

DANSK INGENIØRFORENING'S  
NORMER FOR  
BYGNINGSKONSTRUKTIONER

# 6. FUNDERING



2. OPLAG 1969

TEKNISK FORLAG

**DS**

DANSK  
STANDARDISERINGSRÅD

NORMER FOR BYGNINGSKONSTRUKTIONER

# 6. FUNDERING

CODE OF PRACTICE  
FOUNDATION ENGINEERING

DANSK STANDARD

**DS 415**

1. UDG. APRIL 1965

UDC 624.13:624.15



UDARBEJDET OG VEDTAGET AF DANSK INGENIØRFORENING  
GODKENDT AF DANSK STANDARDISERINGSRÅD

2. OPLAG 1969

EFTERTRYK FORBUDT

FORHANDLES AF  
TEKNISK FORLAG OG DANSK STANDARDISERINGSRÅD  
KØBENHAVN

## INDHOLDSFORTEGNELSE

	Side
Forord .....	5
1. Indledning .....	8
2. Gyldighedsområde .....	8
3. Bogstavsymboler .....	9
4. Funktionskrav .....	11
5. Normal fremgangsmåde .....	12
5.1 Jordbundsundersøgelser .....	12
5.2 Beregningsforudsætninger .....	13
5.3 Jordtryk .....	13
5.4 Direkte fundering .....	14
5.5 Pælefundering .....	15
5.6 Stabilitet .....	17
5.7 Sikkerhedsfastlæggelse .....	17
5.8 Deformationsbetragtninger .....	20
5.9 Langtidsproblemer .....	20
6. Særlige regler .....	20
6.1 Udgravning ved fundamenter .....	20
6.2 Dynamiske påvirkninger .....	21
6.3 Negativ overflademodstand på pæle .....	21
6.4 Fundamenter for skorstene, tårne og master .....	21
6.5 Små konstruktioner på god byggegrund .....	22

Dansk Ingeniørforenings hovedbestyrelse vedtog i sit møde den 13. juni 1940 at nedsætte forskellige udvalg med den opgave at foretage en revision og supplering af de af Dansk Ingeniørforening i tidens løb udgivne normer vedrørende bygningskonstruktioner og at samle disse i et enkelt sæt »Normer for bygningskonstruktioner« med følgende hovedinddeling.

1. Belastningsforskrifter (DS 410).
2. Beton- og jernbetonkonstruktioner (DS 411).
3. Stålkonstruktioner (DS 412).
4. Trækonstruktioner (DS 413).
5. Murværk (DS 414).
6. Fundering (DS 415).
7. Hulstensdæk (DS 416).

Som et led i dette arbejde udsendtes i 1952 foreløbige normer for fundering og jordtryk.

## FORORD

I sit møde den 15. marts 1952 vedtog Dansk Ingeniørforenings hovedbestyrelse at nedsætte et mindre udvalg bestående af:

Overingeniør, cand. polyt. *Svend Svendsen* (formand),  
afdelingsingeniør, cand. polyt. *T. C. Broen Christensen*,  
overingeniør, cand. polyt. *J. Brinch Hansen*,  
professor, civilingeniør, dr. techn. *Helge Lundgren*,  
civilingeniør, dr. techn. *Chr. Ostenfeld*,

der fik til opgave at forberede en revision af de i 1952 udsendte foreløbige normer for fundering og jordtryk med henblik på senere udgivelse af endelige normer.

I april 1954 udtrådte dr. *Ostenfeld* efter eget ønske af udvalget og erstattedes i juni af civilingeniør *C. T. Winkel*.

Efter at ovennævnte udvalg havde afsluttet sit foreløbige arbejde med et udkast til nye normer, nedsatte Dansk Ingeniørforenings hovedbestyrelse den 21. februar 1957 et repræsentativt udvalg med følgende sammensætning:

Akademiet for de tekniske Videnskaber:

Professor, civilingeniør, dr. techn. *H. Lundgren*.

Danmarks geologiske Undersøgelse:

Afdelingsgeolog, fru *E. L. Mertz*.

Danmarks tekniske Højskole:

Professor, civilingeniør, dr. techn. *J. Brinch Hansen*.

Dansk Ingeniørforening:

Civilingeniør *C. T. Winkel*.

Dansk Ingeniørforenings bygningsingeniørgruppe:

Afdelingsingeniør, cand. polyt. *A. Taumose*.

Dansk Selskab for Bygningsstatik:

Afdelingsingeniør, cand. polyt. *Chr. L. Knudsen*.

Dansk Standardiseringsråd:

Direktør, civilingeniør *O. Weincke*.

Danske Statsbaner:

Afdelingsingeniør, cand. polyt. *T. C. Broen Christensen*.

Foreningen af rådgivende Ingeniører:

Civilingeniør *E. V. Ramsing*.

Københavns Magistrat:

Civilingeniør *E. H. Sternow*.

Luftfartsdirektoratets Anlægskontor:

Overingeniør, cand. polyt. *C. P. Elvers*.

Stads- og Havneingeniørforeningen:

Havneingeniør, cand. polyt. *A. Mortensen*.

Vandbygningsvæsenet:

Overingeniør, cand. polyt. *Svend Svendsen* (formand).

Den 6. juni 1961 afgik udvalgets formand, overingeniør *S. Svendsen*, ved døden, hvorefter Dansk Ingeniørforenings hovedbestyrelse den 15. juni 1961 overdrog formandsposten til professor *J. Brinch Hansen*.

I august 1963 afgik afdelingsingeniør *Taumose ved døden*.

I februar 1964 udtrådte afdelingsingeniør *Knudsen* af udvalget, da han ikke kunne tiltræde normer baseret på anvendelse af partialkoefficienter.

Som sekretær for udvalget fungerede indtil juni 1954 civilingeniør *Knud Mortensen*. Siden da har afdelingsingeniør *Bent Hansen* varetaget dette hverv.

Halvdelen af udgifterne i forbindelse med normarbejdet er blevet betalt af Geoteknisk Institut.

I august 1961 fremlagde udvalget sit »Forslag til Normer for Fundering« til offentlig kritik, bl. a. ved et møde i Dansk Ingeniørforening den 13. november 1961.

På grundlag af den fremkomne kritik omarbejdede udvalget sit forslag. Senere omarbejdnings fandt sted som følge af Dansk Ingeniørforenings »Almindelige Retningslinier for Normer inden for Bygningsingeniørernes Fagområde« (Marts 1963) og »Vejledning for Fastsættelse af Partialkoefficienter inden for de forskellige Normområder« (1964).

Nærværende Normer med tilhørende Vejledning er godkendt af Dansk Ingeniørforenings hovedbestyrelse den 14. maj 1964. Normerne er derefter den 28. november 1964 af Dansk Standardiseringsråd godkendt som Dansk Standard og udgivet som DS 415.

Disse normer træder i kraft den 1. april 1965.

### Overgangsbestemmelse

Projekter, som er påbegyndt før disse Normers ikrafttræden, kan fuldføres efter tidligere bestemmelser på følgende betingelser:

1. Projekteringen skal være afsluttet senest 6 måneder efter disse Normers ikrafttræden. Hvor særlige forhold gør sig gældende, f. eks. ved omfattende projekter, kan der dog forhandles med den godkendende myndighed om yderligere udsættelse.

2. Konstruktionernes udførelse skal påbegyndes senest et år efter projektets indsendelse.

3. Et projekt skal gennemføres efter ét sæt normer. En sammenblanding af hidtidige og nye normer er ikke tilladt.

## 1. INDLEDNING

Disse Normer er en samling bestemmelser, hvis overholdelse sikrer en rimelig byggestandard. Det er en forudsætning, at brugeren af Normerne har den fornødne tekniske indsigt, idet Normernes bestemmelser ikke kan dække alle specialtilfælde; og en vurdering af, om et aktuelt tilfælde er dækket af Normerne, skal altid foretages.

Disse Normer erstatter ikke alene de i 1952 udgivne foreløbige normer for fundering og jordtryk, men også alle de bestemmelser vedrørende fundering, som findes i andre, af Dansk Ingeniørforening tidligere udgivne normer.

## 2. GYLDIGHEDSOMRÅDE

Nærværende Normer gælder for konstruktioner eller konstruktionsdele, som i væsentlig grad påvirkes af kræfter overført gennem jord. Vigtige *eksempler* er: Fundamenter, kældervægge, pæleværker, sænkebrønde, sænkekasser, bropiller, støttemure, kajindfatninger, byggegruber, fangedæmningsger, gennemløb, ledninger, tunneler, dæmnings, sluser, tørdokker, jordbygværker og udgravninger.

Normerne forudsættes som hovedregel anvendt ved projektering og udførelse af konstruktioner, der – såvel i henseende til anordning som til størrelse – kan betegnes som *sædvanlige*. I den tilhørende Vejledning er der angivet de her i landet for tiden anvendte regler for udførelsen af normale geotekniske undersøgelser og beregninger.

For konstruktioner, der på grund af deres særlige anordning eller betydelige størrelse må betragtes som *usædvanlige*, er det ikke uden videre tilstrækkeligt at anvende Normernes bestemmelser og Vejledningens metoder. Til den nødvendige påvisning af sådanne konstruktioners forsvarlighed vil der som oftest kræves særlige geotekniske undersøgelser og beregninger.

Iøvrigt er det principielt altid tilladt at *afvige* fra Normernes krav og anvende andre metoder end de i Vejledningen angivne, såfremt man på et teknisk-videnskabeligt grundlag kan dokumentere, at afvigelsen er forsvarlig. Dette vil dog normalt kræve særlig grundige geotekniske undersøgelser og nøjagtigere beregninger, som påviser, at Normernes funktionskrav alligevel er opfyldt.

## 3. BOGSTAVSYMBOLER

Nedenfor er angivet de vigtigste af de geotekniske symboler, der for tiden anvendes her i landet. Omtrent 2/3 af dem er fastlagt internationalt af »The International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering«. Af de resterende anvendes de fleste også i de øvrige nordiske lande.

Af hensyn til det internationale, og specielt det nordiske samarbejde på geoteknikkens område har det desværre ikke været muligt i fuldt omfang at følge Dansk Standard DS 2001.

Den i nedenstående liste anvendte enhed t (ton) er enhed for kraft (tyngde) og ikke enhed for masse.

1 t = 1000 kp (kilopond); 1 kp = 9,80665 N (newton).

$A$	(m <sup>2</sup> )	Areal af fundament.
$A_m$	(m <sup>2</sup> )	Overfladeareal af en pæl i et jordlag.
$A_p$	(m <sup>2</sup> )	Spidsareal af en pæl.
$a$	(t/m <sup>2</sup> )	Adhæsion mellem jord og væg.
$B$	(m)	Bredde af fundament.
$C$	–	Konsolideringsindeks.
$c$	(t/m <sup>2</sup> )	Kohæsion.
$\bar{c}$	(t/m <sup>2</sup> )	Effektiv kohæsion (ved effektive spændinger).
$c_u$	(t/m <sup>2</sup> )	Tilsyneladende kohæsion (ved totale spændinger).
$c_v$	(t/m <sup>2</sup> )	Forskydningsstyrke ved vingeforsøg (intakt).
$c_v'$	(t/m <sup>2</sup> )	Forskydningsstyrke ved vingeforsøg (omrørt).
$c_k$	(m <sup>2</sup> /s)	Konsolideringskoefficient.
$D$	(m)	Dybde af fundament (under jordoverflade).
$d$	(m)	Dybde under jordoverflade (målt langs væggen).
$d$	–	Dybdefaktor for fundament.
$E$	(t/m <sup>2</sup> )	Elasticitetsmodul.
$E$	(t/m)	Totalt jordtryk vinkelret på væg.
$e$	(t/m <sup>2</sup> )	Enhedsjordtryk vinkelret på væg.
$e$	–	Poretal.
$e_{max.}$	–	Poretal i løseste standardlejring.
$e_{min.}$	–	Poretal i fasteste standardlejring.
$F$		Sikkerhedsfaktor (totalsikkerhed).
$F$	(t/m)	Totalt jordtryk parallelt med væg.
$f$	(t/m <sup>2</sup> )	Enhedsjordtryk parallelt med væg.
$f$	–	Partialkoefficient.
$G$	(t/m <sup>2</sup> )	Forskydningsmodul.
$g$	(m/s <sup>2</sup> )	Tyngdens acceleration.

$H$	(m)	Korteste dræningsvej.
$H$	(m)	Lodret faldhøjde ved ramning af pæl.
$H$	(t)	Horisontal kraft på fundamentsflade.
$h$	(m)	Hydraulisk potentiale.
$I_P$	-	Plasticitetsindeks.
$I_L$	-	Flydeindeks.
$I_G$	-	Konsistensindeks.
$I_D$	-	Tæthedindeks (relativ lejringsstæthed).
$i$	-	Hydraulisk gradient.
$i$	-	Hældningsfaktor for fundament.
$j$	(t/m <sup>3</sup> )	Strømkraft pr. volumenenhed.
$K$	(t/m <sup>2</sup> )	Konsolideringsmodul.
$K$	-	Jordtrykoefficient.
$K_0$	-	Hviletrykoefficient.
$k$	(m/s)	Permeabilitetskoefficient.
$k_s$	(t/m <sup>3</sup> )	Ballasttal.
$L$	(m)	Længde af fundament.
$L_p$	(m)	Længde af pæl.
$M$	(tm)	Moment.
$m$	-	Materialfaktor for pæl.
$N$	-	Bæreevnefaktor.
$n$	(%)	Porøsitet.
$p$	(t/m <sup>2</sup> )	Bevægelig belastning (på jordoverfladen).
$Q$	-	Dekadehældning (af konsolideringskurve).
$Q$	(t)	Total lodret bæreevne af fundament eller pæl.
$Q_m$	(t)	Overflademodstand på pæl.
$Q_p$	(t)	Spidsmodstand på pæl.
$q$	(m <sup>3</sup> /s)	Vandmængde pr. tidsenhed.
$\bar{q}$	(t/m <sup>2</sup> )	Lodret effektiv spænding i fundamentsfladens niveau.
$\bar{q}_m$	(t/m <sup>2</sup> )	Lodret effektiv spænding i midten af et jordlag.
$\bar{q}_p$	(t/m <sup>2</sup> )	Lodret effektiv spænding i pælespidsens niveau.
$r$	-	Regenerationsfaktor for pæl.
$S$	(m)	Blivende nedsynkning af pæl pr. slag.
$S_r$	-	Mætningsgrad.
$S_t$	-	Sensitivitet.
$s$	-	Formfaktor for fundament eller pæl.
$T$	-	Tidsfaktor.
$t$	(s)	Tiden.
$U$	(%)	Konsolideringsgrad.

$u$	(t/m <sup>2</sup> )	Porevandstryk.
$V$	(m <sup>3</sup> )	Volumen.
$V$	(t)	Vertikal kraft på fundamentsflade.
$v$	(m/s)	Filterhastighed.
$W$	(t)	Vægt.
$W_p$	(t)	Total vægt af pæl.
$W_r$	(t)	Vægt af pælehammer.
$w$	(%)	Vandindhold.
$w_L$	(%)	Flydegrænse.
$w_P$	(%)	Plasticitetsgrænse.
$w_S$	(%)	Svindgrænse.
$\beta$	-	Skråningsvinkel med vandret.
$\gamma$	(t/m <sup>3</sup> )	Rumvægt af jord (specifik tyngde).
$\bar{\gamma}$	(t/m <sup>3</sup> )	Effektiv rumvægt af jord.
$\gamma'$	(t/m <sup>3</sup> )	Rumvægt af vandmættet jord minus opdrift.
$\gamma_d$	(t/m <sup>3</sup> )	Rumvægt af tør jord.
$\gamma_s$	(t/m <sup>3</sup> )	Rumvægt af kornmaterialet.
$\gamma_w$	(t/m <sup>3</sup> )	Rumvægt af vand.
$\delta$	-	Vægfriktionsvinkel.
$\delta$	(m)	Lodret sætning eller vandret bevægelse.
$\varepsilon$	-	Specifik længdeændring.
$\eta$	-	Effektivitetsfaktor ved pæleramning.
$\eta$	(ts/m <sup>2</sup> )	Viscositetskoefficient.
$\mu$	-	Poissons tal.
$\mu$	-	Friktionskoefficient.
$\xi$	-	Relativ højde af trykspring i jordtryksdiagram.
$\varrho$	-	Relativ højde af drejningspunkt for væg.
$\sigma$	(t/m <sup>2</sup> )	Total normalspænding.
$\bar{\sigma}$	(t/m <sup>2</sup> )	Effektiv normalspænding.
$\tau$	(t/m <sup>2</sup> )	Forskydningspænding.
$\tau_f$	(t/m <sup>2</sup> )	Forskydningsstyrke.
$\varphi$	-	Friktionsvinkel.
$\bar{\varphi}$	-	Effektiv friktionsvinkel (ved effektive spændinger).
$\varphi_u$	-	Tilsyneladende friktionsvinkel (ved totale spændinger).

#### 4. FUNKTIONSKRAV

De bygværker, som omfattes af nærværende Normer, skal projekteres og udføres på en sådan måde, at de opfylder følgende krav:

a) De skal til enhver tid have den fornødne *sikkerhed mod brud*, såvel i jorden som i selve konstruktionen.

b) De må under normal brugsbelastning ikke få så store *deformationer*, at de bliver ubrugelige til deres formål eller tager væsentlig skade på deres udseende.

c) De skal udføres på en sådan måde, at de opfylder ovenstående to krav, ikke alene ved deres færdiggørelse, men også i en rimelig lang, forventet *levetid*. Der må således tages de fornødne hensyn til slid, tæring, korrosion, forrådnelse etc.

## 5. NORMAL FREMGANGSMÅDE

### 5.1 Jordbundsundersøgelser

Inden projekteringen må den ansvarlige tekniker skaffe sig de fornødne oplysninger om jordbunden under bygværket, således at vedkommende føler sig overbevist om funderingens forsvarlighed.

Foruden jordlagenes egenskaber har også grundvandsforholdene betydning for projektering og udførelse, og de må derfor ligeledes undersøges i fornødent omfang.

Jordbundsundersøgelseernes karakter og omfang må i hvert enkelt tilfælde afpasses efter bygværkets art, størrelse og betydning, samt efter jordbundens karakter og ensartethed. For visse grupper af sædvanlige bygværker er nogle retningslinier angivet i Vejledningen.

Under udgravningsarbejdet bør man kontrollere, om de trufne jordlags art og styrke svarer til de ved projekteringen gjorte antagelser.

De egenskaber hos jordarterne, der har betydning for bygværkets projektering og udførelse, bør normalt bestemmes ved de bedst mulige geotekniske standardforsøg.

Geotekniske forsøg kan udføres såvel i laboratoriet (på optagne prøver) som i marken (in situ). I mange tilfælde giver de sidstnævnte de pålideligste resultater.

Optagne jordprøver bør underkastes en geologisk bedømmelse og – for norges vedkommende – en bestemmelse af visse klassifikationsegenskaber, f. eks. rumvægt, vandindhold, plasticitetsgrænser, kornfordeling, etc.

Med et passende antal karakteristiske, uforstyrrede prøver bør der udføres konsoliderings- og styrkeforsøg. Sidstnævnte, der kan udføres i flere forskellige apparater og på flere forskellige måder, må være afpasset efter undersøgelsens aktuelle formål. Herved bestemmes jordprøvens deformations- og styrkeparametre under de givne omstændigheder.

I Vejledningen er omtalt de vigtigste af de forsøg, der for tiden anses for de mest velegnede til bestemmelse af jordarternes geotekniske egenskaber.

### 5.2 Beregningsforudsætninger

*Byggematerialerne* skal, for så vidt intet andet er foreskrevet i nærværende Normer (eller den tilhørende Vejledning), tilfredsstillende de krav og beregningsmæssigt behandles på den måde, som er angivet for de respektive materialer.

*Jordarternes* geotekniske egenskaber, specielt deres rumvægte, styrke- og deformationsparametre, bestemmes normalt ved forsøg. I visse tilfælde kan det dog være forsvarligt at nøjes med et skøn (se Vejledningen).

Findes der *vand* i jorden, skal vandtryk normalt beregnes separat, og til gengæld skal der for den helt vandmættede jord regnes med den for opdrift reducerede rumvægt. Der skal ligeledes tages hensyn til eventuelle kapillarspændinger og strømkræfter. For udrænet brud i ler kan beregningen dog simplificeres.

De vandspejl, for hvilke konstruktionen skal beregnes, må indføres i den farligste kombination, som er fysisk mulig.

Hvis der kan opstå revner i den øvre del af en lermasse, skal disse regnes vandfyldte, såfremt dette er farligst, og der ikke træffes særlige foranstaltninger til at undgå det.

### 5.3 Jordtryk

Jordtrykket på en konstruktion, der bevæger sig på en given måde i den nominelle brudtilstand, bestemmes ved hjælp af plasticitetsteorien. Jordtrykket skal principielt svare til den farligste, kinematisk og statisk mulige brudfigur i jorden.

I praksis, og specielt i tilfælde af lodret væg og vandret jordoverflade, kan man dog i reglen benytte sig af færdige formler og diagrammer (se Vejledningen).

For enheds-jordtrykket *vinkelret på væggen* gælder principielt en ligning af formen:

$$e = \bar{\gamma} d K \gamma + p K_p + c K_c$$

*d* er dybden under jordoverfladen (målt langs væggen) og  $\bar{\gamma}$  jordens effektive rumvægt. *p* er nyttelasten på jordoverfladen og *c* jordens kohæsion. De dimensionsløse faktorer *K* afhænger af jordens friktionsvinkel og væggens relative ruhed, samt af væggens bevægelsesmåde i brudstadiet.



Finder man i det nominelle brudstadium negative jordtryk  $e$  (trækspændinger), skal man se bort fra disse, såfremt de ville virke til gunst.

For enheds-jordtrykket *langs med væggen* gælder principielt udtrykket:

$$f = a + e \tan \delta$$

hvor adhæsionen  $a$  og vægfriktionsvinklen  $\delta$  dog kun antager maksimalværdierne, såfremt jorden glider i forhold til væggen.

Jordtrykspåvirkede konstruktioner kan i praksis regnes fuldstændig *ru*, medmindre overfladen er behandlet med asfalt eller lignende. Også vibrationer kan iøvrigt nedsætte friktionen mellem væg og jord, hvilket der i givet fald må tages hensyn til.

## 5.4 Direkte fundering

Den generelle formel for den lodrette komponent  $Q$  af et fundaments bæreevne lyder:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + \bar{q} N_{q} s_{q} d_{q} i_{q} + c N_{c} s_{c} d_{c} i_{c}$$

$A$  er arealet af den effektive fundamentsflade, der bestemmes således, at den er centralt påvirket af den nominelle belastningsresultant. Den effektive fundamentsflade omformes derefter til et skønnet ækvivalent rektangel med sidelængderne  $L$  (største) og  $B$  (mindste).

$\bar{\gamma}$  er jordens effektive rumvægt under funderingsniveau, og  $\bar{q}$  det effektive overlejringstryk i funderingsniveau. De dimensionsløse faktorer  $N$ ,  $s$ ,  $d$  og  $i$  kan bestemmes som angivet i Vejledningen.

For *sand* og *grus* regnes iøvrigt  $c = 0$ , således at man her får den simple formel:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + \bar{q} N_{q} s_{q} d_{q} i_{q}$$

For korttidbæreevnen af *ler* er  $\varphi = 0^{\circ}$ , hvilket giver:

$$\frac{Q^0}{A} = c_u N_c^0 s_c^0 d_c^0 i_c^0 + \bar{q}$$

Mellemjordarten *silt* bør, såfremt nøjagtigere beregninger ikke udføres, undersøges både som *ler* (udrænet) og *sand* (drænet) med forsigtigt ansatte styrkeparametre.

Såfremt der ønskes udnyttet en nominal bæreevne på mere end 100 t/m<sup>2</sup>, bør denne eftervises ved omhyggeligt udførte og forsigtigt fortolkede belastningsforsøg *in situ*.

Et fundaments *sætninger* bør principielt beregnes, medmindre man ud fra foreliggende erfaringer følger sig overbevist om, at sætningerne vil blive så små, at de er uden betydning for bygværket.

*Sandlag* vil normalt være så lidt sammentrykkelige, at deres bidrag til sætningerne kan negligeres, medmindre der er tale om løst lejret sand, rystelser eller meget store og stærkt belastede fundamenter. I givet fald bestemmes sandlags sætninger bedst ved belastningsforsøg *in situ*.

Også fast *moræneler* vil som oftest kun give uskadelige sætninger.

For mere *sammentrykkelige jordlags* vedkommende (*ler*, *silt*, *dynd*, *tørv* etc.) må sætningerne altid beregnes. Der skelnes mellem *initialsætninger*, der foregår uden vandudpresning og derfor hurtigt, og *konsolideringssætninger*, hvis tidsforløb bør undersøges. I visse jordarter (f. eks. *dynd* og *tørv*) kan endvidere de meget langvarige sekundære sætninger være af betydning.

Ved en sætningsberegning anvendes ikke partialkoefficienter. Som sætninggivende belastning for konsolideringssætningerne i *ler* betragtes den hvilende belastning plus den del af den bevægelige belastning, der i gennemsnit kan formodes at virke over længere tidsrum. For *sand* og for *initialsætningerne* i *ler* regnes derimod med den maksimale belastning.

## 5.5 Pælefundering

En enkeltpæls bæreevne  $Q$  kan bestemmes ved geostatisk beregning, prøveramning eller prøvebelastning. Undertiden kombineres disse metoder.

En pæls nominelle bæreevne må aldrig sættes til mere, end hvad der svarer til selve *pælematerialets* nominelle styrke. Der skal herved tages hensyn til en eventuel *søjlevirkning* for den del af pælen, som ikke er støttet af jord. I trækpæle af jernbeton skal armeringen alene kunne optage det nominelle pæletræk.

I den *geostatiske beregning* sammensættes en enkeltpæls bæreevne af spidsmodstanden og overflademodstandene i de forskellige lag:

$$Q = Q_p + \sum Q_m$$

For *sand* og *grus* plejer man at regne med formlerne:

$$Q_p = A_p \bar{q}_p N_q s_q d_q \quad Q_m = A_m \bar{q}_m N_m$$

For *ler* i korttidstilstanden har man:

$$Q_p^0 = A_p c_u N_c^0 s_c^0 d_c^0 \quad Q_m^0 = A_m c_u m s r$$

$A_p$  er pælespidsens areal og  $\bar{q}_p$  det effektive overlejringsstryk i pælespidsens niveau.  $A_m$  er pæleoverfladens areal i et vilkårligt jordlag og  $\bar{q}_m$  det effektive overlejringsstryk i midten af dette jordlag.

De dimensionsløse faktorer og koefficienter kan bestemmes som angivet i Vejledningen.

For trækpæle i sand og for trykpæle med spidsen i sand er de geostatistiske formler ikke tilstrækkelig nøjagtige til en endelig bestemmelse af bæreevnen. Denne må ske ved prøvebelastning, eventuelt (for trykpæle) ved prøveramning.

Ved en *prøveramning* måles pælehovedets nedsynkning  $S$  pr. slag for en given hammervægt  $W_r$  og en given faldhøjde  $H$ . Ved hjælp af en god rammeformel (se Vejledningen) kan man da beregne pælens dynamiske bæreevne.

Rammeformler må principielt kun anvendes på pæle, hvis spids står i grus, sand eller fast, magert moræneler.

Ved enhver større pælefundering bør den ved geostatisk beregning eller prøveramning bestemte bæreevne kontrolleres ved et passende antal *prøvebelastninger*, der såvidt muligt bør føres til brud i jorden.

Pæle i grus eller sand kan prøvebelastes ca. 1 uge efter ramningen. Pæle i ler eller silt bør vente mindst 3–4 uger og eventuelt prøvebelastes på flere forskellige tidspunkter, så man kan bestemme bæreevnens afhængighed af tiden.

Der bør så vidt muligt udføres både tryk- og trækforsøg, så spids- og overflademodstand kan bestemmes separat. Med hensyn til den nærmere fremgangsmåde henvises til Vejledningen.

Hvis der udføres prøvebelastninger med både tryk- og trækforsøg, kan man herudfra beregne de aktuelle værdier af konstanterne i de geostatistiske formler. Man kan ligeledes ud fra prøvebelastningerne kalibrere rammeformlen, så den giver bedst mulig overensstemmelse for de prøvebelastede pæle (se Vejledningen).

Pæle anvendes som oftest i *grupper*, men pælegruppens bæreevne kan ikke uden videre bestemmes ved en addition af de enkelte pælens bæreevne.

For pæle med spidserne i sand medfører gruppevirkningen en forøget bæreevne, der dog normalt ikke tages i regning. Det omvendte gælder derimod for pæle med spidserne i ler, hvor problemet derfor principielt bør undersøges.

Som oftest kan der dog påregnes fuld bæreevne, når blot centerafstanden mellem nabopæle er større end 5 gange pælens mindste tværmål. Cen-

terafstande på mindre end 2,5 gange pælens mindste tværmål bør sædvanligvis ikke anvendes.

Beregning af mindre pæleværkers *sætninger* vil i reglen ikke være nødvendig, medmindre der under pælespidserne findes relativt sammentrykkelige jordlag (ler, silt, dynd, tørv etc.).

*Negativ overflademodstand* på pæle er omtalt i afsnit 6.3.

## 5.6 Stabilitet

Stabilitetsanalyser udføres lettest efter den simple *ekstremmetode*, idet der som brudlinier i homogen jord anvendes logaritmiske spiraler med en stigningsvinkel svarende til jordens nominelle friktionsvinkel  $\varphi_n$ . Ved korttidsanalyser for vandmættet ler eller silt bliver brudlinierne cirkler. I lagdelt jord kan brudlinierne ofte sammensættes af spiraler som de nævnte med en fælles pol.

Såfremt de således sammensatte brudlinier bliver geometrisk umulige eller usandsynlige, eller hvis der skal undersøges brudlinier af andre former (f. eks. følgende særlig bløde lag), må man i stedet anvende den såkaldte *strimmelmetode*.

Stabilitetsproblemer betragtes normalt som plane, men det er dog tilladt at tage hensyn til en eventuel *rumlig virkning*, f. eks. som angivet i Vejledningen.

Den stabiliserende virkning af *pæle*, som gennemskærer brudfladen, kan ligeledes tages i betragtning ved anvendelse af egnede metoder (se Vejledningen).

## 5.7 Sikkerhedsfastlæggelse

Beregninger, der vedrører konstruktionens sikkerhed mod brud skal normalt foretages for det *nominelle brudstadium* under anvendelse af *partialkoefficienter* på belastninger, materialstyrker og styrkeparametre for jordarterne.

Princippet er det, at de aktuelle (foreskrevne) belastninger ændres til nominelle ved multiplikation med visse partialkoefficienter, medens byggematerialernes og jordarternes aktuelle (virkelige) styrker ændres til nominelle ved division med andre partialkoefficienter. Konstruktionen skal da (mindst) gives sådanne dimensioner, at der er ligevægt i det nominelle brudstadium.

Da en sådan beregning skal svare til forholdene i et (nominelt) brudstadium, bør beregningsmetoderne såvidt muligt være baseret på *plastic-*

testeorien. Meget ofte anvendes dog simplificerede, approksimative metoder, hvoraf de vigtigste er omtalt i Vejledningen.

Egenvægte (af konstruktionsdele og jordlegemer) vil i reglen være meget veldefinerede. Det samme gælder vandtryk (såfremt vandspejlets beliggenhed er kendt). Partialkoefficienten  $f_g$  på disse belastninger behøver derfor kun at afvige lidt fra 1, men kan til gengæld afvige til begge sider. Da det – i hvert fald i geoteknikken – ville føre til overordentlig store vanskeligheder at tage hensyn hertil, sætter man normalt  $f_g = 1$  for egenvægte og vandtryk.

For dog at have fornøden sikkerhed også for sådanne konstruktioner, hvor egenvægt og vandtryk er dominerende, medens nyttelast og materialeegenskaber er af underordnet betydning, indføres følgende *tillægsregel*: Konstruktionen skal ligeledes være stabil i et nominelt brudstadium, hvor drivende egenvægte og/eller vandtryk multipliceres med partialkoefficienten  $f_g = f_w = 1,2$ , medens alle andre partialkoefficienter sættes lig 1,0. Denne regel vil ikke blive dimensionsbestemmende for normale konstruktioner, hvor nyttelast og materialeegenskaber influerer væsentligt på stabiliteten.

For *bevægelige belastninger* må størrelsen af partialkoefficienten  $f_p$  afhænge af en række forhold, bl. a. den måde, hvorpå selve den aktuelle belastning er fastsat, samt størrelsen af de mulige overskridelser.

Det bemærkes, at et eventuelt stødtillæg til en bevægelig belastning skal inkluderes i  $p$ , da det ikke dækkes af  $f_p$ . En bevægelig belastning skal naturligvis altid anbringes i farligste stilling.

De aktuelle styrkeparametre for *jordarterne* gøres nominelle ved at dividere dem med partialkoefficienter  $f_c$  og  $f_\varphi$ :

$$c_n = \frac{c_a}{f_c} \quad \tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi_a}{f_\varphi}$$

Ved anvendelse af de i den følgende tabel angivne værdier af  $f_c$  og  $f_\varphi$  forudsættes det, at jordarternes styrkeparametre er bestemt som konservative middelværdier af geotekniske forsøgsresultater.

I tilfælde, hvor en formindskelse af jordens styrkeparametre ville virke til gunst for konstruktionen eller dele af denne, må man multiplicere med partialkoefficienterne  $f_c$  og  $f_\varphi$  i stedet for at dividere med dem (se dog særlige regler for negativ overflademodstand på pæle i Vejledningens afsnit 6.3).

Såfremt den aktuelle *overflademodstand* på pæle bestemmes på en måde, der ikke direkte involverer størrelserne  $c$  og  $\varphi$ , skal den divideres med en partialkoefficient  $f_a$ .

Såfremt pæles aktuelle bæreevne bestemmes ved hjælp af *belastningsforsøg* ( $Q_b$ ) eller en *rammeformel* ( $Q_d$ ), og jordbundsforholdene er nogenlunde ensartede, kan den nominelle bæreevne bestemmes af henholdsvis:

$$Q_n = \frac{Q_b}{f_b} \quad Q_n = \frac{Q_d}{f_d}$$

De aktuelle styrker af *byggematerialerne* gøres nominelle ved at dividere dem med partialkoefficienter  $f_m$ :

$$\sigma_n = \frac{\sigma_a}{f_m}$$

Der må her henvises til normerne for de enkelte materialer, for såvidt der i disse normer er indført partialkoefficienter. Indtil da kan anvendes de i følgende tabel angivne værdier.

Det bemærkes, at partialkoefficienterne kan have forskellige værdier for *normale belastningskombinationer* (hvilende + bevægelig belastning eller hvilende belastning + vind) og for *ekstraordinære belastningskombinationer* (f. eks. hvilende + bevægelig belastning + vind). I den følgende tabel er desuden angivet et tredje sæt talværdier gældende for *provisoriske konstruktioner*.

Der bør i almindelighed regnes med de i nedenstående tabel angivne talværdier for partialkoefficienterne.

Symbol	Partialkoefficient på:	Normal	Ekstraordinær	Provisorisk
$f_g$	Egenvægt, vandtryk, vædskebel.	1,0	1,0	1,0
$f_p$	Massegoods i siloer	1,3	1,3	1,15
	Slidlag, lette skillevægge etc.	1,3	1,3	1,15
	Andre bevægelige belastninger	1,5	1,5	1,25
$f_v$	Vindbelastning	1,5	1,0	1,25
$f_\varphi$	Friktion (stab. og jordtr.)	1,2	1,1	1,1
	Friktion (fund. og pæle)	1,25	1,15	1,15
$f_c$	Kohæsion (stab. og jordtr.)	1,5	1,4	1,4
	Kohæsion (fund.)	1,75	1,6	1,6
	Kohæsion (pæle)	2,0	1,8	1,8
$f_a$	Overflademodstand på pæle	2,0	1,8	1,8
$f_b$	Prøvebelastning (prøvepælene)	1,4	1,25	1,25
	Prøvebelastning (andre pæle)	1,6	1,45	1,45
$f_d$	Danske rammeformel (friktionsjord)	2,0	1,8	1,8
$f_m$	Flydegrænse for stål (skærpet kontrol)	1,35	1,2	1,2
	Flydegrænse for stål (sædvanlig kontrol)	1,5	1,35	1,35
	Trykstyrke for beton (skærpet kontrol)	2,7	2,4	2,4
	Trykstyrke for beton (sædvanlig kontrol)	3,0	2,7	2,7

## 5.8 Deformationsbetragtninger

Beregninger, der vedrører konstruktionens deformationer i *brugstilstanden* (f. eks. sætninger), må baseres på de virkelige belastninger og deformationsegenskaber. Ved beregningen af spændingerne vil man normalt anvende elasticitetsteorien eller simple approksimationer baseret på denne. Derimod må man ved den påfølgende beregning af jordens deformationer tage fornødent hensyn til jordarternes særlige forhold (krum arbejdslinie, tidsafhængighed etc.).

Hvor store sætninger (specielt differenssætninger) et bygværk kan tåle, afhænger overordentlig meget af bygværkets art og konstruktion (stivhed, materialer etc.).

## 5.9 Langtidsproblemer

Hvis der under eller ved et bygværk findes lag af relativt *sammentrykkelige jordarter* (ler, silt, dynd, tørv etc), vil disse i tidens løb konsolideres (komprimeres eller ekspandere) under den ændrede belastning. Herved ændres deres vandindhold og dermed også deres styrke- og deformationsegenskaber.

Derfor vil det i sådanne tilfælde være nødvendigt at undersøge ikke alene bygværkets *korttidsstabilitet* (ved et udrænnet brud umiddelbart efter opførelse og belastning), men også dets *langtidsstabilitet* (ved et drænnet brud efter konsolidering). I nogle tilfælde kan iøvrigt et tidsmæssigt mellemstadium være det farligste. Endelig kan der også forekomme et udrænnet brud ved en hurtig belastningsforøgelse efter konsolidering.

I *sand og grus* kan en korttidsstilstand kun blive aktuel under ekstreme forhold. I disse jordarter er det derfor normalt tilstrækkeligt at betragte langtidsstilstanden.

## 6. SÆRLIGE REGLER

### 6.1 Udgravning ved fundamenter

Midlertidige udgravninger i nærheden af *eksisterende fundamenter* skal foretages på en sådan måde, at fundamenterne stadig har fornøden bæreevne og ikke får skadevoldende ekstrasætninger. Bæreevnen kan dog i dette stadium beregnes med anvendelse af de for provisoriske tilfælde gældende partialkoefficienter. For ler er det ved kortvarige udgravningsarbejder kun nødvendigt at betragte korttidsstilstanden, og lerets udrånedes forskydningsstyrke kan eventuelt fastsættes under hensyn til den allerede skete konsolidering.

I Vejledningen er angivet nærmere regler, bl. a. for visse tilfælde, hvor man uden nærmere geotekniske undersøgelser kan tillade sig midlertidigt at grave ud til et bestemt profil.

### 6.2 Dynamiske påvirkninger

Såfremt konstruktionen eller jorden kan blive udsat for dynamiske påvirkninger, må der for det første indføres en passende stødkoefficient på den pågældende belastning.

Desuden må det undersøges, om der kan opstå resonans med den pågældende eller andre konstruktioner.

Endelig skal opmærksomheden henledes på, at der i friktionsjord (navnlig løstlejret sand og vandmættet silt) under ugunstige forhold kan forventes en væsentlig reduktion af den effektive friktionsvinkel og/eller en stærk forøgelse af sætningerne.

### 6.3 Negativ overflademodstand på pæle

Negativ overflademodstand optræder, såfremt et eller flere sammentrykkelige jordlag, som pælen gennemtrænger, udsættes for konsolidering. Årsagen vil i reglen være, at der udlægges et *fyldlag* på jorden mellem pælene, eller at der sker en *grundvandsænkning*.

Hvis bygværket kan tåle, at pælene får de sætninger, som svarer til konsolidering af de pågældende lag, og hvis pælematerialet ikke overbelastes, behøver man ikke at regne med negativ overflademodstand.

I reglen kan så store sætninger dog ikke tillades, og man må da principielt dimensionere pælene for negativ overflademodstand i de konsoliderende – og alle ovenover liggende – jordlag. Den effektive vægt (pr. pæl), som svarer til opfyldningen eller grundvandsænkningen, vil dog altid være en øvre grænse for størrelsen af den negative overflademodstand.

Bestemmelsen af den faktisk optrædende negative overflademodstand er et kompliceret deformationsproblem, som endnu ikke er løst. Indtil videre kan man regne som angivet i Vejledningen.

For *skråpæle* bør det principielt undersøges, om de af konsolideringen forårsagede tværkræfter på pælene kan optages.

### 6.4 Fundamenter for skorstene, tårne og master

Sådanne konstruktioner, for hvis stabilitet vindtrykket er afgørende, skal først beregnes med normale partialkoefficienter, men de skal desuden være stabile i følgende ekstraordinære belastningstilfælde:

Der regnes med minimal egenvægt (for skorstenene eksempelvis uden kærnen) og med partialkoefficient  $f_v = 2$  på vindtrykket. Til gengæld kan man sætte jordens partialkoefficienter  $f_q = f_c = 1$ .

## 6.5 Små konstruktioner på god byggegrund

For – om det ønskes – at lette projekteringen af små, sædvanlige konstruktioner på god byggegrund er det her tilladt at anvende simple undersøgelses- og beregningsmetoder. Sådanne metoder, der nogenlunde svarer til hidtidig praksis, er beskrevet i Vejledningen.