilken är beroende av grundvattennivån. Här redovisas de två typfall, som är aktuella vid beräkning av  $q'$ .

#### Fall 1:

Grundvattennivån befinner sig under grundläggningsnivån, se Figur C. 5a

$$q' = \gamma d_{\min} \quad (\text{C.11a})$$

#### Fall 2:

Grundvattennivån befinner sig över grundläggningsnivån, se Figur C. 5b

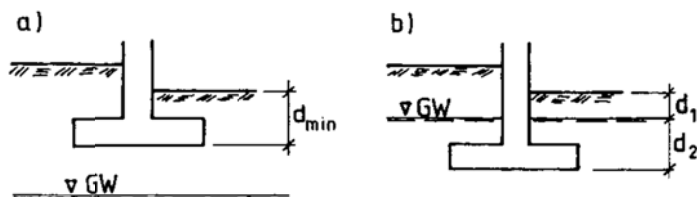
$$q' = \gamma d_1 + (\gamma_m - \gamma_w) d_2 = \gamma d_1 + \gamma' d_2 \quad (\text{C.11b})$$

där

$\gamma$	jordens tunghet
$\gamma_m$	jordens tunghet i vattenmättat tillstånd
$\gamma_w$	vattnets tunghet
$\gamma'$	jordens effektiva tunghet
$d_{\min}$	minsta grundläggningsdjup, se Figur C. 5
$d_1$	avståndet från lägsta intilliggande markyta till grundvattenytan (m)
$d_2$	avståndet från grundvattenytan till grundläggningsnivån (m)

För en platta grundlagd i lerjord (odränerade förhållanden) är bärigheten beroende av totalspänningen,  $q$ , på grundläggningsnivån. Om jorden från markytan ned till underkant fundament utgörs av lerjord kan totalspänningen tecknas:

$$q = \gamma_m d_{\min} \quad (\text{C.11c})$$



**Figur C. 5** Bestämning av effektiva överlagringstrycket  $q'$  när grundvattennivån befinner sig under (a), respektive över (b) grundläggningsnivån.

### C.3.4 Val av densitet för jordmaterial under grundläggningsnivån

Den tredje termen i bärighetsekvationen,  $0,5 \gamma b_{ef} N_{\gamma} \xi_{\gamma}$ , tar hänsyn till att jordmaterialet under grundläggningsnivån har en egentyngd,  $\gamma$ . I de fall grundvattennivån är högre än grundläggningsnivån skall tungheten väljas som  $\gamma'$  förutsatt att hydrostatiska grundvattenförhållanden råder.

När grundvattenytan återfinns inom djupet  $b_{ef}$  under grundläggningsnivån skall som tunghet väljas ett viktat medelvärde av tungheten och effektiva tungheten  $\gamma'$  enligt följande samband

$$\gamma_{eq} = \gamma \frac{d_2}{b_{ef}} + \gamma' \frac{b_{ef} - d_2}{b_{ef}} \quad (C.12)$$

där

$\gamma_{eq}$	ekvivalent tunghet
$d_2$	avståndet från grundläggningsnivån till grundvattennivån, $0 < d_2 < b_{ef}$
$b_{ef}$	effektiv plattbredd

### C.3.5 Inverkan av hållfasthet hos jorden över grundläggningsnivån

Hänsyn till att jordens hållfasthet över grundläggningsnivån höjer bärförmågan ska tas genom att bärighetsfaktorerna multipliceras med följande korrektionsfaktorer:

$$d_c = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}} ; d_c \leq 1,7 \quad (C.13a)$$

$$d_q = 1 + 0,35 \frac{d}{b_{ef}} ; d_q \leq 1,7 \quad (C.13b)$$

$$d_{\gamma} = 1 \quad (C.13c)$$

### C.3.6 Inverkan av fundamentform

Allmänna bärighetsekvationen gäller i sin grundform för långsträckta fundament. Vid annan fundamentform ska bärighetsfaktorerna korrigeras genom multiplikation med följande faktorer enligt Lee et al (1983).

$$s_c^0 = 1 + 0,2 \frac{b_{ef}}{l_{ef}}, \text{ om } \varphi = 0 \quad (C.14a)$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q b_{ef}}{N_c l_{ef}}, \text{ om } \varphi \neq 0 \quad (C.14b)$$

$$s_q = 1 + (\tan \varphi) \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \quad (C.14c)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \quad (C.14d)$$

observera:  $\frac{b_{ef}}{l_{ef}} \leq 1,0$

### C.3.7 Inverkan av lutande last

Förekomsten av horisontella lastkomponenter på en grundplatta sänker dess förmåga att motstå vertikala laster. Beräkningsmässigt beaktas detta genom att bärighetsfaktorerna multipliceras med följande korrektionsfaktorer, Lee et al (1983).

$$i_c^0 = 1 - \frac{mH}{b_{ef} l_{ef} c_u N_c}, \text{ om } \phi = 0 \quad (\text{C.15a})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi_d}, \text{ om } \phi_d \neq 0 \quad (\text{C.15b})$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} l_{ef} c \cot \phi_d}\right)^m \quad (\text{C.15c})$$

$$i_v = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} l_{ef} c \cot \phi_d}\right)^{m+1} \quad (\text{C.15d})$$

där

H horisontell lastkomponent

V vertikal lastkomponent

$$m = m_b = \frac{2l_{ef} + b_{ef}}{l_{ef} + b_{ef}} \text{ när den horisontella lastkomponenten verkar i breddriktningen}$$

$$m = m_l = \frac{2b_{ef} + l_{ef}}{b_{ef} + l_{ef}} \text{ när den horisontella lastkomponenten verkar i längdriktningen}$$

För fallet att den horisontella lastkomponenten bildar vinkeln  $\theta$  med plattans längdriktning får  $m$  beräknas som

$$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta \quad (\text{C.16})$$

### C.3.8 Inverkan av lutande intilliggande markyta

När den intilliggande markytan på någon sida om fundamentet lutar från fundamentet minskar bärförmågan. Detta beaktas genom att bärighetsfaktorerna multipliceras med följande korrektionsfaktorer

$$g_c^0 = 1 - 2\beta / N^{cd}, \text{ om } \phi_d = 0 \quad (\text{C.17a})$$

$$g_c = e^{-2\beta \tan \phi_d}, \text{ om } \phi_d \neq 0 \quad (\text{C.17b})$$

$$g_q = 1 - \sin 2\beta \quad (\text{C.17c})$$

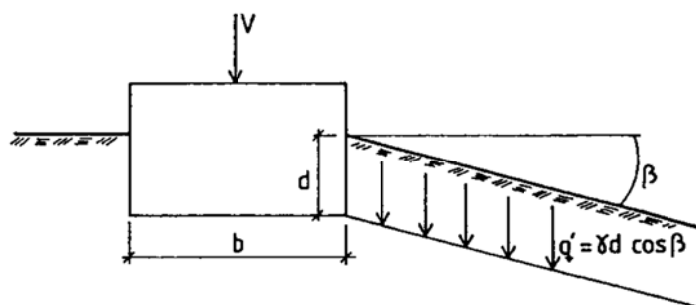
$$g_v = 1 - \sin 2\beta \quad (\text{C.17d})$$

där

$\beta$  markytans lutningsvinkel mot horisontalplanet i radianer, Figur C. 6

Observera att ovanstående korrektionsfaktorer inte kan användas om  $\beta > (\phi_d/2)$  vid dränerad analys. Vid större släntlutningar än halva friktionsvinkeln erfordras en sedvanlig släntstabilitetsberäkning. Ekvationerna ovan kan dock utnyttjas för dimensionering av plattstorlek. Kontroll av stabiliteten utförs därefter med glidyteberäkning. I det odränerade fallet skall bärighetsfaktorn  $N_v$  medtagas och beräknas enligt ekvation 4.2, dvs ett negativt bidrag till bärförmågan.

$$N_v = -2 \sin \beta \quad (\text{C.18})$$



Figur C. 6 Grundläggning vid lutande intilliggande markyta – markytans lutningsvinkel  $\beta$

### C.3.9 Inverkan av lutande basyta på fundament

Vid stora horisontella lastkomponenter kan det ibland vara fördelaktigt att utföra fundamentet med lutande underyta. Lutningen bör då väljas så att fundamentets underyta kommer att ligga vinkelrätt mot resultanten för det dimensionerande lastfallet. Bärighetsfaktorerna måste härvid korrigeras genom multiplikation med följande korrektionsfaktorer.

$$b_c^0 = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{\pi + 2} \quad (\text{C.19a})$$

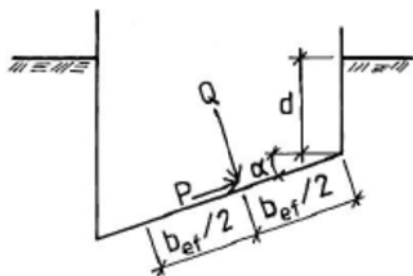
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad (\text{C.19b})$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2 \quad (\text{C.19c})$$

$$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2 \quad (\text{C.19d})$$

Där

$\alpha$  = lutningen hos fundamentets underkant relativt horisontalplanet i radianer.



Figur C. 7 Grundläggning vid lutande basyta på fundament. Vid beräkning ersätts V och H med Q och P.

Observera att vertikallasten (V) och horisontalkraft (H) skall ersättas med en kraft vinkelrätt mot (Q) och en parallell med (P) fundamentets underkant vid bärighetsberäkningen.

## Bilaga D Utvärdering av provbelastning

### D.1 Utvärdering av resultat från provbelastning av plattor

Syftet med plattförsök är antingen att klargöra bärförmågan (brottgränstillstånd) eller kompressionsegenskaper (bruksgränstillstånd), alternativt båda delarna. Nedan följer en beskrivning av utvärderingsförfarandet i respektive fall.

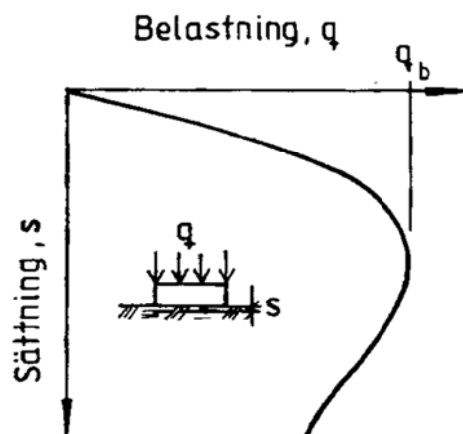
#### D.1.1 Bärförmåga

Utvärderingen inleds med att plattans medelsättning plottas mot medelgrundtrycket. Detta ger en kurva, som vanligen ser ut som antingen, Figur D. 1 eller Figur D. 2

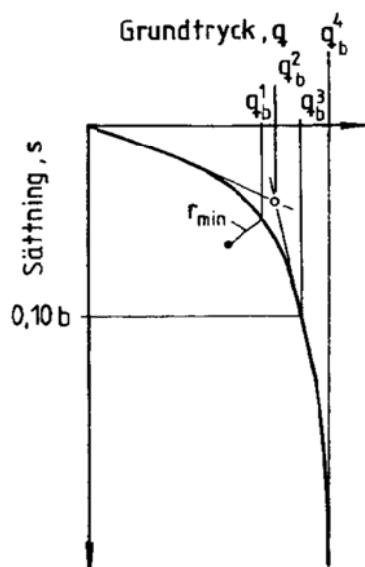
Bärförmågan, dvs brottgränstrycket  $q_b$  bestäms då efter någon av följande principer:

- Det grundtryck ( $q_b^1$ ) som råder i den punkt där krökningen hos kurvan är som störst (krökningsradien minst).
- Det grundtryck ( $q_b^2$ ) som motsvarar skärningspunkten mellan tangenterna till första respektive sista räta delen av grundtryck-sättningskurvan.
- Det grundtryck ( $q_b^3$ ) som ger en sättning hos plattan lika med 10% av plattbredden (10%-kriteriet).
- Det grundtryck ( $q_b^4$ ) som svarar mot asymptoten för grundtryck – sättningskurvan.

$q_b^3$  torde vara det vanligast förekommande.



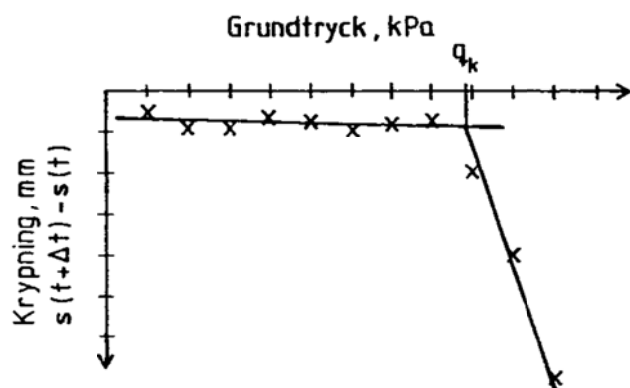
Figur D. 1 Samband mellan grundtryck och sättning för en platta grundlagd på lera



**Figur D. 2 Samband mellan grundtryck och sättning för en platta grundlagd på sand**

I vissa fall erhålls en jämnt krökt kurva ur vilken det är svårt att utvärdera  $q_b$ . När detta inträffar är det ofta möjligt att utvärdera kryptrycket genom att plotta krypningen i några olika tidsintervall mot grundtrycket. Då fås en kurva med principiellt utseende enligt Figur D. 3. Den tydliga brytpunkten på kurvan visar det grundtryck, som om det överskrids, leder till en markant ökning av kryphastigheten.

Detta tryck, krypgrundtrycket, ska ses som en brottgräns (brott till följd av stora deformationer) eftersom högre grundtryck än detta leder till brott i ett långt tidsperspektiv.



**Figur D. 3 Utvärdering av kryptrycket,  $q_k$ , inom olika tidsintervall kan vara ett alternativ till bestämning av brott-bärförmågan  $q_b$**

Den observerade bärförmågan används antingen direkt för dimensionering genom provning eller för bestämning av jordparametrar.

### D.1.2 Deformationer

På samma sätt som för bärförmågan kan den observerade sättningen användas antingen direkt för dimensionering genom provning eller för att utvärdera parametrar.

För utvärdering av deformationsegenskaper ur plattförsök används ofta elasticitetsteori och en skjuvmodul  $G$  utvärderas [8]

$$G = \frac{\Delta q}{\Delta s} \cdot \frac{\pi}{8} \cdot (1 - \nu) \cdot f(z) \cdot b \quad (\text{D.1})$$

där

$\Delta q$  lastökning för vilken  $G$  skall beräknas

$\Delta s$  sättning för lastökning  $\Delta q$

$\nu$  tvärkontraktionstal

$f$  korrektionsfaktor för inbäddning, som varierar från 1,0 på markytan till 0,85 på botten av borrhål

$b$  plattans diameter

Elasticitetsmodulen kan sedan bestämmas ur skjuvmodulen om  $\nu$  är känt eller kan uppskattas.

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (\text{D.2})$$

En ofta använd uppskattning är att  $\nu$  är ca 1/3 i friktionsjord och 0,4 till 0,5 i kohesionsjord.

## Bilaga E Krav avseende material, utförande och kontroll

### E.1 Krav/råd avseende material och utförande för plattor på packad fyllning

I denna bilaga återfinns en sammanfattning av krav/råd avseende material och utförande för plattor på packad fyllning. Kraven/råden är hämtade från dokument som togs fram innan Eurokod.

#### E.1.1 Allmänt

Särskilda krav på material vid plattgrundläggning förekommer normalt bara vid grundläggning på packad fyllning varför framställningen nedan begränsas här till.

Skillnaden mellan att utforma en grundläggning på packad fyllning och naturlig jord är främst att vid packad fyllning skapas jordmodellen eller en del därav. Man kan således påverka egenskaperna i jorden. Samtidigt uppstår krav på projektering, utförande och kontroll av jordmodellen samt eventuellt en anpassning av konstruktionen till det erhållna resultatet.

Med jordfyllning avses här fyllning av naturlig jord, krossat berg eller sprängsten. Andra typer av fyllning, t ex. restprodukter eller lättklinker omfattas ej generellt av nedan angivna råd.

Vid projektering av en grundläggning på packad fyllning bör ett antal olika frågor beaktas. Frågorna behandlas nedan i den ordning som de normalt uppstår och svarar således mot dimensioneringsgången vid grundläggning på packad fyllning. Följande avsnitt behandlas:

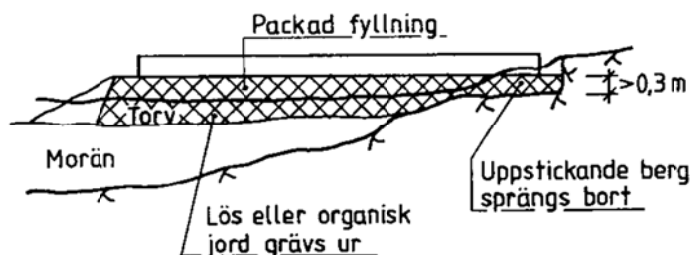
- Geometrisk utformning av fyllning
- Val av fyllnadsmaterial
- Fyllningens utförande

Indelningen av jordmaterialen ska följa SS-EN 14688

Grundläggning på packad fyllning får ske med separata plattor eller hel bottenplatta.

#### E.1.2 Geometrisk utformning av fyllning

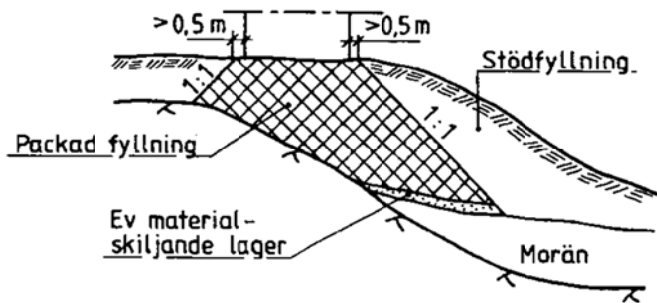
Grundläggningsnivån vid packad fyllning bör väljas så att man får ett minimum av packad fyllning men samtidigt så att man får en enhetlig grundläggning för hela konstruktionen. Fyllningen bör därför ha en minsta tjocklek av 0,3 m. Uppstickande block eller bergpartier kan således behöva sprängas bort vid stora nivåskillnader hos "fast botten" inom grundläggningsytan, Figur E. 1. Fyllnadens maximala tjocklek bör ej göras större än 3-6 m beroende på att det vid mäktiga fyllningar uppstår egensättningar i materialet.



Figur E. 1 Den packade fyllningen bör vara genomgående under plattans hela yta och ej underlagras av lös eller organisk kohesionsjord

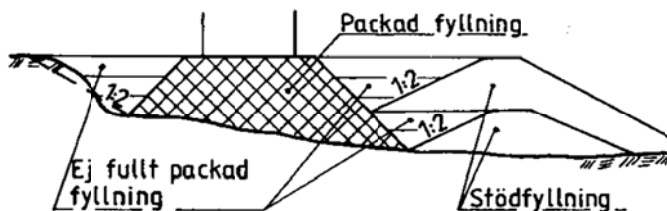
Innan utfyllningen påbörjas skall matjord, stubbar och rötter schaktas bort från den yta, som skall täckas av den packade fyllningen. I vissa fall måste även lös eller organisk kohesionsjord under den tilltänkta fyllningen schaktas bort, Figur E. 1 Befintlig, okontrollerad fyllning skall också bortschaktas om det inte genom särskild utredning klarlagts att fyllningen har acceptabel sammansättning och fasthet.

Den packade fyllningen måste ha större bredd och längd än den platta den skall bära. För att nöjaktigt kunna fördela tryckspänningarna i den packade fyllningen erfordras en minsta utsträckning i plan och djup enligt Figur E. 2. För att uppnå erforderlig bärförmåga i brottgränstillstånd kan ytterligare packad fyllning erfordras.



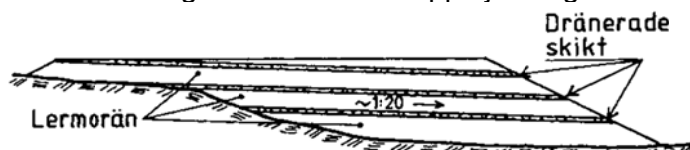
**Figur E. 2** Minsta utsträckning av packad fyllning i plan och djup

Under packningsarbete åstadkoms en del av packningseffekten genom att horisontal-spänningar byggs in i fyllningen. Om packning utförs mot en fri släntyta, eller packningsredskapet ej når in mot en för brant övre slänt kan inte denna högre horisontal-spänning uppnås. Därför bör stödfyllning och schaktslänter utföras så att packning kan ske mot dessa, Figur E. 3



**Figur E. 3** Bäst packningsresultat erhålls om packning kan göras ut mot ej för brant lutande stödfyllning eller schakt.

För att förhindra att finare material tränger in i ett grövre material måste man i förekommande fall lägga ett materialskiljande lager mellan den grov- och den finkorniga jorden, Figur E. 2. Exempel på sådana fall är tätning av sprängstensfyllning på ytan, eller mellan underliggande lera och sprängsten. Om sådant materialskiljande lager ej används uppstår sättningar till följd av rörelser i gränsen mellan fyllning och annan jord. Vid projektering av en packad fyllning för grundläggning måste man som vid naturlig jord beakta behovet av dränerande och kapillärbrytande skikt under plattorna. Vid fyllningsarbete med vattenkänslig jord (siltig, lerig jord) skall fyllningen utformas så att överytan i varje skikt har en lutning, som underlättar vattenavrinning. I annat fall kan uppmjukning av redan färdigpackad fyllning ske.



**Figur E. 4** Vid packning av finkornig, vattenkänslig jord läggs skikten i lutning eventuellt med mellanliggande dränerande lager.

Vid packning, speciellt med vibrerande redskap, av finkornig jord med hög vattenkvot byggs höga porvattentryck upp i fyllningen. I sådana fall måste dränerade skikt av grövre material läggas i fyllningen med 1-2 meters avstånd, även dessa med viss lutning, Figur E. 4. Material till dränerande skikt skall väljas så att det ej blandas med fyllningsmaterialet.

### **E.1.3 Fyllningsmaterial**

För att en fyllning skall få avsedda egenskaper ställs vissa krav på fyllningsmaterialet. Dessa krav kan uppdelas i *allmänna krav* och *materialspecifika krav* enligt nedan.

#### **Allmänna materialkrav**

På jordmaterial avsett att användas som fyllningsmaterial under grundplatta eller golv bör följande krav ställas.

Jordmaterial skall vara:

- fritt från radonavstrålande mineral
- fritt från föroreningar, som kan lösas ut och skada grundvattnet
- fritt från organiskt material, som kan brytas ned och därvid ge upphov till dålig lukt eller kollaps av fyllningen
- fritt från tjälad jord och is
- fritt från enstaka block och stenar av väsentligt avvikande storlek
- lämpligt konditionerat med hänsyn till vald packningsutrustning
- så motståndskraftigt mot höga spänningar att det inte krossas i samband med packning.

Vanligen väljs fyllningsmaterial enligt AMA Anläggning 07, CEB.2. Ytterligare information om val av fyllningsmaterial återfinns i Plattgrundläggning.

#### **Materialkrav på packad sprängbotten**

Vid grundläggning med plattor på packad sprängbotten skall sprängning, packning och tätning ske över hela byggnadsytan och till minst 0,5 m utanför grundkonstruktionen. Lössprängt berg bortschaktas till minst 0,1 m under projekterad grundläggningsnivå. Uppstickande berg och större block avsprängs till minst 0,1 m under grundläggningsnivån. Sprängning får ej utföras i borrhål djupare än 0,8 m under grundläggningsnivån.

Schaktbotten tätas med skärv och krossmaterial samt packas.

#### **Krav på materialskiljande lager**

Vid fyllning för grundläggning där krossmaterial eller sprängsten utläggs på silt, lera eller annat finjordsrikt material utläggs under fyllningen ett 0,2 m tjockt materialskiljande lager av t ex samkross 0-65 mm.

### **E.1.4 Fyllningens utförande**

#### **Allmänt**

Resultatet av ett fyllnings- och packningsarbete beror till stor del på hur arbetet utförs t ex hur fyllningsmaterialet konditioneras, val av packningsredskap, val av skiktjocklek, om vattenbegjutning kan göras eller ej, etc.

Innan fyllningsarbetet påbörjas kontrolleras att rätt fyllningsmaterial erhållits samt att underlaget är fritt från snö, tjälad jord och andra icke önskvärda föremål eller massor. Vid fyllningsarbete under köldförhållanden måste särskilt program upprättas för utförande och kontroll.

Fyllningsmassorna utläggs i lager med packning lager för lager. Lagertjocklek och antal överfarer väljs med hänsyn till jordart och packningsredskap med ledning av AMA Anläggning 07.

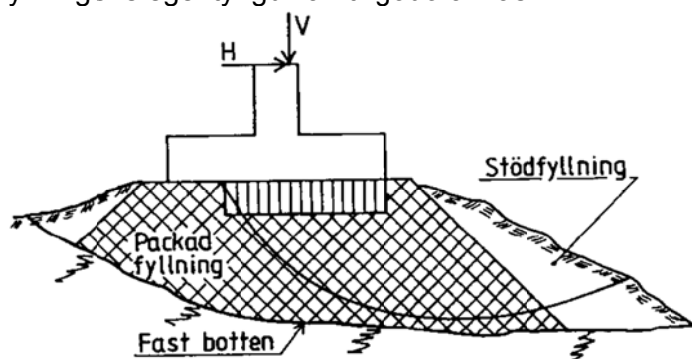
Utläggning bör ske med hjul- eller bandgående schaktmaskin. Ändtippning bör ej användas vid fyllning för grundläggning eftersom det medför risk för materialseparation dvs att grövre material kommer underst och finare överst.

Transport av massor inom fyllningsområdet bör ske inom varierande stråk så att skillnader i packningsresultat ej erhålls inom packningsytan.

Ytterligare information om utförande av packad fyllning med olika material återfinns i Plattgrundläggning.

### Utförande med hänsyn till bärförmåga

Eftersom man vill begränsa utbredningen av den packade fyllningen kommer plattorna längs byggnadens ytterväggar ofta att stå invid en slänt, åtminstone temporärt. Närheten till slänt reducerar bärförmågan hos grundplattan väsentligt. Vid brantare släntlutning än  $\Phi k/2$  ska särskild stabilitetsberäkning utföras, jämför Figur E. 5. Beräkningar baserade på logaritmiska spiraler eller sammansatta plana glidytor kan användas. Vid okontrollerad stödfyllning kan knappast någon skjuvhållfasthet medräknas i denna men den stabiliserande effekten av fyllningens egentyngd kan tillgodoräknas.



Figur E. 5 Vid grundläggning av platta på fyllning invid slänt måste stabiliteten också i utförandeskedet beaktas vid brottgränsdimensioneringen.

Om bärförmågan inte visar sig vara större än lasteffekten bör plattdimensionen ökas eller ökad stödfyllning utläggas. Det bör anges på ritning att stödfyllning skall utföras till en viss nivå intill ett minsta avstånd från plattkant innan fundamentet belastas

## E.2 Upprättande av kontrollplan för ytgrundläggning

Omfattningen på samhällets krav på kontroll är relaterad till Geoteknisk kategori, se TD Grunder [22]. Utöver dessa krav, som härrör från samhällets krav på att upprätthålla hälsa och säkerhet, har byggherren önskemål om att kontrollera att han får avtalad kvalitet på levererade varor och utförda arbeten. De kontrollarbeten, som anses nödvändiga eller önskvärda bör sammanfattas i kontrollplan och redovisas i Projekterings PM (se TD Dokumenthantering [23]). För att underlätta upprättandet av kontrollplaner redovisas i det följande ett antal kontrollpunkter, som kan vara aktuella i samband med ytgrundläggningsprojekt i såväl enklare som svårare fall.

Förteckningen, som återfinns i bilaga E, har utarbetats i anslutning till "Kontroll av markarbeten" [12] och omfattar följande grupper:

- Jordförhållanden
- Grundvattenförhållanden
- Befintligt
- Nivåer, lägen, avvikelser
- Bergförhållanden, block och jordstenar
- Spont
- Vattenavledning
- Jordschakt
- Bergschakt
- Fyllning för grundläggning
- Fyllning för dränering av hus
- Tätning, avjämning och materialskiljande lager
- Dränerande skivor
- Komplement rörande kontroll av packad fyllning

Förteckningen över vad som bör kontrolleras etc gör ej anspråk på att vara fullständig eftersom kontrollen måste anpassas till aktuellt projekt. Redovisningen kan tjänstgöra som en checklista vid upprättande av kontrollplan.

För varje upptagen kontrollpunkt i förteckningen ges exempel på svar till följande frågor:

**Varför?** Här anges motivet till att detta förhållande skall kontrolleras.

**Hur?** Här anges hur kontrollen skall göras.

**Med vad?** Denna punkt kan ofta flyta ihop med föregående, avsikten är dock att ge svar på vilket eller vilka hjälpmedel, som kan användas för kontrollen.

**Omfattning?** Här anges exempel på kontrollens omfattning, exvis hur många sonderingar eller provtagningar, som är lämpliga att utföra.

**När?** Det är viktigt att kontrollen verkställs vid rätt tidpunkt. Valet av tidpunkt styrs dels av när kontrollen är möjlig att utföra men även av att den skall utföras tidigt nog för att onödiga arbeten och kostnader skall undvikas.

**Redovisning?** Resultatet från utförda kontroller bör redovisas på ett ändamålsenligt sätt. Under denna punkt anges för de olika kontrollerna exempel på ändamålsenlig redovisning.

**Åtgärder?** Om en avvikelse uppdagats i samband med kontroll är det ofta nödvändigt att vidtaga någon korrigerande åtgärd. Under denna rubrik anges exempel på lämpliga åtgärder vid olika avvikelser.

Förutom ovan angivna frågor bör kontrollplanen också innehålla uppgift på vem som ska utföra, redovisa och bedöma respektive kontrollpunkt.

## **E.2.1** Jordförhållanden

Jordförhållandena skall kontrolleras för att verifiera projekteringsförutsättningarna med avseende på stratigrafi och fasthet. I vattenkänslig jord och vid högt grundvatten skall uppluckringen av schaktbotten särskilt beaktas. Minimikontroll utförs av en okulär besiktning vid schaktning kombinerad med någon enkel sondering från schaktbotten. I vissa fall kan denna kontroll kompletteras med provtagning och sondering eller liknande. Detta gäller när tilläggskontroll (T) föreskrivits. I tveksamma fall skall undersökningen kompletteras med t.ex. siktning. Vid sondering från schaktbotten, vilken bör drivas till minst ett djup av två gånger

plattbredden under schaktbotten, får sonderingsmotståndet ej underskrida följande värden (här anges vad som förutsatts för aktuellt projekt).

Särskilda omständigheter kan innebära att sonderingen bör drivas längre än vad som ovan angetts. Vid grundlägningsarbeten i kohesionsjord är det viktigt att kontrollera att organiskt bemängt material tagits bort. I de fall en grundläggning förutsätts ske på, eller i, ett jordlager, som överlagras av lera, är det viktigt att kontrollera att leran verkligen borttagits på aktuella grundlägningsnivåer. Kontroll av jordförhållanden bör alltid företas när utförda geotekniska undersökningar visat på ojämna jordlagerförhållanden. Kontrollen bör ske etappvis efter hand som arbetena fortskrider. Vid små och medelstora projekt kan resultat från utförd kontroll föras in i dagbok. Vid större projekt bör resultaten dessutom föras in på ritningskopia för att tillräcklig översikt skall erhållas. Om man vid kontrollen konstaterar avvikelser från projekteringsförutsättningarna bör ansvarig geoprojektör och konstruktör kontaktas. Åtgärder till följd av avvikelse kan vara extra packning eller urgrävning och återfyllning med packad fyllning för grundläggning.

## **E.2.2 Grundvattenförhållanden**

Syftet med kontrollen är dels att verifiera projekteringsförutsättningarna, men även att ge ett bättre underlag för bedömning av risk för hydrauliskt grundbrott eller bottenuppluckring, samt få en klarare bild av eventuell omgivningspåverkan samt förekomst av speciella grundvattenströmmar. Kontrollen utförs i sin enklaste form genom observation i schakt. En förbättrad kontroll erhålls genom att dessutom utföra observationer i grundvattenrör eller porttrycksmätare, nyinstallerade eller installerade i samband med tidigare utförd geoteknisk undersökning. Vid observationer för att klarlägga omgivningspåverkan är det viktigt att observationsserien inleds före schaktningsarbetenas igångsättande. Hur pass omfattande kontrollen skall vara är beroende av förutsättningar, såsom:

- förekommande vattendelare
- förekommande dränerings- och/eller infiltrationsanläggningar
- förekomst av flera grundvattensystem

I den mån kommunalt grundvattennät finns bör utförda kontrollobservationer knytas ihop med detta. Observationerna i och runt arbetsplatsen bör ha lämplig frekvens vilket normalt innebär ca 1 observation/vecka. Dock skall tätare observationer utföras i samband med aktivitet, som kan tänkas påverka grundvattenståndet. Resultaten från kontrollen förs in på planritning som nivå och datum. Dessutom upprättas diagram över grundvatten- eller porttrycksnivån som funktion av tiden. I mån av underlag upprättas porttrycksprofiler. När kontrollerade nivåer överensstämmer med de projekterade erfordras ingen särskild åtgärd. Om inte, skall ansvarig geoprojektör och konstruktör kontaktas för eventuell omprojektering. Erhålls avvikelse från förutsatt omgivningspåverkan skall diskussion med geoprojektör föras avseende ändrat arbetsförfarande. Aktuella åtgärder kan vara:

- utökat mät- eller kontrollprogram
- kompletterande grundvattensänkning
- injektering eller annan tätning
- gjutning under vatten
- förstärkning för att minska effekten av omgivningspåverkan.

## **E.2.3 Befintligt**

Förekomst av befintliga, hela eller delar av, konstruktioner kan medföra att den nya konstruktionen kan komma att behöva ändras. Likaså kan planerade hjälparbeten behöva omprojekteras vid förekomst av ledningar eller grundkonstruktioner. Häri ligger även att kontrollera förekommande intilliggande byggnaders grundläggning så att erforderliga

stödkonstruktioner kan projekteras. Vid befintliga konstruktioner eller utfyllnader under blivande fundamentlägen krävs särskild uppmärksamhet. Kontrollen utförs genom fotografering och inmätning av påträffade befintliga konstruktioner. För utfyllnader skall egenskaperna bestämmas i den mån de har betydelse för den nya konstruktionen. Kontrollens omfattning ges av mängden påträffat "befintligt". Kontrollen sker i samband med framschakt, och redovisas i plan och sektion. När förekomst av "befintligt" avviker från vad som förutsatts skall avstämning ske av ersättning för hjälparbeten. Pluggning av vattenförande ledningar, alternativt kan vattenomledande åtgärder bli aktuella.

## **E.2.4 Nivåer, lägen, avvikelser**

Kontrollens syfte är att säkerställa:

- att beräkningsförutsättningarna uppfylls vad avser grundplattans höjd och planläge
- att slänter invid grundplattor ej görs brantare än projekterat
- att dränering utförs på sådant sätt som förutsatts vid projekteringen

Härtill kan dessutom höras att kontrollera storleken på uppträdande sättningar i omgivande bebyggelse. För kontrollens utförande används normalt byggmätarutrustning utom vid sättningsuppföljning där precisionsavvägningsinstrument erfordras. Kontrollen skall omfatta:

- förekommande grundplattor med toleranser enligt SS-ISO 4463
- sättningsuppföljning enligt omfattning i förekommande program.

Kontrollen av grundplattor utförs i samband med formsättning. Schakt och fyllnadsnivåer kontrolleras löpande. Sättningsuppföljning i omgivningen inleds före arbetenas igångsättande och bör fortgå med jämna intervall till efter byggnadstiden. Mätningen intensifieras i samband med arbeten, som kan tänkas ge skärskild påverkan, exvis undergjutning. Sättningsuppföljningen kompletteras normalt före schakt med en sprickkartering av byggnaderna inom riskzonen. Resultat från kontroll av fundamentlägen förs in i dagbok. Avvikelser i schakt- och fyllnadsnivåer skall också föras in i dagbok. Resultat från kontroll av omgivningspåverkan förs i särskilt tidsdiagram, där även händelser med möjlig inverkan på uppträdande sättningar samt grundvattennivåer införs. Om kontroll av fundamentlägen visar oacceptabel avvikelse från projekterade kan flyttning eller förstoring av fundamentform bli nödvändig. Om nivåer för schakt och utfyllnad, vid kontroll visat sig avvika från de projekterade, skall kontrollerad utfyllnad respektive avbaning vidtagas. Om kontrollen visar att omgivningspåverkan blir större än vad som förutsatts kan det bli aktuellt med motfyllnader, ytterligare staguppspänning, undergjutning eller injektering av jord eller närliggande konstruktion.

## **E.2.5 Bergförhållanden, block och jordstenar**

Bergnivå måste kontrolleras för att säkerställa att grundläggning, som projekterats blir utförd i jord, inte helt eller delvis, hamnar på berg. Om grundläggningen projekterats bli utförd på, eller i berg skall kontroll göras av att bergnivå, lutningar och kvalitet är de förutsatta. Som grundkontroll utförs okulär besiktning av nivåer och lutningar (eventuell inmätning) samt kvalitet. Vid tilläggskontroll utförs sprickkartering, eventuellt kombinerad med jord- bergsondering. Om sprick- eller krosszoner vid fundamentläge påträffats vid grundkontrollen, alternativt att lutningen hos bergytan befinns vara större än vad som projekterats, skall sprickkartering utföras varvid strykning och stupning fastställs. Kontrollen skall omfatta frilagd bergyta i omgivningen av aktuella fundamentlägen. Kontrollen utförs i samband med avtäckning. Kontrollresultaten skall föras in i dagbok samt redovisas på planritning. Om avvikelse av betydelse för grundläggningens utformning konstaterats skall geotekniker och konstruktör kontaktas för eventuell omprojektering.

Block och jordstenar kan förstöra grunden för en viss platta på ett ogynnsamt sätt. Syftet är här att klarlägga förekomsten av block eller stenar så att erforderliga åtgärder kan vidtas.

Kontrollen utförs vid besiktning av schaktbotten och eventuellt med någon sticksondering. Resultatet redovisas lämpligen på grundplan.

Möjliga åtgärder kan vara bortschaktning, eller sprängning och bortschaktning, till visst djup under schaktbotten samt återfyllning med packad friktionsjord.

### **E.2.6 Spont**

För kontroll av spont hänvisas till IEG Tillämpningsdokument för Stödkonstruktioner.

### **E.2.7 Grundvattensänkning/Vattenavledning**

Kontrollen skall verifiera att vattenavledning utförs på sådant sätt att avsedd effekt uppnås utan skadlig erosion i slänter eller schaktbotten. Kontrollen skall även avse tidpunkt då vattenavledande åtgärder påbörjas så att skada ej inträffar innan avsedd effekt uppnåtts. Likaså skall kontrolleras att schakt ej påbörjas före det att verksam grundvattensänkning är konstaterad. Kontrollen är främst okulär vad avser att tillse att avlett vatten ej är grumlat och att vattensamlingar ej blir stående samt att i schakten inströmmade vatten avleds. Effekt av grundvattensänkning kontrolleras mha observationsrör eller porttryckmätare installerade i de jordlager där grundvattentrycket skall sänkas. Kontroll av att avledningsåtgärderna följer schaktens fortskridande görs kontinuerligt. Att grundvattensänkande åtgärder har avsedd effekt inom avsedd area kontrolleras likaledes. Resultat från okulär kontroll förs in på planritning. Resultat från kontroll av grundvattensänkande åtgärder förs in i tiddiagram i vilket även anges verklig pumptid. Om inströmmade vatten i schakten grumlas, eller pumpanläggning havererar, kan man överväga att genast fylla schakten med vatten. Avsikten är att ej äventyra schaktbotten vilken annars kan tryckas upp eller utsättas för uppluckring. I vissa fall kan filter på schaktbotten eller i slänter bli aktuella.

### **E.2.8 Jordschakt**

Kontrollen skall tillse att schaktarbetena utförs på sådant sätt att blivande grundläggning eller omgivande bebyggelse och verksamhet inte kommer till skada. Kontrollen skall även gälla avstämning av schaktens utformning och utförande mot kontrollerade jord-, berg- och grundvattenförhållanden. Slänter, schaktbottnar och upplagsplatser kontrolleras okulärt eller med inmätning. Kontroll skall ske att föreskrivet skydd mot tjäle i schaktbottnar utförs. Vidare kontrolleras att större belastningar ej påförs släntröner än vad som anges acceptabelt i handlingarna. Att schaktanvisningar rörande arbetenas ordningsföljd efterlevs kontrolleras också. Vidare kontrolleras att borttagandet av sten eller block, åtföljt av återfyllnad blir utfört enligt handlingarna. Likaså att lösmassor grävs bort i sin helhet innan återfyllnad sker. Före formsättning och armering kontrolleras att bottenuppluckring ej skett i samband med schakt eller länshållning. De kontroller, som avser fasthetsförhållanden under blivande byggnad, kontrolleras genom sondering. All kontroll vid jordschakt skall göras fortlöpande och följa schaktarbetenas fortskridande. Konstaterade avvikelser redovisas i dagbok eller särskild PM. Vid lösmassor eller vid schaktbottenuppluckring skall ytterligare schakt ned till fast jord följt av återfyllning med packad fyllning utföras. Slänlutningar justeras, alternativt upprättas stödskonstruktion. Omprojektering kan bli nödvändig om avsedd slänlutning ej kan hållas.

### **E.2.9 Bergschakt**

Syftet är att kontrollera att berget och bergschaktarbetena har sådan kvalitet att vare sig den blivande konstruktionens grundläggning, eller omgivande bebyggelse eller verksamhet äventyras. Kontrollera, främst okulärt, att arbetsplanen för bergarbetenas bedrivande stämmer med verkligheten och att i planen ingående föreskrifter efterlevs. Särskilt viktigt är det att tillse att kontursprängning och skonsam sprängning utförs på föreskrivet sätt. Likaså kontrolleras att slänter och bottnar är av rätt kvalitet. Om ytterligare bergschakt befunnits nödvändig skall kontroll ske av att den fria sektionen blir tillräcklig. Om underborring utförts

är det viktigt kontrollera att detta gjorts till rätt djup. Förekomst av svällande mineral måste alltid kontrolleras. Kontrollen utförs huvudsakligen okulärt kompletterad med inmätning där så erfordras. Kontrollen bör ske fortlöpande i takt med att schaktarbetena framskrider. Dokumentationen görs genom notering av avvikelser och speciella åtgärder i dagbok eller vid förekomst av större sprickor och slag genom uppritning av sektioner. De åtgärder, som kan bli aktuella, är komplettering av bergschakten, förstärkning av berget genom bultning och undergjutning samt ytterst en omprojektering av grundläggningen. Vid svällande bergmineral kan en tätning av bergbotten mot vatten bli aktuell.

### **E.2.10** Fyllning för grundläggning

Kontrollens syfte är att tillse att fyllningen blir av avsedd kvalitet. Härmed avses att fyllningens sammansättning och packning (fasthet) blir sådan att blivande grundplattors, omgivande byggnader eller anläggningars, funktion inte skadligt påverkas. Förutom mekaniska och hydrauliska egenskaper skall kontrollen omfatta allmänhygieniska aspekter, såsom radon och andra hälsovådliga ämnen. Kontrollera att fyllningsmaterialet har föreskrivet innehåll; dvs är fritt från organisk jord, snö, is och tjälklumpar. Att utläggning och packning görs på föreskrivet sätt, alternativt till föreskrivet resultat ingår naturligtvis i kontrollen. Dessutom ingår att tillse att rätt redskap används, att underlaget är otjälrat, att tjälisolering används när så är påkallat, att vattenbegjutning ej utförs vid lägre temperatur än 0° C, att erforderlig stödfyllning utläggs. Vid packning av sprängsten skall kontrolleras att största tillåtna stenstorlek ej överskrids samt att föreskrivet antal vältöverfarer utförs med föreskrivet packningsredskap. Vid finkorniga fyllnadsmassor skall kontrolleras, att massorna är rätt konditionerade med hänsyn till önskat resultat, att använt packningsredskap är det rätta, att föreskrivna dränerande skikt läggs in samt att föreskrivna lutningar för underlättande av avrinning upprätthålls. Kontroll skall även ske av att trafikering av färdigpackad fyllning ej förekommer vid sådana väderleksförhållanden att risk för inarbetning av vatten i fyllningen föreligger. Kontrollen är huvudsakligen okulär men kompletteras med sondering och provtagning när detta är påkallat. Kontrollen utförs i takt med fyllnadsarbetenas fortskridande. Kontrollen bör vara särskilt intensiv i den inledande fasen av fyllnadsarbetena så att objektrelaterade kriterier kan upprättas. Viss provtagning kan vara befogad före arbetenas igångsättande. Utförd kontroll förs in i dagbok. En särskild sammanställning av resultaten från utförd kontroll kan vara motiverad vid större projekt. Konstaterade avvikelser medför kompletterande provning, utfyllnad eller packning. Utbyte av utförd fyllning kan bli nödvändig. Kompletterande stödfyllningar kan behöva utföras.

### **E.2.11** Fyllning för dränering av hus

Kontrollens syfte är att tillse att dränerande och kapillärbrytande skikt får sådan kvalitet att skador ej uppstår i den blivande konstruktionen. Detta gäller fyllnad under, såväl som vid sidan av, konstruktionen. Kontrollen skall omfatta nivåer och lutningsförhållanden för schaktbotten under byggnad men även för dräneringsledning. Vidare skall materialets sammansättning och kapillaritet kontrolleras. Efterlevnaden av föreskrifter gällande lagertjocklekar, materialskiljande skikt och packning kontrolleras. Särskilt bör påpekas vikten av att kontrollera att fyllnaden ej smutsas under arbetets gång. Kontrollen är till viss del okulär men utförs huvudsakligen med sedvanlig byggmätutrustning. För kapillaritetsbestämningar används normalt rörkapillarimeter. Kontrollen skall ske kontinuerligt under arbetets gång. Före arbetenas igångsättande uttas materialprov för kontroll av dränerande och kapillärbrytande egenskaper. Konstaterade avvikelser förs in i dagbok. Vid större arbeten bör särskild plan upprättas där godkända delar efter hand kan inritas och signeras. Kornfördelningskurva och kapillaritetsbestämningar skall dokumenteras med laboratorieprotokoll. Om avvikelser konstaterats kan åtgärder såsom lagertjocklek, utbyte av material och urgrävning av redan utförd fyllning bli aktuella.

### **E.2.12** Tätning, avjämning och materialskiljande lager

Kontrollen skall tillse att tätning- och materialskiljande lager får avsedd funktion. Kontrollera att rätt produkt, rätt utförande och redskap används. Vid packad sprängbotten skall kontrolleras att packning även utförs utanför blivande konstruktion. Kontrollera även att ytjämnheten blir sådan att brott i isolerskivor ej uppstår. Vidare skall kontrolleras att is ej finns i sprängbotten. Materialkontroll sker vid leverans medan övrig kontroll sker i takt med arbetenas fortskridande. Konstaterade avvikelser förs in i dagbok. Godkända ytor förs kontinuerligt in på plan. Vid avvikelse kan åtgärder såsom utbyte av material, kompletterande fyllning/packning, och ytterst urgrävning och packad återfyllning bli aktuella.

### **E.2.13** Dränerande skivor

Kontrollen skall tillse att använda skivor har sådan kvalitet att de ej påverkar den blivande konstruktionens funktion på ett ogynnsamt sätt. Kontrollera kvaliteten hos levererad produkt i termer av fabrikat, densitet och tryckhållfasthet. Kontrollen förs normalt via leverantörsbesked men i tveksamma fall tillgrips provning. Provningsen kan då utföras som kompressions- och kapillaritetsförsök. Kontrollen utförs innan skivorna läggs in i konstruktionen. Kontrollen dokumenteras i dagbok och i förekommande fall genom signerade laboratorieresultat. Vid konstaterad ogynnsam avvikelse byts skivorna ut mot skivor av avsedd kvalitet.

### **E.2.14** Komplement rörande kontroll av packad fyllning

En allmän beskrivning av kontroll som krävs vid fyllning för grundläggning redovisas i *Kapitel 6.12*. Som underlag för planering av t ex kontrollplan för packad fyllning lämnas här nedan ytterligare information om kontroll av packad fyllning.

Med *utförandekontroll* avses kontroll av att gällande handlingar följs beträffande:

- fyllningsmaterialets sammansättning
- fyllningsmaterialets vattenkvot
- variationer i fyllningsmaterial
- skiktjocklek
- utläggningsförfarande
- packningsredskap
- antal överfarter
- ytbearbetning

Med *resultatkontroll* avses normalt kontroll av att avtalat resultat uppnåtts beträffande: packningsgrad

- variationer i uppnådd packningsgrad

#### **Utförandekontroll**

Utförandekontroll utförs kontinuerligt under fyllnings- och packningsarbetets gång av kontrollant med goda kunskaper om jords beteende och arbetets art. Kontrollanten bör ständigt närvara under fyllnings- och packningsarbete. Kontrollant tillser att gällande handlingar beträffande underlag, fyllningsmaterial, utläggning och packning följs.

För fyllning med total tjocklek av högst 1 m, som ej utsätts för tjälning eller för fyllning, som ska påföras endast liten last, t ex småhus, är utförandekontroll tillräcklig t ex i GK1.

Skärpt utförandekontroll tillämpas om ogynnsamma arbetsförhållanden råder eller förväntas, t ex varierande fyllningsmaterial, olika packningsredskap, risk för tjälning, nederbördsrik väderlek, dåliga dräneringsförhållanden.

Schaktgrepp i packad fyllning nära bärande konstruktionsdel undviks normalt. Skall sådant göras måste geoprojektör eller konstruktör kontaktas för godkännande och eventuell omdimensionering.

En väl fungerande utförandekontroll har stor ekonomisk betydelse. Exempelvis kan ett tidigt stopp av olämpligt fyllnadsmaterial inbespara en stor kostnad för utskiftning av bristfällig fyllning.

Ett instrument, som underlättar utförandekontrollen och förstärker dess betydelse, är *kompaktometern*, som appliceras på packningsväkten. Föraren av väkten kan kontinuerligt under packningen följa förändringen av det s k kompaktometervärdet med antal överfarter. Kompaktometern kan användas på sandig eller grövre fyllning. Den kan även användas på siltig fyllning men ger osäkra värden beroende på silts känslighet för oscillerande belastning (uppkomst av porövertryck). Kompaktometervärdet, som beror på vältens och fyllningsmaterialets egenskaper ger en relativ värdering av packningsresultatet men kan inte direkt användas för bestämning av jordens packningsgrad, hållfasthets- eller deformationsegenskaper. Däremot kan konstateras om full packningseffekt erhållits. Vidare kan inslag av annat fyllningsmaterial och gömda block upptäckas. Genom parallella fallvikts tester eller plattförsök kan utförandekontrollen kalibreras och jordegenskaperna över området fastställas.

### **Resultatkontroll**

Resultatkontrollen syftar till att klargöra när överenskommen kvalitet uppnåtts. Fortlöpande resultatkontroll utförs i samband med packningsarbete där så överenskommit. Vid resultatkontroll uppmäts normalt fyllningens densitet. Godtagbara kontrollmetoder finns redovisade i SIS 027109-10 och Bergdahl (1984). Packningsresultatet blir normalt tillfredsställande för grundläggning om packningsgraden är större än 90% av densiteten från tung laboratoriestampning.

I *fyllning* där *sten* och *grus* förekommer är användning av vatten- eller sandvolymeter mindre lämpligt. Kontrollresultatet blir p g a provets begränsade storlek behäftat med stor osäkerhet. Även isotopmätare ger i stenig fyllning osäkra resultat. Densitetsmätning kan göras genom uppschaktning och uppmätning av provgrop samt vägning och vattenkvotsbestämning av uppgrävt material.

I *stenig fyllning* kan icke förstörande resultatkontroll göras med fallviktsförsök eller plattförsök, varvid fyllningens kompressionsegenskaper bestäms.

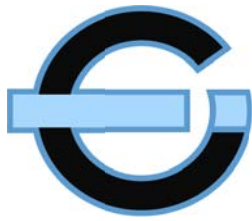
I *finkorning fyllning* kan packningsresultatet kontrolleras genom sondering, t ex spetstrycksondering.

### **Kontroll av packad sprängbotten**

Kontroll av packad sprängbotten består normalt endast av *utförandekontroll*, dvs kontrollen bör främst avse: material, tätning, vattning, redskap, antal överfarter. Kompaktometern kan användas för att bedöma homogeniteten. *Resultatkontroll* utförs normalt inte men kan exempelvis omfatta maskinschaktning av provgropar eller fallviktsförsök







## IEG

IEG är en ideell förening, under ingenjörsvetenskapsakademiens, IVA, hägn, som har till uppgift att initiera, samordna och utföra arbete som krävs för implementering av Europastandarder inom Geoteknikområdet, vilka inom de närmaste åren enligt EU-direktiv och lagen om offentlig upphandling kommer att ersätta och komplettera stora delar av dagens svenska geotekniska regelverk.

Syftet är också att säkerställa att det tas fram nödvändiga hjälpmedel i form av anpassade tillämpningsdokument o. dyl.

## Utgivna rapporter

- 1:2005 Eurokoder och Europastandarder. Vad kan man skriva i Nationella Tillämpningsregler till olika Geotekniska Standarder?
- 1:2006 Sammanställning av standarder och närliggande dokument
- 2:2006 EN 1997-1, Grunder, Fas I
- 3:2006 EN 1997-1 kapitel 6, Plattgrundläggning, Fas I
- 4:2006 EN 1997-1, kapitel 8 och 9, stödkonstruktioner, Fas 1
- 5:2006 EN 1997-1, kapitel 7, pålgrundläggning, Fas 1
- 6:2006 Eurokod 7 i jämförelse med BV Tunnel och Tunnel 2004, Fas 1
- 7:2006 EN 1997-1, Grunder, fas 2
- 8:2006 EN 1997-1, kapitel 6, plattgrundläggning, fas 2
- 9:2006 Fältmetoder, Dynamisk sondering
- 10:2006 EN 1997-1, Geoteknisk data, fas 1
- 11:2006 EN 1997-1, kapitel 8–9, Stödkonstruktioner, Beta-beräkningar
- 1:2007 EN 1997-1, kapitel 10 och 11, Slänter och bankar, fas 1
- 2:2007 EN 1997-1, Geoteknisk kategori
- 3:2007 Fältmetoder dynamisk sondering, underlag nationell bilaga
- 4:2007 En 1997-1, kapitel 10 och 11, Slänter och bankar, fas 2
- 5:2007 EN 1997-1, Geoteknisk data – Hantering av geoteknisk data, fas 2
- 6:2007 EN 1997-1, kapitel 7, Pålar, fas 2
- 1:2008 EN 14688 Klassificering
- 2:2008 Tillämpningsdokument - Grunder
- 3:2008 Bergtunnel fas 2
- 4:2008 Tillämpningsdokument – Dokumenthantering
- 5:2008 EN 22475-1 Provtagning och grundvattenmätning
- 6:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 10 och 11, Slänter och bankar
- 7:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 6, Plattgrundläggning
- 8:2008 Tillämpningsdokument – En 1997-1 kapitel 7, Pålgrundläggning
- 1:2009 EN 1997-1 Kapitel 8–9, Stödkonstruktioner, Fas 2
- 2:2009 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 9 stödkonstruktioner
- 3:2009 Vägledning för tillämpning av Skredkommissionens rapport 3:95 och 2:96 i enlighet med Eurokod. Fas 1 Frågeställningar
- 1:2010 Konsekvensanalys EN 1997-2, fas 2
- 2:2010 Rapportering geotekniska fältundersökningar (jord)