



DS/EN 1997-1 FU:2014

1.UDGAVE 2014

Forkortet udgave af DS/EN 1997-1 – Geoteknik

EUROCODESEUROCODESEUROCODESC
CODESEUROCODESEUROCODESEURO

Forkortet udgave af DS/EN 1997-1 – Geoteknik

DS/EN 1997-1 FU:2014

Forkortet udgave af DS/EN 1997-1 – Geoteknik

© DANSK STANDARD 2014

Projektnummer M243327

Redaktør: Mikkel Hvass

Grafisk tilrettelæggelse: Dansk Standard

Omslag: Dansk Standard

Tryk: Dansk Standard

Udgivet 2014

1. udgave, 1. oplag

ISBN: 978-87-7310-578-8 (trykt udgave)

ISBN: 978-87-7310-579-5 (elektronisk udgave)

Forsidefotos: Foto af jordskredet i Borris er venligst stillet til rådighed af Aarsleff, Det Skæve Tårn i Pisa er fra Colourbox.

Udgivet af Fonden Dansk Standard

Kollegievej 6

2920 Charlottenlund

Telefon: 39 96 61 01

Telefax: 39 96 61 02

ds@ds.dk

www.ds.dk

Dette er en POD-publikation

Trykt i Danmark

Forord

Denne DS/EN 1997-1 FU er udarbejdet af Dansk Standard og er en forkortet udgave af den komplette DS/EN 1997-1, Eurocode 7: Geoteknik, som i det følgende er benævnt Eurocode 7.

Den komplette Eurocode 7-serie består af i alt 2 dele.

Den danske udgave af Eurocode 7 består derudover af et nationalt titelblad og et nationalt forord. I tillæg hertil har Energistyrelsen udgivet et dansk nationalt anneks, som fastsætter betingelserne for implementeringen og indeholder de nationale valg, der er gældende i Danmark. Disse valg er i det følgende angivet med orange skrift.

På www.eurocodes.dk kan man se en oversigt over eurocodesystemet. Tjek altid denne side for at se, om der er kommet senere tillæg til eller revisioner af nationale annekser og eurocodes, som ikke er indarbejdet i denne udgave af 1997-1 FU.

Den foreliggende DS/EN 1997-1 FU indeholder sådanne dele af Eurocode 7, som gør det muligt at beregne de fleste konstruktioner alene på grundlag af den. En konstruktion, der opfylder kravene i DS/EN 1997-1 FU, vil også opfylde de tilsvarende krav i Eurocode 7. Eventuelle rettelser til denne FU vil også fremgå af www.eurocodes.dk.

Følgende dele af Eurocode 7 er omfattet af denne DS/EN 1997-1 FU:

- DS/EN 1997-1:2007, *Eurocode 7: Geoteknik – Del 1: Generelle regler*
- DS/EN 1997-1/AC:2010, *Eurocode 7: Geoteknik – Del 1: Generelle regler*
- DS/EN 1997-1/A1:2014, *Eurocode 7: Geoteknik – Del 1: Generelle regler*

Samt følgende nationale annekser:

- DS/EN 1997-1 DK NA:2013, *Nationalt Anneks til Eurocode 7: Geoteknik – Del 1: Generelle regler*

DS/EN 1997-1 FU følger generelt kapitel-, punkt- og afsnitsinddelingen i de ovenfor nævnte komplette udgaver. Hvor tekst fra den komplette udgave af Eurocode 7 er udeladt i den forkortede udgave, vil der derfor være huller i afsnits- og punktnummereringen. Der kan også være fjernet dele af enkelte sætninger.

Kun hvor sproglige og redaktionelle hensyn gør det nødvendigt, afviger formuleringerne fra de tilsvarende formuleringer i de komplette eurocodes.

Det nationale anneks samt tillæg hertil (indtil udgivelsestidspunktet) samt supplerende kommentarer er indarbejdet i DS/EN 1997-1 FU. Tekst fra det nationale anneks står med orange skrift, og farven er også brugt for at indikere, at en værdi er bekræftet i det nationale anneks.

DS/EN 1997-1 FU er forsynet med kommentarer. Disse kan indeholde:

- forklaringer til og baggrund for teksten i den komplette eurocode
- krydshenvisninger til andre sider i denne FU

- henvisninger til andre eurocodes, standarder eller publikationer, hvor et problem er behandlet mere detaljeret.
- supplerende vejledning, fx sammenskrivning af tekst fra eurocode eller nationalt anneks.

Kommentarerne har ingen normmæssig status.

Kommentarerne er skrevet med blå som denne tekst.

Indholdet af denne FU er udvalgt og kommenteret af:

Per Bjerregaard Hansen, GEO

Carsten Steen Sørensen, COWI

Ole Møller, Aarsleff

Indholdsfortegnelse

Forord	3
1 Generelt	9
1.1 Emne (Anvendelsesområde)	9
1.3 Forudsætninger	10
1.4 Forskel mellem normtekst og vejledningstekst	10
1.5 Definitioner	11
2 Geoteknisk projekteringsgrundlag	13
2.1 Projekteringskrav	13
K.3 Geotekniske kategorier	14
2.2 Projekteringstilfælde	16
2.3 Holdbarhed	17
2.4 Geoteknisk dimensionering ved beregning	18
A.1 Partialkoefficienter og korrelationsfaktorer	24
A.2 Partialkoefficienter til eftervisning af ligevægtsgrænsetilstande (EQU)	26
A.3 Partialkoefficienter til eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande	28
A.4 Partialkoefficienter til eftervisning af grænsetilstand for løftning (UPL)	33
A.5 Partialkoefficienter til eftervisning af grænsetilstand for hydraulisk hævnning (HYD)	37
A.6 Partialkoefficienter, korrelationsfaktorer og modelfaktorer til eftervisning af anvendelsesgrænsetilstande og ulykkesgrænsetilstande	37
Tillæg til Anneks H – informativt	38
2.5 Dimensionering ud fra erfaringsregler	39
2.6 Belastningsforsøg og modelforsøg	39
2.7 Observationsmetode	39
2.8 Den geotekniske projekteringsrapport	40
3 Geotekniske data	43
3.1 Generelt	43
3.2 Geotekniske undersøgelser	43
K.2 Projektundersøgelser	43
K.1 Generelt	44
3.3 Fastsættelse af geotekniske parametre	44
K.1 Generelt	44
K.4 Geotekniske parametre	44
3.4 Den geotekniske undersøgelsesrapport	45
6 Direkte fundering	47
6.1 Generelt	47
6.2 Grænsetilstande	47
6.3 Laster og projekteringstilfælde	47
6.4 Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn	47
6.5 Beregning af brudgrænsetilstand	49
D.2 Analytisk metode	49
D.1 Generelt	52

6.6	Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	54
6.7	Fundamenter på fjeld; andre dimensioneringshensyn	57
6.8	Beregning af fundamentskonstruktion	57
6.9	Forberedelse af råjorden	58
7	Pælefundering	59
7.1	Generelt	59
7.2	Grænsetilstande	59
7.3	Laster og projekteringstilfælde	59
7.4	Dimensioneringsmetoder og dimensioneringshensyn	61
7.5	Pælebelastningsforsøg	63
7.6	Aksialbelastede pæle	65
	Anneks L – informativt, Pælefundering – Analytisk metode	
	til bæreevnebestemmelse	70
7.7	Tværbelastede pæle	77
7.8	Beregning af pælekonstruktion	78
7.9	Tilsyn med udførelsen	79
8	Forankringer	81
9	Støttekonstruktioner	83
9.1	Generelt	83
9.2	Grænsetilstande	83
9.3	Laster, geometriske data og projekteringstilfælde	84
9.4	Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn	87
9.5	Bestemmelse af jordtryk	89
9.6	Vandtryk	91
9.7	Beregning af brudgrænsetilstand	91
9.8	Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	93
10	Hydraulisk brud	95
10.1	Generelt	95
10.2	Brud ved løftning	96
10.3	Brud ved hævnning	97
10.4	Indre erosion	97
10.5	Brud ved piping	98
11	Totalstabilitet	99
11.1	Generelt	99
11.2	Grænsetilstande	99
11.3	Laster og projekteringstilfælde	99
11.4	Dimensionerings- og udførelsesmæssige hensyn	100
11.5	Beregning af brudgrænsetilstand	101
11.6	Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	103
11.7	Overvågning	104

12	Dæmninger.....	105
12.1	Generelt	105
12.2	Grænsetilstande.....	105
12.3	Laster og projekteringstilfælde.....	105
12.4	Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn.....	106
12.5	Projektering i brudgrænsetilstand.....	107
12.6	Projektering i anvendelsesgrænsetilstand	108
12.7	Tilsyn og overvågning	108

1 Generelt

1.1 Emne (*Anvendelsesområde*)

1.1.1 *Emne (*Anvendelsesområde*) for EN 1997*

(1) EN 1997 skal anvendes sammen med EN 1990:2002, der fastsætter principper og krav for sikkerhed og anvendelighed, beskriver grundlaget for projektering og for eftervisning samt giver retningslinjer for beslægtede aspekter inden for konstruktioners pålidelighed.

(2) EN 1997 gælder for geotekniske områder af bygge- og anlægsarbejder. Den er inddelt i forskellige separate dele (se 1.1.2 og 1.1.3).

(3) EN 1997 omhandler krav til konstruktioners styrke, stabilitet, anvendelighed og holdbarhed. Andre krav, fx vedr. varme- eller lydisolering, er ikke taget i betragtning.

(4) Numeriske værdier af laster på bygge- og anlægsarbejder, der skal medtages i dimensioneringen, er angivet i EN 1991, der gælder for forskellige konstruktionstyper. Laster hidrørende fra jord, som fx jordtryk, skal beregnes i henhold til reglerne EN 1997.

(5) Andre europæiske standarder gælder for udførelse af konstruktioner. De er angivet i de relevante kapitler.

(6) EN 1997 dækker udførelse i den udstrækning, det er nødvendigt for at opfylde forudsætningerne for dimensioneringsreglerne.

(7) EN 1997 dækker ikke specielle krav i forbindelse med seismisk dimensionering. I EN 1998 angives supplerende regler for geoteknisk dimensionering, der supplerer eller tilpasser reglerne i denne standard.

1.1.2 *Emne (*Anvendelsesområde*) for EN 1997-1*

(1) EN 1997-1 angiver det almindelige grundlag for geotekniske aspekter af projektering af bygge- og anlægsarbejder.

Eksempler på normens anvendelsesområde er: Ankerkonstruktioner, bropiller, byggegruber, dæmninger, fangedæmninger, fundamenter, gennemløb, gulve og belægninger på jord, jordbygværker, kældervægge, kajindfatninger, ledninger i jord, pæleværker, sluser, støttemure, sænkebrønde, sænkekasser, tunneler, tørdokke og udgravninger.

1.1.3 *Øvrige dele af EN 1997*

(1) EN 1997-1 er suppleret af EN 1997-2, der angiver krav til udførelse og udledning af felt- og laborieforsøg.

1.3 Forudsætninger

(1) Der henvises til 1.3 i EN 1990:2002.

(2) Bestemmelserne i denne standard er baseret på følgende antagelser:

- de nødvendige data for projekteringen indsamles, noteres og fortolkes af velkvalificerede medarbejdere
- konstruktioner projekteres af velkvalificerede og erfarne medarbejdere
- der er tilstrækkelig kontinuitet og kommunikation mellem medarbejderne, der er beskæftiget med hhv. indsamling af data, beregning og udførelse
- der er tilstrækkeligt tilsyn og kvalitetskontrol i fabrikker, anlæg og på byggepladsen
- udførelsen er i overensstemmelse med de relevante standarder og specifikationer og varetages af kvalificerede og erfarne medarbejdere
- byggematerialer og produkter anvendes som angivet i denne standard eller i de relevante materiale- eller produktspecifikationer
- konstruktionen vedligeholdes i tilstrækkeligt omfang for at sikre sikkerhed og anvendelighed i den beregnede levetid
- konstruktionen skal bruges i overensstemmelse med projekteringsforudsætningerne.

(3) Såvel den projekterende som bygherren skal tage hensyn til disse antagelser. For at undgå usikkerhed skal overholdelse heraf dokumenteres, fx i den geotekniske projekteringsrapport.

1.4 Forskel mellem normtekst og vejledningstekst

(1) Der skelnes i EN 1997-1 mellem normtekst og vejledningstekst afhængigt af karakteren af de forskellige bestemmelser.

(2) Normtekst omfatter:

- generelle krav og definitioner, hvortil der ikke findes alternativer
- krav og beregningsmodeller, hvortil der ikke tillades alternativer, medmindre det specielt er angivet

(3) Normtekst er markeret med P efter et afsnitsnummer.

(4) Anvendelsesreglerne er eksempler på almindeligt anerkendte regler, der er i overensstemmelse med principperne og opfylder deres krav.

(5) Det er tilladeligt at anvende alternative dimensioneringsregler til de anvendelsesregler, der er angivet i denne eurocode, hvis det eftervises, at de alternative regler er i overensstemmelse med den relevante normtekst og giver mindst samme sikkerhed, anvendelighed og holdbarhed, som ville kunne forventes ved brug af eurocodes.

NOTE – Hvis der for en vejledningstekst anvendes en alternativ metode, kan en resulterende beregning ikke hævdes at være fuldt i overensstemmelse med EN 1997-1, selv om beregningen vil være i overensstemmelse med principperne for EN 1997-1.

(6) I EN 1997-1 er vejledningsteksten markeret med et afsnitsnummer i parentes som vist i denne paragraf.

1.5 Definitioner

1.5.1 *Definitioner, der er fælles for alle eurocodes*

(1) Definitioner, der er fælles for alle eurocodes, er defineret i EN 1990:2002, 1.5.

1.5.2 *Specielle definitioner anvendt i EN 1997-1*

1.5.2.1

geoteknisk last

Last overført til konstruktionen fra jord, opfyldning, stillestående vand eller grundvand.

NOTE – Definition fra EN 1990:2002.

1.5.2.2

sammenlignelig erfaring

Dokumenteret eller klart eftervist information vedrørende den betragtede lagfølge ved dimensioneringen, der omhandler samme type jordbundsforhold, for hvilke lignende geoteknisk opførsel forventes, og som omhandler lignende konstruktioner. Oplysninger fra lokalområdet er i særdeleshed relevante.

1.5.2.3

jordbund

Jord, fjeld og fyld, der findes på pladsen forud for udførelsen af konstruktionsarbejdet.

1.5.2.4

konstruktion

Organiseret kombination af forbundne bygningsdele, inklusive placering af fyld under udførelsen af konstruktionsarbejdet, der dimensioneres til at bære laster og tilvejebringe en tilstrækkelig stivhed.

NOTE – Definition fra EN 1990:2002.

1.5.2.5

udledt værdi

Værdi af en geoteknisk parameter, der er opnået teoretisk eller ved korrelation eller empiri af forsøgsresultater.

1.5.2.6

stivhed

Et materiales modstand mod deformation.

1.5.2.7

modstand

Egenskab af en komponent eller et tværsnit af en komponent i en konstruktion til at modstå påvirkninger uden at udvise mekanisk brud, fx jords modstandsevne, bøjningsmodstand, foldningsmodstand, trækmodstand.

NOTE – Definition fra EN 1990:2002.

2 Geoteknisk projekteringsgrundlag

2.1 Projekteringskrav

(1)P For hvert geoteknisk projekteringsstilfælde skal det eftervises, at relevante grænsetilstande, som defineret i EN 1990:2002, ikke er overskredet.

(2) Følgende faktorer skal tages i betragtning ved definition af geotekniske projekteringsstilfælde og grænsetilstande:

- byggepladsforhold med hensyn til generel stabilitet og bevægelse af jorden
- art og størrelse af konstruktionen og dens elementer, inklusive eventuelle specialkrav som fx regningsmæssig levetid
- betingelser med hensyn til omgivelserne (nabokonstruktioner, trafik, installationer, vegetation, farlige kemikalier)
- jordbundsforhold
- grundvandsforhold
- regional seismisk aktivitet
- miljøforhold (hydrologi, overfladevand, indsynkning, sæsonbestemt variation af temperatur og fugt).

(3) Grænsetilstande kan opstå i jorden eller i konstruktionen eller ved kombineret brud i konstruktionen og jorden.

(4) Grænsetilstande skal eftervises på én eller en kombination af følgende måder:

- beregning som beskrevet i 2.4
- erfaringsregler som beskrevet i 2.5
- modelforsøg og belastningsforsøg som beskrevet i 2.6
- en observationsmetode som beskrevet i 2.7.

(5) I praksis vil erfaringen ofte vise, hvilken type grænsetilstand der vil være den fremherskende i projekteringen, og udelukkelse af andre grænsetilstande kan eftervises ved kontrolundersøgelse.

(6) Bygninger skal normalt beskyttes mod indtrængning af grundvand, fugt eller gas.

(7) Når det er muligt, skal beregningsresultaterne sammenholdes med sammenlignelig erfaring.

(8)P For at fastlægge minimumkrav vedrørende omfanget og kvaliteten af geotekniske undersøgelser, beregninger og udførelseskontrol skal kompleksiteten af den geotekniske projektering fastlægges sammen med de forbundne risici. Der skal især skelnes imellem:

- lette og simple konstruktioner og mindre jordarbejder, for hvilke det er muligt med ubetydelig risiko at sikre overholdelse af minimumskrav på basis af erfaring og kvalitative geotekniske undersøgelser

– andre geotekniske konstruktioner.

(9) For konstruktioner og jordbygværker med lille geoteknisk kompleksitet og risiko, som defineret ovenfor, kan forenklede dimensioneringsprocedurer anvendes.

(10) Til fastsættelse af geotekniske dimensioneringskrav kan tre geotekniske kategorier 1, 2, og 3 introduceres.

(11) En foreløbig klassifikation af konstruktioner i geoteknisk kategori bør normalt foretages forud for geotekniske undersøgelser. Denne kategori bør kontrolleres og kan om nødvendigt ændres på ethvert stadium i dimensionerings- og udførelsesprocessen.

(12) De højere kategorier kan anvendes for at opnå mere økonomisk dimensionering eller i tilfælde, hvor den projekterende anser dem for at være relevante.

(13) De forskellige dimensioneringsaspekter i et projekt kan kræve behandling i forskellige geotekniske kategorier. Det er ikke nødvendigt at behandle hele projektet i den højeste af disse kategorier.

(14) Geoteknisk kategori 1 bør kun omfatte små og relativt simple konstruktioner:

- for hvilke det er muligt at sikre, at de grundlæggende krav overholdes ud fra erfaring og kvalitative geotekniske undersøgelser
- med ubetydelig risiko.

K.3 Geotekniske kategorier

(1) Konstruktioner i geoteknisk kategori 1 må ikke indebære risiko for beskadigelse af nabobygninger, kloak- og forsyningsledninger, offentlige trafikarealer etc.

(2) Direkte funderede konstruktioner, opfyldninger og gulve kan kun behandles i geoteknisk kategori 1, hvis funderingen sker på faste senglaciale eller ældre aflejringer, der ikke falder ind under de i afsnit K.1 nævnte undtagelser.

(3) Følgende er eksempler på konstruktioner eller konstruktionsdele, der kan behandles i geoteknisk kategori 1:

- Let byggeri med maksimal regningsmæssig fundamentslast 250 kN på enkeltfundamenter og 100 kN pr. m stribefundament, hvortil der ikke stilles særlige krav vedrørende sætningsforholdene
- 0,30 m og 0,40 m tykke jordtrykspåvirkede, in situ-støbte betonkældervægge i feltstørrelse på indtil henholdsvis 10 m² og 15 m², hvis væggene kun er understøttet på tværvægge og kældergulv, og henholdsvis 15 m² og 20 m², hvis væggene tillige er fastholdt foroven fx ved dæk. Væggene må ikke indeholde vindues- og dørhuller
- Støttemure og byggegrubeindfatninger med maksimalt 2 m terrænforskel.
- Opfyldninger med maksimal påfyldningshøjde 3 m
- Ledninger og dræn med lægningsforhold, der tillader standardudførelse efter de respektive normer
- Opfyldninger på maksimalt 0,6 m af komprimeret sandfyld under gulve

- Terrændæk og belægninger med udformning og dimensioner fastlagt efter gængse erfaringsregler uden nærmere beregningsmæssige undersøgelser
- Afgravninger med anlæg større end 1,5 og med maksimal terrænforskel på 4 m.

(17) Geoteknisk kategori 2 bør omfatte sædvanlige konstruktionstyper og funderinger uden usædvanlige eller særligt vanskelige belastnings- eller jordbundsforhold.

(18) Projektering af konstruktioner i geoteknisk kategori 2 indeholder normalt kvantitative geotekniske data og beregning for at sikre, at de grundlæggende krav overholdes.

K.3 Geotekniske kategorier

(4) Den regningsmæssige fundamentslast i geoteknisk kategori 2 må ikke overstige 5 000 kN på enkeltfundamenter eller 1 000 kN pr. m stribefundament. For direkte funderede konstruktioner må det regningsmæssige fundamenttryk på det effektive areal ikke overstige 1 000 kN/m² i geoteknisk kategori 2.

(5) Hvor et projekt eksempelvis ved udgravning, pæleramning eller grundvandssænkning indebærer risiko for beskadigelse af nabobygninger, kloak- og forsyningsledninger, offentlige trafikarealer eller lignende, skal de geotekniske undersøgelser og beregninger vedrørende nabokonstruktionernes forhold mindst svare til geoteknisk kategori 2, men skal i øvrigt afpasses efter disse konstruktioners art, størrelse og fundering.

(19) Rutinemæssige fremgangsmåder for mark- og laboratorieforsøg samt for dimensionering og udførelse kan anvendes for konstruktioner i geoteknisk kategori 2.

NOTE – Følgende er eksempler på konventionelle konstruktioner eller konstruktionsdele, der kan behandles i geoteknisk kategori 2:

- enkeltfundamenter
- pladefundamenter
- pælefundamenter
- støttemure og andre støttekonstruktioner for jord eller vand
- udgravninger
- bropiller og vederlag
- dæmninger og jordbygværker
- jordankre og andre forankringssystemer
- tunneler i hård, urevnet fjeld for hvilke der ikke gælder særlige krav til vandtæthed eller andre krav.

(20) Geoteknisk kategori 3 bør omfatte konstruktioner eller konstruktionsdele, der falder uden for geoteknisk kategori 1 og 2.

(21) Geoteknisk kategori 3 bør normalt omfatte bestemmelser og regler, der er alternative til reglerne i denne standard.

NOTE – Geoteknisk kategori 3 inkluderer følgende eksempler:

- særligt store eller usædvanlige konstruktioner

- konstruktioner med usædvanligt stor risiko eller usædvanlige eller særligt vanskelige jordbunds- eller belastningsforhold
- konstruktioner i områder med høj seismisk aktivitet
- konstruktioner i områder, hvor der er risiko for stabilitetsbrud eller vedvarende jordbevægelser, der kræver særlig undersøgelse eller særlige foranstaltninger.

K.3 Geotekniske kategorier

(6) Hvis der uden forudgående varsel kan ske varige beskadigelser af konstruktioner eller bærende jordlag ved manglende eller svigtende grundvandssænkings- eller drænanlæg, skal konstruktionen behandles i geoteknisk kategori 3.

(7) Fundering på skrivekridt indeholdende kaviteter og på fed ler af tertiær oprindelse skal undersøges og behandles i geoteknisk kategori 3.

(8) I aflejringer, hvor permeabiliteten vokser med dybden, skal udgravninger, der går væsentligt under grundvandsspejlet, behandles i geoteknisk kategori 3.

2.2 Projekteringstilfælde

(1) P Både kort- og langtidstilstanden skal undersøges.

(2) Ved geoteknisk dimensionering skal de detaljerede angivelser af projekteringstilfælde omfatte nedenstående, når det er relevant:

- laster, deres kombinationer og lasttilfælde
- den generelle egnethed af grunden, hvor konstruktionen skal bygges, i forhold til totalstabilitet og jordbevægelser
- fordeling og klassifikation af de forskellige zoner af jord, fjeld og konstruktionselementer, der er medtaget i beregningsmodellen
- udgravningsniveauer
- mineanlæg, huler eller andre underjordiske konstruktioner
- i tilfælde af konstruktioner, der hviler på eller tæt ved fjeld:
 - indlejrede bløde og hårde lag
 - forkastninger, spalter og sprækker
 - mulighed for manglende stabilitet af klippeblokke
 - opløsningshulrum som fx jordfaldshuller eller revner fyldt med blødt materiale samt fortsatte opløsningsprocesser
- arten af miljøet, som er forudsat ved dimensioneringen, inklusive følgende:
 - virkninger af bortskylning, erosion og udgravning, der medfører ændringer i jordoverfladens geometri
 - virkninger af kemisk korrosion
 - virkninger af forvitring

- virkninger af frost
- virkninger af langvarig tørke
- variationer i grundvandsniveau, inklusive virkningen af afvanding, mulighed for oversvømmelse, svigt af dræningssystemer, vandindvinding
- gasser, der stiger op fra jorden
- andre virkninger af tid og miljø på styrken og andre materialeegenskaber, fx virkningen af huller på grund af dyrs aktiviteter
- jordskælv
- nedsynkning på grund af minedrift eller andre aktiviteter
- konstruktionens følsomhed over for deformationer
- virkningen af den nye konstruktion på eksisterende konstruktioner, installationer og lokale miljø.

2.3 Holdbarhed

(1) Ved geoteknisk projektering skal indflydelsen fra det omgivende miljø vurderes i relation til holdbarhed og muligheder for at tilvejebringe nødvendige beskyttelsesforanstaltninger.

(2) Ved dimensionering for holdbarhed af materialer anvendt i jord bør følgende tages i betragtning:

a) for beton:

- aggressive stoffer i grundvand, jord eller fyldmaterialer, fx syreindhold eller sulfatsalte

b) for stål:

- kemisk angreb, hvor fundamentelementerne er nedgravet i jord, der har tilstrækkelig permeabilitet til, at grundvand og ilt kan strømme igennem
- korrosion på den overflade af spunsvægge, der er påvirket af frit vand, især i middelvand-spejlszonen
- korrosionsangreb med grubetæring på stål, der er indstøbt i revnet eller porøs beton, især for valset stål, hvor valsehud virker som katode og dermed fremmer elektrolytisk påvirkning, og hvor valsehudsfri overflade virker som anode

c) for træ:

- svampe og aerobe bakterier sammen med ilt

d) for syntetiske stoffer:

- ældningseffekter på grund af ultraviolet påvirkning eller ozonnedbrydning eller kombineret virkning af temperatur og spænding samt sekundære virkninger hidrørende fra kemisk nedbrydning.

(3) Der bør refereres til holdbarhedsbestemmelserne i de øvrige eurocodes.

2.4 Geoteknisk dimensionering ved beregning

2.4.1 Generelt

(1)P Dimensionering ved beregning skal ske i overensstemmelse med de grundlæggende krav i EN 1990:2002 og de særlige regler i denne standard. Dimensionering ved beregning omfatter:

- påvirkninger, enten last eller påtvungne flytninger, fx fra jordbevægelser
- egenskaber af jord, fjeld eller andre materialer
- geometriske data
- grænseværdier for deformationer, revnevidder, vibrationer osv.
- beregningsmodeller.

(2) Der skal tages i betragtning, at viden om jordbundsforhold afhænger af omfanget og kvaliteten af de geotekniske forundersøgelser. En sådan viden samt kontrol af håndværksmæssig udførelse er vigtigere faktorer ved opfyldelse af de grundlæggende krav end nøjagtigheden af beregningsmodellen og partialkoefficienterne.

(3)P Beregningsmodellen skal beskrive jordens opførsel i den betragtede grænsetilstand.

(4)P Når der ikke foreligger en pålidelig beregningsmodel for en bestemt grænsetilstand, skal der foretages beregninger for en anden grænsetilstand med brug af faktorer, der sikrer, at overskridelse af denne grænsetilstand er tilstrækkeligt usandsynlig. Alternativt skal dimensioneringen udføres ud fra: erfaringsregler, model- eller belastningsforsøg eller observationsmetoden.

(5) Beregningsmodellen kan være én af følgende:

- en analytisk model
- en halvempirisk model
- en numerisk model.

(6)P Alle beregningsmodeller skal være enten nøjagtige eller afvige på den sikre side.

(7) En beregningsmodel kan indeholde simplifikationer.

(8) Om nødvendigt kan beregningsresultaterne modificeres for at sikre, at resultaterne af beregningsmodellen enten er nøjagtige eller afviger på den sikre side.

(9) Når der ved modifikation af resultaterne anvendes en modelfaktor, skal der tages højde for følgende:

- usikkerheden i resultaterne af beregningsmetoden
- systematiske fejl, der erfaringsmæssigt er forbundet med beregningsmodellen.

(10)P Ved anvendelse af empiri i beregningen skal det være klart fastlagt, at dette er relevant for de aktuelle jordbundsforhold.

(11) Grænsetilstande med dannelse af en mekanisme i jorden bør umiddelbart kontrolleres med en beregningsmodel. For grænsetilstande defineret ud fra deformationsbetragtninger bør deformationerne fastlægges ved beregning som anført i 2.4.8 eller på anden måde.

NOTE – Mange beregningsmodeller er baseret på en antagelse om, at jord/konstruktionssystemet udviser tilstrækkelig sejhed. Mangel på sejhed vil resultere i en brudgrænsetilstand karakteriseret ved pludseligt brud.

(12) Numeriske metoder kan anvendes, forudsat at kompatibilitet af tøjninger eller samvirken mellem konstruktionen og jorden tages i betragtning.

(13) Der bør tages hensyn til tøjningskompatibilitet i en grænsetilstand. Detaljerede beregninger, der tager hensyn til konstruktionens og jordens relative stivhed, kan være nødvendige i tilfælde, hvor der kan ske kombineret brud i konstruktion og jord. Eksempler herpå kan være pladefundamenter, tværbelastede pæle og fleksible støttemure. Der bør tages særligt hensyn til tøjningskompatibilitet for materialer, der er skøre, eller som svækkes ved store tøjninger.

(14) I nogle tilfælde som fx udgravninger støttet af forankrede eller afstivede, fleksible vægge afhænger størrelsen og fordelingen af jordtryk, indre kræfter i konstruktionen og bøjningsmomenter i høj grad af konstruktionens stivhed, jordens stivhed og styrke og spændingstilstanden i jorden.

(15) For at få et resultat på den sikre side i disse tilfælde af samvirken mellem jord og konstruktion bør der i beregninger anvendes arbejdskurver for jord og konstruktionsmaterialer samt spændingstilstande i jorden, der er tilstrækkeligt repræsentative for den betragtede grænsetilstand.

2.4.2 **Laster**

(1)P Definitionen af laster er fra EN 1990:2002. Lastværdierne er fra EN 1991, når det er relevant.

(2)P Værdierne af geotekniske laster skal vælges forud for beregning. Resultatet af beregningen kan dog fordrer en genberegning med ændrede laster (iteration).

NOTE – Størrelsen af geotekniske laster kan ændre sig afhængig af udviklingen af deformationer og spændinger i jorden. I sådanne tilfælde indsættes de geotekniske laster som et første estimat for at starte beregningen med en foreløbig, kendt værdi.

(3)P Alle former for samvirken mellem konstruktion og jord skal tages i betragtning ved bestemmelse af de laster, der skal anvendes ved dimensioneringen.

(4) I geotekniske beregninger skal følgende tages i betragtning og evt. medtages som laster:

- vægt af jord, fjeld og vand
- spændinger i jord
- jordtryk
- vandtryk i frit vand, inklusive bølgetryk
- strømkrefter
- egenlast og nyttelast fra konstruktioner
- overfladelaster

- fortøjningskræfter
- fjernelse af last eller udgravning af jord
- trafiklast
- bevægelser hidrørende fra minedrift eller andre udgravningsaktiviteter i forbindelse med hulrum eller tunneler
- kvældning og svind på grund af vegetation, klima- eller fugtvariationer
- bevægelser hidrørende fra krybning, skred eller sætning af jordmasser
- bevægelser hidrørende fra nedbrydning, spredning, forvitring, naturlig komprimering og opløsning
- bevægelser og accelerationer hidrørende fra jordskælv, eksplosioner, svingninger og dynamisk last
- temperaturvirkninger, inklusive frostpåvirkning
- islast
- påførte forspændinger i jordankre eller afstivninger
- negativ overflademodstand.

(5)P Der skal tages hensyn til muligheden for, at variable laster kan optræde både i forening og enkeltvis.

(6)P Der skal tages hensyn til lastens varighed med henblik på tidseffekten i jordens materialeegenskaber, især drænegenskaberne og finkornet jords kompressibilitet.

(7)P Laster, der påføres gentagne gange, og laster med variabel intensitet skal angives og tages i betragtning i forbindelse med fortsat bevægelse, jordens likvefaktion, ændring af jordens stivhed og styrke.

(8)P Laster, der medfører dynamisk respons i konstruktionen og i jorden, skal angives og specielt tages i betragtning.

(9)P Laster, hvor grundvandstryk og frit vandtryk er fremherskende, skal angives og specielt tages i betragtning med hensyn til deformationer, revnedannelse, variabel permeabilitet og erosion.

NOTE – Ugunstige (eller destabiliserende) og gunstige (eller stabiliserende) permanente laster kan i nogle tilfælde anses for at komme fra en enkelt kilde. Hvis de betragtes således, kan en enkelt partialkoefficient anvendes for summen af disse laster eller for summen af lastvirkningerne.

2.4.3 Jordens egenskaber

(1)P Egenskaber for jord- og fjeld kvantificeret til projekteringsberegninger med geotekniske parametre skal udledes fra forsøgsresultater, enten direkte eller ved korrelation, teori eller empiriske metoder og fra andre relevante data.

(2)PVærdier ud fra forsøgsresultater og andre data skal fortolkes på passende måde for den relevante grænsetilstand.

(3)P Der skal tages hensyn til mulige forskelle mellem egenskaber målt ved forsøgene og de egenskaber af fjeld og jord, der vil styre den geotekniske konstruktions opførsel.

(4) Forskellene omtalt i 2.4.3(3)P kan skyldes følgende faktorer:

mange geotekniske parametre er ikke faste konstanter, men afhænger af spændingsniveau og deformationsmåde

- jord- og fjeldstruktur (fx revner, lagdeling eller store partikler), der kan virke forskelligt i forsøget i forhold til den geotekniske konstruktion
- tidseffekter
- svækkelse i jordens eller fjeldets styrke på grund af indtrængende vand
- svækkelse på grund af dynamisk last
- skørhed eller sejhed af jord og fjeld i forsøget
- installationsmetode for den geotekniske konstruktion
- indflydelse af håndværksmæssig udførelse på opfyldt eller forbedret jord
- virkningen af byggeaktiviteter på jordens egenskaber.

(5) Ved fastsættelse af værdier af geotekniske parametre bør der tages hensyn til følgende:

- publiceret og anerkendt information, der er relevant for brugen af hver forsøgstype under de relevante jordbundsforhold
- værdien af hver geoteknisk parameter i sammenligning med relevante publicerede data samt lokale og generelle erfaringer
- variation af de geotekniske parametre, der er relevante for dimensioneringen
- resultaterne af eventuelle storskala feltforsøg og målinger fra nærliggende byggeri
- korrelation mellem resultaterne fra mere end én forsøgstype
- væsentlige forringelser af jordens materialeegenskaber, der kan opstå i konstruktionens levetid.

(6)P Kalibreringsfaktorer skal benyttes i nødvendigt omfang for at omsætte resultaterne fra laboratorie- eller feltforsøg i henhold til EN 1997-2 til værdier, der repræsenterer jords og fjelds opførsel i jorden for den aktuelle grænsetilstand eller for at tage hensyn til korrelationer, der er benyttet til at udlede værdier fra forsøgsresultaterne.

2.4.4 Geometriske data

(1)P Jordoverfladens niveau og hældning, vandspejlsniveauer, niveauer af laggrænser, udgravningsniveauer og dimensionerne af den geotekniske konstruktion skal behandles som geometriske data.

2.4.5 Karakteristiske værdier

2.4.5.1 Karakteristiske og repræsentative værdier af laster

(1)P Karakteristiske og repræsentative værdier af laster skal udledes i overensstemmelse med EN 1990:2002 og de forskellige dele af EN 1991.

2.4.5.2 Karakteristiske værdier af geotekniske parametre

(1)P Valg af karakteristiske værdier for geotekniske parametre skal baseres på værdier udledt af resultaterne fra laboratorie- og markforsøg sammenholdt med anerkendt erfaring.

(2)P Den karakteristiske værdi af en geoteknisk parameter skal vælges ud fra et forsigtigt skøn af værdien, som styrer forekomsten af den pågældende grænsetilstand.

(3)P Den større relative spredning (variationskoefficient) af c' i forhold til $\tan\phi'$ skal tages i betragtning ved fastsættelse af de respektive karakteristiske værdier.

(4)P Valg af karakteristiske værdier for geotekniske parameter skal tage hensyn til følgende:

- geologisk og anden baggrundsinformation som fx data fra tidligere projekter
- variationen af de målte værdier og anden relevant information, fx fra eksisterende viden
- omfang af felt- og laboratorieundersøgelser
- type og antal af prøver
- udstrækning af det jordvolumen, der styrer den geotekniske konstruktions opførsel i den betragtede grænsetilstand
- den geotekniske konstruktions evne til at overføre laster fra svage til stærke zoner i jorden.

(5) Karakteristiske værdier kan være nedre værdier, der er mindre end de mest sandsynlige værdier, eller øvre værdier, der er større.

(6)P For hver beregning skal den mest ugunstige kombination af nedre og øvre værdier for uafhængige parametre benyttes.

(7) Udstrækningen af det jordvolumen, der styrer en geoteknisk konstruktions virkemåde i en grænsetilstand, er som regel meget større end en prøve eller det jordvolumen, der påvirkes ved et in situ-forsøg. Derfor vil den styrende parameter ofte være en middelværdi over en stor flade eller et stort jordvolumen. Den karakteristiske værdi skal være et forsigtigt skøn af denne middelværdi.

(8) Hvis den geotekniske konstruktions opførsel i grænsetilstanden er styret af den laveste eller højeste værdi af jordens egenskaber, skal den karakteristiske værdi være et forsigtigt skøn af den laveste eller højeste værdi, der forekommer i den jordzone, der styrer konstruktionens opførsel.

(9) Ved valg af den jordvolumen, der styrer en geoteknisk konstruktions virkemåde i en grænsetilstand, skal der tages hensyn til, at denne grænsetilstand kan afhænge af den understøttede konstruktion. For eksempel når man betragter en bæreevne i brudgrænsetilstanden for en bygning, der hviler på flere fundamenter, vil den styrende parameter være middelværdien af den individu-

elle jordvolumen under et fundament, hvis bygningen ikke er i stand til at modstå lokalt brud. Hvis bygningen derimod har tilstrækkelig stivhed og styrke, bør den styrende parameter være gennemsnittet af disse middelværdier for hele jordvolumenet eller for en del af jordvolumenet under bygningen.

(10) Hvis der anvendes statistiske metoder ved valget af karakteristiske værdier for jordegenskaberne, bør sådanne metoder skelne mellem lokal og regional prøvetagning og tillade, at a priori kendskab til sammenlignelig erfaring med jordegenskaber kan medtages.

(11) Hvis der anvendes statistiske metoder, bør den karakteristiske værdi bestemmes således, at den beregnede sandsynlighed for, at en ugunstigere værdi styrer forekomsten af en grænsetilstand, ikke overstiger 5 %.

NOTE – I den forbindelse er et forsigtigt skøn af middelværdien de sæt værdier af de geotekniske parametre med et konfidensniveau på 95 %. I tilfælde af lokalt brud er et forsigtigt skøn af den nedre værdi en 5%-fraktil.

(12)P Ved anvendelse af standardtabeller i forbindelse med jordundersøgelsesparametre skal den karakteristiske værdi vælges med særlig forsigtighed.

2.4.5.3 Karakteristiske værdier af geometriske data

(1)P De karakteristiske værdier for terrænniveau samt niveau af grundvandsspejl og frit vand-spejl skal være målte, nominelle eller skønnede øvre og nedre niveauer.

(2) De karakteristiske værdier for terrænniveau og dimensionerne af geotekniske konstruktioner eller elementer bør normalt være nominelle værdier.

2.4.6 Regningsmæssige værdier

2.4.6.1 Regningsmæssige værdier for laster

(1)P Den regningsmæssige værdi for en last skal bestemmes i overensstemmelse med EN 1990:2002.

(2)P Den regningsmæssige værdi af en last (F_d) skal enten fastsættes direkte eller udledes af de repræsentative værdier ved hjælp af følgende ligning:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{\text{rep}} \quad (2.1a)$$

hvor

$$F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k \quad (2.1b)$$

(3)P De relevante værdier af ψ er fra EN 1990:2002.

(4)P Partialkoefficienten γ_F for vedvarende situationer er angivet i 2.4.7.2, tabel A.2-1, i 2.4.7.3.4.2, tabel A.3-1 og A.3-2, og i 2.4.7.4, tabel A.4-1 og A.4-2 samt i 2.4.7.3.4.2, A.3.1 (6)P og for midlertidige situationer i 2.4.7.3.4.2, A.3.1 (7)P.

(6)P Ved grundvandstryk for grænsetilstande med alvorlige konsekvenser (generelt brudgrænsetilstande) skal de regningsmæssige værdier afspejle de mest ugunstige værdier, der kan forekomme i konstruktionens regningsmæssige levetid. For grænsetilstande med mindre alvorlige konsekvenser (generelt anvendelsesgrænsetilstande) skal de regningsmæssige værdier være de mest ugunstige værdier, der kan forekomme under normale omstændigheder.

(7) I overensstemmelse med 1.5.3.5 i EN 1990:2002 kan ekstreme vandtryk behandles som ulykkeslast.

(8) Regningsmæssige værdier af grundvandstryk kan bestemmes enten ud fra partialkoefficienterne for karakteristisk vandtryk eller ved at benytte en sikkerhedsmargin for det karakteristiske vandspejl i overensstemmelse med 2.4.4(1)P og 2.4.5.3(1)P.

(9) Der skal tages hensyn til følgende faktorer, der kan påvirke vandtrykkene:

- niveauet af frit vandspejl eller grundvandsspejl
- gunstige eller ugunstige effekter af dræning, både naturlig og kunstig, også med hensyn til fremtidig vedligeholdelse
- vandtilførsel ved regn, oversvømmelse, sprængte vandrør eller af andre årsager
- ændring i vandtryk på grund af vækst eller fjernelse af vegetation.

(10) Der skal tages hensyn til ugunstige vandspejl, der kan fremkaldes af ændringer i oplandet og nedsat afvanding på grund af tilstopning, frost eller af andre årsager.

(11) Medmindre det kan eftervises, at drænsystemet er tilstrækkeligt, og at vedligeholdelsen af det er sikret, bør det regningsmæssige grundvandsspejl tages som det maksimalt mulige niveau, hvilket kan være jordoverfladen.

2.4.6.2 Regningsmæssige værdier af geotekniske parametre

(1)P Den regningsmæssige værdi af geotekniske parametre (X_d) skal enten udledes af de karakteristiske værdier ved hjælp af følgende ligning:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (2.2)$$

eller fastsættes direkte.

(2)P Partialkoefficienten γ_M for vedvarende situationer er angivet i 2.4.7.2, tabel A.2-1; i 2.4.7.3.4.2, tabel A.3-1 og A.3-2; i 2.4.7.4, tabel A.4-1 og A.4-2; samt i 2.4.7.3.4.2, A.3.1 (6)P og for midlertidige situationer i 2.4.7.3.4.2, A.3.1 (7)P.

A.1 Partialkoefficienter og korrelationsfaktorer

(1)P Partialkoefficienterne (γ) for brudgrænsetilstande og anvendelsesgrænsetilstande i permanente og midlertidige situationer og korrelationsfaktorerne (ρ) for pælefunderinger og forankringer i alle situationer er anført i hhv. kapitel 2 for partialkoefficienternes vedkommende og i kapitel 7 og 8 for korrelationsfaktorernes vedkommende.

(2)P Partialkoefficienterne for jordparametre (γ_M) og modstandsevne (γ_R) samt korrelationsfaktorer (ξ) for pælefunderinger og forankringer er angivet for de dimensioneringstilfælde, hvor sikkerhedsvurderingen skal gennemføres med nedre regningsmæssige værdier. Såfremt sikkerhedsvurderingen skal gennemføres med øvre regningsmæssige værdier, skal anvendes reciprokke værdier af de angivne partialkoefficienter og korrelationsfaktorer.

NOTE – Partialkoefficienterne gælder for jordparametre fastlagt under hensyntagen til de i DS/EN 1997-1, 3.3.6(1)P anførte betragtninger.

2.4.6.3 Regningsmæssige værdier for geometriske data

(1) Partialkoefficienterne for last og materiale (γ_F og γ_M) tager hensyn til mindre variationer i geometriske data, og i sådanne tilfælde er yderligere sikkerhedsmargin i geometriske data ikke påkrævet.

(2)P I tilfælde, hvor variationer af de geometriske data er vigtige for en konstruktions pålidelighed, skal de regningsmæssige værdier af geometriske data (a_d) enten fastsættes direkte eller udledes af nominelle værdier ved hjælp af følgende ligning (se 6.3.4 i EN 1990:2002):

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (2.3)$$

hvor værdier for Δa er angivet i 6.5.4(2) og 9.3.2.2.

2.4.6.4 Regningsmæssige værdier for konstruktionsmaterialers egenskaber

(1)P De regningsmæssige styrkeegenskaber for konstruktionsmaterialer og den regningsmæssige bæreevne for konstruktionselementer skal beregnes i henhold til EN 1992 til EN 1996 og EN 1999.

2.4.7 *Brudgrænsetilstande*

2.4.7.1 Generelt

(1)P Hvor det er relevant, skal det eftervises, at følgende grænsetilstande ikke er overskredet:

- EQU: tab af ligevægt af konstruktionen eller jorden betragtet som et stift legeme, hvor styrken af konstruktionsmaterialer og jord ikke har betydning for modstandsevnen
- STR: styrkesvigt eller særligt stor deformation af konstruktionen eller konstruktionsdele, herunder fundamenter, pæle, kældervægge, osv., hvor styrken af konstruktionsmaterialerne er signifikant for bæreevnen
- GEO: brud eller særligt stor deformation i jorden, hvor styrken af jord eller fjeld er signifikant for modstandsevnen
- UPL: tab af ligevægt af konstruktionen eller jorden forårsaget af løftning på grund af vandtryk (opdrift) eller andre lodrette laster
- HYD: hydraulisk hævnning, indre erosion og piping i jorden forårsaget af hydrauliske gradienter.

NOTE – Grænsetilstanden GEO er ofte kritisk for størrelsen af bærende elementer i fundamenter eller støttekonstruktioner og undertiden også for styrken af bærende elementer.

(2)P Partialkoefficienterne i vedvarende situationer er angivet i 2.4.7.2, tabel A.2-1; i 2.4.7.3.4.2, tabel A.3-1 og A.3-2; i 2.4.7.4, tabel A.4-1 og A.4-2; samt i 2.4.7.3.4.2, A.3.1 (6)P og for midlertidige situationer i 2.4.7.3.4.2, A.3.1 (7)P.

(3) Alle værdier af partialkoefficienter for last eller lastvirkning i ulykkestilstande fastsættes som angivet i 2.4.8.

2.4.7.2 Eftervisning af statisk ligevægt (EQU)

(1)P For en grænsetilstand i statisk ligevægt eller en grænsetilstand med samlet flytning af konstruktionen eller jorden (EQU) skal det eftervises, at:

$$E_{\text{dst;d}} \leq E_{\text{stb;d}} + T_d \quad (2.4)$$

hvor

$$E_{\text{dst;d}} = E\{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{\text{dst}} \quad (2.4a)$$

og

$$E_{\text{stb;d}} = E\{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{\text{stb}} \quad (2.4b)$$

A.2 Partialkoefficienter til eftervisning af ligevægtsgrænsetilstande (EQU)

(1)P Partialkoefficienter (γ) og konsekvensfaktorer (K_{FI}) er angivet i tabel A.2-1.

(2)P Til eftervisning af ligevægtsgrænsetilstanden (EQU) skal anvendes de i tabel A.2-1 angivne partialkoefficienter for last (γ_F) og for jordparametre (γ_M).

Konsekvensfaktoren K_{FI} afhænger af konsekvensklassen:

Høj konsekvensklasse, CC3: $K_{FI} = 1,1$

Middel konsekvensklasse, CC2: $K_{FI} = 1,0$

Lav konsekvensklasse, CC1, gælder ikke for geotekniske konstruktioner.

Lastkombinationsfaktoren ψ_0 , jf. EN 1990.

NOTE – Statisk ligevægt EQU er hovedsagelig relevant for dimensionering af bærende konstruktioner. For geoteknisk dimensionering vil EQU eftervisning være begrænset til sjældne tilfælde som fx et stift fundament på fjeld, og det adskiller sig i princippet klart fra generelle stabilitets- eller opdriftsproblemer. Hvis der medtages friktion T_d , bør den være af mindre betydning.

Tabel A.2-1 Partialkoefficienter for EQU-dimensionering

Partialkoefficienter for last			γ_F	
Permanent last	Tyngde, generelt ¹⁾	Ugunstig	$\gamma_{G;dst}$	$1,1 \cdot K_{FI}$
		Gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,9
	Tyngde af jord og (grund)vand, geotekniske konstruktioner ²⁾	Ugunstig	$\gamma_{G;dst}$	$1,1 \cdot K_{FI}$
		Gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variabel last	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	$1,5 \cdot K_{FI}$
Bygninger	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
Variabel last	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	$1,4 \cdot K_{FI}$ ⁵⁾
Broer ³⁾	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
Partialkoefficienter for jordparametre			γ_M	
Friktionsvinkel ⁷⁾			γ_ϕ	1,2
Effektiv kohæsion			$\gamma_{c'}$	1,2
Udrænet forskydningsstyrke			γ_{cu}	1,8
Simpel trykstyrke			γ_q	1,8
Rumvægt			γ_γ	1,0

- 1) Konstruktionslast, der omfatter alle former for permanent egenlast, se 2.1 i DS/EN 1991-1-1
- 2) Geoteknisk last, der omfatter tyngde af jord og (grund)vand, der påvirker den geotekniske konstruktion som geoteknisk last, se 1.5.2.1 i DS/EN 1997-1 (se side 11) og A.3.1(2)P, NOTE i DS/EN 1997-1 DK NA:2013 (se side 29)
- 3) For variabel last på bane- og vejdæmnings, kajer m.m. gælder samme partialkoefficienter som for broer
- 5) For tunge særtransporter på spor (SW/2): $1,2 \cdot K_{FI}$ hhv. 1,2
- 7) Den angivne partialkoefficient gælder for $\tan \phi$.

2.4.7.3 Eftervisning af bæreevne af konstruktion (STR) og jord (GEO)

2.4.7.3.1 Generelt

(1) P For en grænsetilstand ved brud eller usædvanligt stor deformation i et konstruktionselement eller et jordvolumen (STR og GEO) skal det eftervises, at:

$$E_d \leq R_d \quad (2.5)$$

2.4.7.3.2 Regningsmæssige lastvirkninger

(1) Partialkoefficienterne for last kan benyttes for selve lasterne (F_{rep}) [...]:

$$E_d = E(\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (2.6a)$$

(3) P Partialkoefficienterne defineret i 2.4.7.3.4 skal benyttes i ligning (2.6a) [...].

2.4.7.3.3 *Regningsmæssig modstand*

(1) Partialkoefficienterne kan anvendes for jordparametre (X) eller modstand (R) eller begge som følger:

$$R_d = R(\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (2.7a)$$

eller

$$R_d = R(\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d)/\gamma_R \quad (2.7b)$$

(2) P Partialkoefficienterne defineret i 2.4.7.3.4 skal anvendes i ligning (2.7a og 2.7b [...]).

2.4.7.3.4 *Dimensioneringsmetode*

2.4.7.3.4.1 *Generelt*

(1) P Anvendelsesmåden af ligning (2.6) og (2.7) skal fastlægges ud fra [dimensioneringsmetode 3 i 2.4.7.3.4.4](#).

NOTE 3 – Partialkoefficienterne i 2.4.7.3.4.4, der skal anvendes i ligning (2.6) og (2.7) er givet sætvis og betegnet A (for laster eller lastvirkninger), M (for jordparametre) og R (for modstandsevne).

2.4.7.3.4.4 *Dimensioneringsmetode 3*

A.3 *Partialkoefficienter til eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande*

A.3.1 *Partialkoefficienter for last (γ_F) [...], for jordparametre (γ_M) og for modstandsevne (γ_R)*

(1) P Partialkoefficienter (γ) og konsekvensfaktorer (K_{Fi}) er angivet i tabel A.3-1 for direkte fundering, jordtryk og stabilitet og i tabel A.3-2 for pæle og ankre.

(2) P Til eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal dimensioneringsmetode 3 anvendes med:

Kombination: ($A1^*$ eller $A2^+$) "+" $M2$ "+" $R3$

og med de i tabel A.3-1 og A.3-2 angivne partialkoefficienter for last (γ_F), for jordparametre (γ_M) og for modstandsevne (γ_R), samt en faktor (γ_0) på partialkoefficient for styrkeparametre og bæreevner for konstruktionsmaterialer, jf. DS/EN 1992 – DS/EN 1996 og DS/EN 1999.

Konsekvensfaktoren K_{Fi} afhænger af konsekvensklassen:

Høj konsekvensklasse, CC3: $K_{FI} = 1,1$

Middel konsekvensklasse, CC2: $K_{FI} = 1,0$

Lav konsekvensklasse, CC1, gælder ikke for geotekniske konstruktioner.

Lastkombinationsfaktoren ψ_0 , jf. EN 1990.

NOTE – Konstruktionslast, der henføres til geoteknisk last, skal tillægges partialkoefficienter som gælden-
de for "Tynge, generelt".

(3) Lastkombination 1-5 i tabel A.3-1 og A.3-2 er rettet mod alle typer geotekniske konstruktioner, hvor lasten udgøres af kombinationer af konstruktionslast, jordtryk og/eller vandtryk. Undersøgelsen refererer her til ligningerne:

- (2.6a) med regningsmæssig lastvirkning $E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}$
- (2.7a) med regningsmæssig modstand $R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}$
- (2.7b) med regningsmæssig modstand $R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R$.

NOTE 1 - I alle 5 lastkombinationer skal partialkoefficienterne for styrkeparametre og bæreevne for konstruktionsmaterialer jf. DS/EN 1992 – DS/EN 1996 og DS/EN 1999 påføres faktoren γ_0 . For jordparametre og modstandsevner er γ_0 indeholdt i de angivne partialkoefficienter γ_M og γ_R .

NOTE 2 – For konstruktioner, der ikke er påvirket af geotekniske laster, kan eftervisning ske alene ved anvendelse af lastkombination 1 og 2.

NOTE 3 – For konstruktioner, der udelukkende er påvirket af geotekniske laster, kan der ved eftervisning ses bort fra lastkombination 1 og 2.

NOTE 4 – Lastkombination 5 anvendes ved eftervisning af STR for konstruktionsmaterialer, som indgår i geotekniske konstruktioner. I denne eftervisning benyttes de sædvanlige partialkoefficienter for konstruktionsmaterialerne anført i de respektive konstruktionsnormer påført faktoren γ_0 . Partialkoefficient for jordparametre og modstandsevne i jorden er 1,0 i lastkombination 5. Denne lastkombination vil typisk være dimensionsgivende for geotekniske konstruktioner, hvor vandtryk udgør en væsentlig del af lasten.

(4)P Partialkoefficienterne for direkte fundering giver den krævede danske sikkerhed, når bæreevneformlerne i 6.5.2.2 D(2) anvendes.

(5)P Partialkoefficienter for pæle og ankre skal benyttes i kombination med korrelationsfaktorer i afsnit A.3.2 og A.3.3.

(6)P I geoteknisk kategori 1 skal de angivne partialkoefficienter for jordparametre og modstandsevne multipliceres med en modelfaktor $\gamma_s = 1,25$.

(7)P For byggegrubeindfatninger, midlertidige udgravninger og andre geotekniske konstruktioner under udførelse anvendes partialkoefficienter, hvis værdier fastsættes til $(\gamma_M)^\alpha$ og $(\gamma_R)^\alpha$, hvor α er et tal, for hvilket det gælder, at $0 \leq \alpha \leq 1$. Når et svigt indebærer risiko for personskade, eller hvor der er risiko for beskadigelse af tredjemands bygninger og/eller trafikerede vej- og banearealer, eller vil medføre store samfundsmæssige konsekvenser, skal der benyttes partialkoefficienter svarende til $\alpha = 1$.

NOTE - Når et svigt af byggegrubeindfatninger, midlertidige udgravninger og andre geotekniske konstruktioner under udførelse ikke indebærer alvorlige konsekvenser, kan der benyttes partialkoefficienter sva-

rende til $\alpha = 0,5$ eller – hvis omstændighederne taler for det – svarende til α -værdier endnu nærmere $\alpha = 0$ (partialkoefficient 1,0).

**Tabel A.3-1 Partialkoefficienter for STR/GEO-dimensionering:
Direkte fundering, jordtryk og stabilitet**

Dimensioneringsmetode				3				
Grænsetilstand				STR/GEO				STR
Lastkombination				1	2	3	4	5
Partialkoefficienter for last ref. ligning (2.6a) ⁸⁾			γ_F	A1* eller A2†				
Perma- nent last ⁶⁾	Tyngde, generelt ¹⁾	Ugunstig	$\gamma_{G;sup}$	$1,2 \cdot K_{FI}$ ⁴⁾	$1,0 \cdot K_{FI}$	$1,2$ ⁴⁾	1,0	1,0
		Gunstig	$\gamma_{G;inf}$	1,0	0,9	1,0	0,9	1,0
	Tyngde af jord og (grund)vand, geotekniske kon- struktioner ²⁾	Ugunstig	$\gamma_{G;sup}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		Gunstig	$\gamma_{G;inf}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Variabel last,	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	0	$1,5 \cdot K_{FI}$	0	1,5	0
Bygnin- ger	Bygninger	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	0	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$	0	$1,5 \cdot \psi_0$	0
Variabel last,	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	0	$1,4 \cdot K_{FI}$ ⁵⁾	0	$1,4$ ⁵⁾	0
Broer ³⁾	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	0	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$	0	$1,5 \cdot \psi_0$	0
Partialkoefficienter for jordparametre ref. ligning (2.7a)			γ_M ⁹⁾	M2				
Friktionsvinkel ⁷⁾			γ_ϕ	1,2		$1,2 K_{FI}$		1,0
Effektiv kohæsion			$\gamma_{c'}$	1,2		$1,2 K_{FI}$		1,0
Udrænet forskydningsstyrke			γ_{cu}	1,8		$1,8 K_{FI}$		1,0
Simpel trykstyrke			γ_q	1,8		$1,8 K_{FI}$		1,0
Rumvægt			γ_γ	1,0		1,0		1,0
Partialkoefficienter for modstandsevne ref. ligning (2.7b)			γ_R ⁹⁾	R3				
Direkte fundering			γ_b	–		–		–
Jordtryk og stabilitet			$\gamma_{R,e}$	–		–		–

Faktor på partialkoefficient for styrkeparametre og bæreevne for konstruktionsmaterialer jf. DS/EN 1992 – DS/EN 1996 og DS/EN 1999	γ_0	1,0	1,0	K_{FI}	K_{FI}	$1,2 \cdot K_{FI}$ 4)
---	------------	-----	-----	----------	----------	--------------------------

- 1) Konstruktionslast, der omfatter alle former for permanent egenlast, se 2.1 i DS/EN 1991-1-1
- 2) Geoteknisk last, der omfatter tyngde af jord og (grund)vand, der påvirker den geotekniske konstruktion som geoteknisk last, se 1.5.2.1 (side 11) [...] og A.3.1(2)P, NOTE (side 29) [...]
- 3) For variabel last på bane- og vejdæmnings, kajer m.m. gælder samme partialkoefficienter som for broer
- 4) For broer: $1,25 \cdot K_{FI}$ hhv. 1,25
- 5) For tunge særtransporter på spor (SW/2): $1,2 \cdot K_{FI}$ hhv. 1,2
- 6) De karakteristiske værdier af alle permanente laster fra en enkelt kilde multipliceres med $\gamma_{G;sup}$, hvis den samlede resulterende lastvirkning er ugunstig, og med $\gamma_{G;inf}$, hvis den samlede resulterende lastvirkning er gunstig. Eksempelvis kan alle laster hidrørende fra konstruktionens egenvægt anses for at komme fra én kilde.
- 7) Den angivne partialkoefficient gælder for $\tan \varphi$.
- 8) Jævnfør også DS/EN 1990 ligning (6.10a) og (6.10b)
- 9) For jordparametre og modstandsevner er γ_0 indeholdt i de angivne partialkoefficienter γ_M og γ_R .

Tabel A.3-2 Partialkoefficienter for STR/GEO-dimensionering: Pæle og ankre

Dimensioneringsmetode				3				
Grænsetilstand				STR/GEO				STR
Lastkombination				1	2	3	4	5
Partialkoefficienter for last ref. ligning (2.6a) ⁸⁾			γ _F	A1* eller A2†				
Perma- nent last ⁶⁾	Tyngde, generelt ¹⁾	Ugunstig	γ _{G;sup}	1,2 · K _{FI} ⁴⁾	1,0 · K _{FI}	1,2 ⁴⁾	1,0	1,0
		Gunstig	γ _{G;inf}	1,0	0,9	1,0	0,9	1,0
	Tyngde af jord og (grund)vand, geotekniske kon- struktioner ²⁾	Ugunstig	γ _{G;sup}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		Gunstig	γ _{G;inf}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Variabel last, Byg- ninger	Dominerende	Ugunstig	γ _{Q,1}	0	1,5 · K _{FI}	0	1,5	0
	Bygninger	Ugunstig	γ _{Q,i}	0	1,5 · ψ ₀ · K _{FI}	0	1,5 · ψ ₀	0
Variabel last, Broer ³⁾	Dominerende	Ugunstig	γ _{Q,1}	0	1,4 · K _{FI} ⁵⁾	0	1,4 ⁵⁾	0
	Øvrige	Ugunstig	γ _{Q,i}	0	1,5 · ψ ₀ · K _{FI}	0	1,5 · ψ ₀	0
Partialkoefficienter for jordparametre ref. ligning (2.7a)			γ _M ⁹⁾	M2				
Friktionsvinkel ⁷⁾			γ _φ	–		–		–
Effektiv kohæsion			γ _{c'}	–		–		–
Udrænet forskydningsstyrke			γ _{cu}	–		–		–
Simpel trykstyrke			γ _q	–		–		–
Rumvægt			γ _Y	1,0		1,0		1,0
Partialkoefficienter for modstandsevne ref. ligning (2.7b)			γ _R ⁹⁾	R3				
Spidsmodstand af trykpåvirkede pæle			γ _b	1,3		1,3 K _{FI}		1,0
Overflademodstand af trykpåvirkede pæle			γ _s	1,3		1,3 K _{FI}		1,0
Total/kombineret modstandsevne af trykpåvirkede pæle			γ _t	1,3		1,3 K _{FI}		1,0
Overflade af trækpåvirkede pæle			γ _{s,t}	1,3		1,3 K _{FI}		1,0
Forankringsmodstand			γ _a	1,3		1,3 K _{FI}		1,0
Faktor på partialkoefficient for styrke- parametre og bæreevne for konstrukti- onsmaterialer jf. DS/EN 1992 – DS/EN 1996 og DS/EN 1999			γ ₀	1,0	1,0	K _{FI}	K _{FI}	1,2 · K _{FI} ⁴⁾

1) - 9) Se tabel A.3-1.

2.4.7.4 Eftervisningsprocedure og partialkoefficienter for løftning

(1)P Eftervisning af løftning (UPL) skal udføres ved at kontrollere, at den regningsmæssige værdi af kombinationen af destabiliserende, permanente og variable lodrette laster ($V_{dst;d}$) er mindre end eller lig med summen af den regningsmæssige værdi af de stabiliserede, permanente lodrette laster ($G_{stb;d}$) og af den regningsmæssige værdi af evt. yderligere modstand mod løftning (R_d):

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (2.8)$$

hvor

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

A.4 Partialkoefficienter til eftervisning af grænsetilstand for løftning (UPL)

(1)P Partialkoefficienter (γ) og konsekvensfaktorer (K_{FI}) er angivet i tabel A.4-1 og A.4-2.

(2)PTil eftervisning af grænsetilstand for løftning (UPL) skal anvendes de i tabel A.4-1 og A.4-2 angivne partialkoefficienter for last (γ_F), for jordparametre (γ_M) og for modstandsevne (γ_R).

Konsekvensfaktoren K_{FI} afhænger af konsekvensklassen:

Høj konsekvensklasse, CC3: $K_{FI} = 1,1$

Middel konsekvensklasse, CC2: $K_{FI} = 1,0$

Lav konsekvensklasse, CC1, gælder ikke for geotekniske konstruktioner.

Lastkombinationsfaktoren ψ_0 , jf. EN 1990

Tabel A.4-1 Partialkoefficienter for UPL-dimensionering

Partialkoefficienter for last			γ_F	
Permanent last	Tyngde, generelt ¹⁾	Ugunstig	$\gamma_{G;dst}$	$1,1 \cdot K_{FI}$
		Gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,9
	Tyngde af jord og (grund)vand, geotekniske konstruktioner ²⁾	Ugunstig	$\gamma_{G;dst}$	$1,1 \cdot K_{FI}$
		Gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variabel last, Bygninger	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	$1,5 \cdot K_{FI}$
	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
Variabel last, Broer ³⁾	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	$1,4 \cdot K_{FI}$ ⁵⁾
	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
Partialkoefficienter for jordparametre			γ_M	
Friktionsvinkel ⁷⁾			γ_φ	1,2
Effektiv kohæsion			$\gamma_{c'}$	1,2
Udrænet forskydningsstyrke			γ_{cu}	1,8
Partialkoefficienter for modstandsevne			γ_R	
Modstandsevne af trækpåvirkede pæle			$\gamma_{s;t}$	1,3
Forankringsmodstand			γ_a	1,3

1) Konstruktionslast, der omfatter alle former for permanent egenlast, se 2.1 i DS/EN 1991-1-1

2) Geoteknisk last, der omfatter tyngde af jord og (grund)vand, der påvirker den geotekniske konstruktion som geoteknisk last, se 1.5.2.1 (side 11) [...] og A.3.1(2)P, NOTE (side 29) [...]

3) For variabel last på bane- og vejdæmninger, kajer m.m. gælder samme partialkoefficienter som for broer

5) For tunge særtransporter på spor (SW/2): $1,2 \cdot K_{FI}$ hhv. 1,2

7) Den angivne partialkoefficient gælder for $\tan \varphi$.

Tabel A.4-2 Partialkoefficienter for UPL dimensionering

- gælder kun for konstruktioner, hvor vandtryk er maksimeret ved overløbsarrangementer
- der må ikke medregnes stabiliserende adhæsions- og friktionskræfter langs konstruktionens sider

Partialkoefficienter for last			γ_F	
Permanent last	Tyngde, generelt ¹⁾	Ugunstig	$\gamma_{G,dst}$	$1,0 \cdot K_{FI}$
		Gunstig	$\gamma_{G,stb}$	1,0
	Tyngde af jord og (grund)vand, geotekniske konstruktioner ²⁾	Ugunstig	$\gamma_{G,dst}$	$1,05 \cdot K_{FI}$
		Gunstig	$\gamma_{G,stb}$	1,0
Variabel last, Bygninger	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	$1,5 \cdot K_{FI}$
	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
Variabel last, Broer ³⁾	Dominerende	Ugunstig	$\gamma_{Q,1}$	$1,4 \cdot K_{FI}$ ⁵⁾
	Øvrige	Ugunstig	$\gamma_{Q,i}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
Partialkoefficienter for jordparametre			γ_M	
Friktionsvinkel ⁷⁾			γ_φ	1,2
Effektiv kohæsion			$\gamma_{c'}$	1,2
Udrænet forskydningsstyrke			γ_{cu}	1,8
Partialkoefficienter for modstandsevne			γ_R	
Modstandsevne af trækpåvirkede pæle			$\gamma_{s,t}$	1,3
Forankringsmodstand			γ_a	1,3

1) Konstruktionslast, der omfatter alle former for permanent egenlast, se 2.1 i DS/EN 1991-1-1

2) Geoteknisk last, der omfatter tyngde af jord og (grund)vand, der påvirker den geotekniske konstruktion som geoteknisk last, se 1.5.2.1 (side 11) [...] og A.3.1(2)P, NOTE (side 29) [...]

3) For variabel last på bane- og vejdæmninger, kajer m.m. gælder samme partialkoefficienter som for broer

5) For tunge særtransporter på spor (SW/2): $1,2 \cdot K_{FI}$ hhv. 1,2

7) Den angivne partialkoefficient gælder for $\tan \varphi$.

(3)P Ved rene opdriftsproblemer (fx ved dokker, bassiner og kældre) anvendes enten værdier angivet i tabel A.4-1 med partialkoefficient $\gamma_{G,stb} = 0,9$ på permanent last og partialkoefficient $\gamma_{G,dst} = 1,1 \cdot K_{FI}$ på opdriften eller værdier angivet i tabel A.4-2 med partialkoefficient $\gamma_{G,stb} = 1,0$ på permanent last og partialkoefficient $\gamma_{G,dst} = 1,05 \cdot K_{FI}$ på opdriften og ingen adhæsions- eller friktionskræfter på lodrette snitflader. Der skal regnes med ugunstigste, realistiske vandspejl og forsigtigt ansatte egenlast.

(4) Ved et rent opdriftsproblem refereres der til undersøgelser, hvor problemet er afgrænset til og alene relateret til opdrift og dets løsning, dvs. problemet er entydigt henført til grænsetilstand for løftning (UPL). Modsætningen hertil er opdrift, der indgår i andre problemstillinger, som fx stabilitetsanalyser og dimensionering af fundamenter, hvor opdrift skal henføres til strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande.

(5)P De to sæt af partialkoefficienter kan betragtes som ligeværdige, i relation til at der frit kan vælges et af de to sæt til dokumentation af sikkerhedsniveauet, afhængigt af hvilke forudsætninger der lægges til grund. Partialkoefficienterne fra tabel A.4-1 repræsenterer grundtilfældet, hvor der kan medregnes stabiliserende adhæsions- og friktionskræfter. Partialkoefficienterne fra tabel A.4-2 gælder kun for konstruktioner, hvor vandtryk er maksimeret ved overløbsarrangementer, ligesom der ikke må medregnes stabiliserende adhæsions- og friktionskræfter langs den undersøgte konstruktions sider.

NOTE – Overløbsarrangementer kan anordnes som en kombination af overløb via overkant af eller åbninger i vægge og/eller overløb via svanehalse gennem gulvkonstruktion. Der skal sikres fornøden kapacitet, både hvad angår mængder og fordeling hen over konstruktionen, ved anordning af dræn og bortlednings-elementer. Overløbsvand indgår som stabiliserende element og må ikke bortpumpes, før vandtrykket igen er stabiliseret i et acceptabelt niveau.

(6) For geotekniske konstruktioner, hvor tyngde af konstruktionsdele og vand er de dominerende kræfter, er det hensigtsmæssigt ad konstruktiv vej (eksempelvis ved overløbsarrangementer) at opnå veldefinerede beregningsforudsætninger med tilhørende relativt lille regningsmæssig sikkerhed frem for at kunne eftervise en større regningsmæssig sikkerhed med usikkert fastlagte forudsætninger. Eksempelvis vil konstruktioner almindeligvis ikke kunne sikres mod erosion og løftning på hensigtsmæssig måde alene ved påførelse af partialkoefficienten på vandtryk. Konstruktionen må i stedet beskyttes ad konstruktiv vej.

(7)P Anvendes der trækelementer til delvis sikring mod opdrift, skal gruppevirkningen af trækelementerne vurderes under anvendelse af samme partialkoefficienter som dem, der gælder for det enkelte trækelement.

(8)P Ved anordning af trækelementer skal det sikres, at både det enkelte trækelement og gruppevirkningen af trækelementer inkluderer den effektive vægt af et jordvolumen, der mindst svarer til hhv. $\xi \gamma R_d$ og $\xi \gamma \Sigma R_d$, hvor ξ er korrelationsfaktoren, og γ er partialkoefficienten, samt R_d og ΣR_d er den ved UPL-undersøgelsen bestemte nødvendige regningsmæssige modstandsevne af hhv. det enkelte trækelement og gruppen af trækelementer.

NOTE – Adhæsions- og friktionskræfter virkende for selve forankringen (trækelementerne) må tages i regning, også selv om stabiliserende adhæsions- og friktionskræfter langs den undersøgte konstruktion ikke må medtages ved anvendelse af partialkoefficienter efter tabel A.4-2.

(9)P – Hvis der til opnåelse af statisk ligevægt tilføjes et anker eller lignende, skal dette anker dimensioneres svarende til den regningsmæssige kraft, der mangler for opnåelse af statisk ligevægt.

(10)P Fastlæggelsen af jordvolumen skal tage udgangspunkt i det niveau, hvor overførsel af kræfter fra trækelement til jord sikrer kompatibilitet mellem deformationer og kraftoverførsel.

NOTE – Det har i mange tilfælde været god praksis, at der ved bestemmelse af jordvolumenet tages udgangspunkt i en keglestub med hældning 1:2 (vandret:lodret), der for traditionelle friktionsankre har dybdepunkt midt i forankringszonen, idet der qua den frie længde kun kan overføres kræfter til jorden langs

forankringslængden. For trykrørsankre kan tages udgangspunkt i ankerfoden. For pæle vil det stabiliserende jordvolumen være afhængigt af fordelingen af disponibel friktionsmodstand langs hele pælelængden.

2.4.7.5 Eftervisning af modstand mod brud på grund af strømning i jord (HYD)

(1)P For en grænsetilstand i form af brud på grund af hævningsforårsaget af indtrængen af vand i jorden (HYD, se 10.3) skal det for hver relevant jordsøjle eftervises, at den regningsmæssige værdi af det destabiliserende porevandstryk, ($u_{dst;d}$), ved søjlens bund eller den regningsmæssige værdi af strømkraften ($S_{dst;d}$) i søjlen er mindre end eller lig med den stabiliserende totale lodrette spænding ($\sigma_{stb;d}$) ved bunden af søjlen eller den neddykkede vægt ($G'_{stb;d}$) af den samme søjle:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (2.9a)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (2.9b)$$

A.5 Partialkoefficienter til eftervisning af grænsetilstand for hydraulisk hævnings (HYD)

(1)P Partialkoefficienter til eftervisning af grænsetilstand for hydraulisk hævnings (HYD) behandles i DK som (UPL), og der henvises til 2.4.7.4.

NOTE – Piping og erosion kræver særlige overvejelser.

2.4.8 Anvendelsesgrænsetilstande

(1)P Eftervisning af anvendelsesgrænsetilstande i jorden eller i en konstruktionsdel, element eller forbindelse skal enten kræve, at:

$$E_d \leq C_{dr} \quad (2.10)$$

eller udføres ved hjælp af metoden anført i 2.4.8(4).

A.6 Partialkoefficienter, korrelationsfaktorer og modelfaktorer til eftervisning af anvendelsesgrænsetilstande og ulykkesgrænsetilstande

(1)P Ved undersøgelse af anvendelsesgrænsetilstande og ulykkesgrænsetilstande anvendes partialkoefficienter $\gamma_M=1,0$ for jords og konstruktionsmaterialers styrke- og deformationsparametre. For pæle og ankre anvendes partialkoefficienter $\gamma_R = 1,0$ og korrelationsfaktorer $\xi=1,0$. Regningsmæssige lastværdier fastlægges i henhold til EN 1990 (tabel A.1.3).

(2) Modelfaktorer for kraften i anvendelsesgrænsetilstanden bør fastlægges på baggrund af en interaktionsanalyse med varierende stivhed for jord, ankre og konstruktion. Værdien af modelfaktoren fastlægges således, at der altid er en sikkerhed på ankermodstanden svarende til sikkerheden i brudgrænsetilstanden.

(3) Lastkombinationsfaktoren ψ_0 , ψ_1 og ψ_2 i EN 1990 skal benyttes, dog under hensyntagen til lastens varighed og jordens egenskaber.

(3) Hvis jordens egenskaber ændrer sig i konstruktionens levetid, fx på grund af grundvands-sækning eller udtørring, bør de karakteristiske værdier ændres.

(4) Det kan evt. eftervises, at en tilstrækkeligt lille del af jordstyrken mobiliseres for at holde deformationer inden for de krævede anvendelsesgrænser, hvis denne forenkledte metode forbeholdes dimensioneringstilfælde, hvor:

- der ikke kræves nogen deformationsværdi til at kontrollere anvendelsesgrænsetilstanden
- der findes anerkendt sammenlignelig erfaring med lignende jordbund, konstruktioner og anvendelsesmetode.

(5)P En grænseværdi for en bestemt deformation er den værdi, ved hvilken en anvendelsesgrænsetilstand som fx uacceptabel revnedannelse eller blokering af døre skønnes at forekomme i den understøttede konstruktion. Denne grænseværdi skal aftales under dimensioneringen af den understøttede konstruktion.

2.4.9 Grænseværdier for fundamentsbevægelser

(1)P Ved dimensionering af fundamenter skal der fastsættes grænseværdier for fundamentsbevægelser.

Tillæg til Anneks H – informativt

Der henvises generelt til DS/EN 1997-1, Anneks H.

Som supplement til angivelserne i anneks H kan der for almindelige husbygningskonstruktioner som vejledning anføres, at sætninger for direkte udlagte gulve ikke bør overstige de omkringliggende vægges sætninger med mere end 5 mm.

(2)P Differensbevægelser af fundamenter, der medfører deformation i den understøttede konstruktion, skal begrænses for at sikre, at de ikke medfører en grænsetilstand i den understøttede konstruktion.

(3)P Ved valget af regningsmæssige værdier for grænsebevægelser og deformationer skal følgende tages i regning:

- den sikkerhed, hvormed den acceptable værdi af bevægelsen kan angives
- forekomsten og hyppigheden af terrænbevægelser
- konstruktionstypen
- konstruktionsmaterialet
- fundamentstypen
- jordbundsforholdene
- deformationsformen

- den tilsigtede brug af konstruktionen
- behovet for at sikre, at der ikke er problemer med installationerne, der føres ind i bygningen.

4)P Ved beregninger af differenssætninger skal der tages hensyn til:

- forekomsten og hastigheden af sætninger og terrænbevægelser
- tilfældige eller systematiske variationer i jordegenskaber
- lastfordelingen
- konstruktionsmetoden (inklusive belastningsrækkefølgen)
- konstruktionens stivhed under og efter udførelsen.

NOTE – Hvor der ikke foreligger specificerede grænseværdier for deformationer i den understøttede konstruktion, kan værdierne for konstruktionsdeformation og fundamentsbevægelse i anneks H anvendes.

2.5 Dimensionering ud fra erfaringsregler

(1) I beregningssituationer, hvor der ikke foreligger beregningsmodeller, eller hvor disse ikke er nødvendige, kan overskridelse af grænsetilstande undgås ved brug af erfaringsregler. Disse omfatter konventionelle og generelt konservative regler ved dimensioneringen samt overholdelse af specifikationer og kontrol af materialer, håndværksmæssig udførelse, beskyttelse og vedligeholdelsesforanstaltninger.

(2) Dimensionering ud fra erfaringsregler kan benyttes, når sammenlignelig erfaring som beskrevet i 1.5.2.2 overflødiggør dimensioneringsberegninger. En sådan dimensionering kan også anvendes til at sikre bestandighed mod frost og kemisk eller biologisk angreb i tilfælde, hvor direkte beregninger ikke generelt er velegnede.

2.6 Belastningsforsøg og modelforsøg

(1)P Når resultater af belastningsforsøg eller modelforsøg i stor eller lille målestok benyttes til at eftervise en beregning eller til at supplere ét af de andre alternativer nævnt i 2.1(4), skal følgende elementer iagttages og tages i betragtning:

- forskelle i jordbundsforhold mellem forsøget og den faktiske konstruktion
- tidseffekter, især hvis forsøgets varighed er meget kortere end varigheden af belastningen af den faktiske konstruktion
- skalaeffekter, især hvis der benyttes små modeller. Betydningen af spændingsniveau skal betragtes sammen med betydningen af partikelstørrelse.

(2) Forsøg kan udføres på en prøve af den faktiske konstruktion eller på modeller i fuld skala eller mindre skala.

2.7 Observationsmetode

(1) Når forudsigelse af geoteknisk virkemåde er vanskelig, kan det være relevant at bruge en fremgangsmåde, der kendes som "observationsmetoden", hvor projektet evalueres under udførelsen.

(2)P Følgende krav skal opfyldes, inden udførelsen påbegyndes:

- der skal fastsættes grænser for acceptabel virkemåde.
- variationsbredden for den mulige virkemåde skal vurderes, og det skal vises, at der er en rimelig sandsynlighed for, at den faktiske virkemåde vil ligge inden for de acceptable grænser.
- der skal udarbejdes en overvågningsplan, der vil afsløre, om den faktiske virkemåde ligger inden for de acceptable grænser. Overvågningen skal gøre dette klart på et tilstrækkeligt tidligt tidspunkt, og med tilstrækkelig korte intervaller til at udføre nødvendige afværgeforanstaltninger.
- instrumenternes responstider og procedurer for analyse af resultaterne skal være tilstrækkeligt hurtig i forhold til den mulige udvikling af systemet.
- der skal udarbejdes en beredskabsplan, der kan følges, hvis overvågningen afslører en virkemåde, der ligger uden for de acceptable grænser.

(3)P Under udførelsen skal der ske overvågning som planlagt.

(4)P Resultaterne af overvågningen skal vurderes på relevante stadier, og den planlagte indgriben skal iværksættes, hvis grænseværdierne for virkemåden overskrides.

(5)P Overvågningsudstyret skal enten erstattes eller forbedres, hvis det ikke giver pålidelige og relevante data, eller hvis datamængden er utilstrækkelig.

2.8 Den geotekniske projekteringsrapport

(1)P Forudsætninger, data, beregningsmetoder og resultater af eftervisning af sikkerhed og anvendelighed skal registreres i en geoteknisk projekteringsrapport.

(2) Detaljeringsniveauet i den geotekniske projekteringsrapport kan variere meget afhængigt af projekttype. For simple projekter kan et enkelt ark være tilstrækkeligt.

(3) Den geotekniske projekteringsrapport bør normalt omfatte følgende punkter med krydsreference til den geotekniske undersøgelsesrapport (se 3.4) og andre dokumenter, der indeholder flere detaljer:

- en beskrivelse af byggepladsen og omgivelserne – en beskrivelse af jordbundsforholdene
- en beskrivelse af den foreslåede konstruktion, inklusive laster
- regningsmæssige værdier for egenskaber af jord og fjeld, inklusive eftervisning i relevante tilfælde
- angivelse af normer og standarder, der anvendes
- angivelse af byggepladsens egnethed med hensyn til den foreslåede konstruktion og samt de acceptable risici
- geotekniske beregninger og tegninger
- anbefalinger for projektering af fundament
- fortegnelse over forhold, der skal kontrolleres under udførelsen, eller som kræver vedligeholdelse eller overvågning.

(4)P Den geotekniske projekteringsrapport skal indeholde en plan for relevant tilsyn og overvågning. Forhold, der kræver kontrol under udførelsen, eller som kræver vedligeholdelse efter udførelsen, skal klart angives i rapporten. Når de krævede kontrolinspektioner er blevet foretaget under udførelsen, skal de registreres i et tillæg til rapporten.

(5) I forbindelse med tilsyn og overvågning bør den geotekniske projekteringsrapport indeholde:

- formålet med hver observation eller måling
- de konstruktionsdele, der skal overvåges, og de steder, hvor disse observationer skal foretages
- den hyppighed, hvormed aflæsninger skal foretages
- den måde, hvorpå resultaterne skal vurderes
- det værdispektrum, hvori resultaterne kan forventes
- den periode, hvori overvågning skal fortsætte efter konstruktionens færdiggørelse
- de parter, der er ansvarlige for at foretage målinger og observationer, for tolkning af de opnåede resultater og vedligeholdelse af instrumenterne.

(6)P Et uddrag af den geotekniske projekteringsrapport indeholdende krav til tilsyn, overvågning og vedligeholdelse for den færdige konstruktion skal leveres til ejeren/bygherren.

3 Geotekniske data

3.1 Generelt

(1)P Der skal altid foretages omhyggelig indsamling, registrering og tolkning af geoteknisk information. Denne information skal omfatte geologi, geomorfologi, seismiske forhold, hydrologi og byggepladsens historie. Indikationer vedrørende jordens variabilitet skal tages i betragtning.

(2)P Geotekniske forundersøgelser skal planlægges under hensyntagen til udførelses- og ydeevnekrav til den foreslåede konstruktion. Omfanget af de geotekniske undersøgelser skal revideres kontinuert i takt med ny information, der opnås under arbejdets udførelse.

(3)P Rutinemæssige markundersøgelser og laboratorieforsøg skal generelt udføres og rapporteres i overensstemmelse med internationalt anerkendte standarder og anvisninger. Afvigelser fra disse standarder såvel som supplerende forsøgskrav skal angives.

(4) Kravene til laboratorie- og markforsøg bør tages fra EN 1997-2.

3.2 Geotekniske undersøgelser

Der henvises til DS/EN 1997-1 og DS/EN 1997-2. En yderligere klassificering af de geotekniske projektundersøgelser er her gengivet fra det nationale annek.

K.2 Projektundersøgelser

(1) Projektundersøgelser omfatter forskellige former for geofysiske undersøgelser, mekaniske sonderinger, prøveboringer eller gravninger med prøveoptagning, vingeforsøg og pejlinger af frie vandspejl, poretryksmålinger, prøvepumpninger og laboratorieundersøgelser. Laboratorieundersøgelserne omfatter geologisk vurdering og jordartsbeskrivelse, klassifikationsforsøg samt mere specielle forsøg til bestemmelse af styrke, deformationsegenskaber, permeabilitet, geokemiske forhold etc. Projektundersøgelser kan hensigtsmæssigt opdeles i tre faser:

- Placeringsundersøgelser, der typisk vil omfatte enkelte, spredte undersøgelsespunkter (boringer, CPT mv.) med henblik på skitse-mæssigt at belyse funderingsforholdene på en given grund. Samtidig kan det undersøges, om der er forurening på grunden. Hensigten med en sådan undersøgelse vil bl.a. være at udpege områder, hvor byggeriet mest hensigtsmæssigt kan placeres.
- Parameterundersøgelser, der typisk vil være undersøgelser til fastlæggelse af funderingsformen for et konkret projekt. De føres sædvanligvis så vidt, at de kan danne grundlag for et funderingsprojekt. Ved forurening vil der i boringerne ofte blive optaget prøver til vurdering af miljøforhold.
- Optimeringsundersøgelser, der sædvanligvis udføres med henblik på en økonomisk optimering af et funderingsprojekt. Projektet kan i denne forbindelse med fordel behandles i skærpet funderingsklasse.

(2) Vedr. omfang af projektundersøgelser henvises til EN 1997-2.

K.1 Generelt

(2) Ved en geologisk vurdering af optagne jordprøver eller på stedet besigtigede jordlag skal det sikres, at undersøgelsen har konstateret alle betydende jordlag, herunder specielt:

- Stærkt sætningsgivende aflejringer af gytje (dynd), tørv, postglacialt ler, muld, ukontrolleret fyld og omgravet jord
- Kvældende leraflejringer
- Skredfarlige aflejringer.

Undersøgelsen skal normalt mindst føres ned i faste senglaciale eller ældre aflejringer. Er det ikke muligt, skal undersøgelsen føres så dybt, at dybereliggende lag ikke kan have nogen væsentlig indflydelse på konstruktionens sikkerhed mod brud eller dens bevægelse og deformationer.

3.3 Fastsættelse af geotekniske parametre

Der henvises til DS/EN 1997-1 og DS/EN 1997-2. Særlige forhold, der skal tages hensyn til ved fastlæggelse af de geotekniske parametre, er her gengivet fra det nationale anneks.

K.1 Generelt

(1) Aflejringer liggende under faste, senglaciale eller ældre aflejringer er ofte karakteriseret ved gode styrke- og deformationsegenskaber. Vigtige undtagelser er:

- Senglaciale allerødaflejringer
- Interglaciale hav- og moseaflejringer
- Sprækket ler, hvor undtagelsen relaterer sig til normale konstruktionsmæssige laster
- Lerarter karakteriseret ved $I_p > 15\%$, hvor undtagelsen relaterer sig til sæsonmæssige variationer i vandindhold (vegetation)
- Kridt og kalk knust af isen eller nedbrudt (opløst) af nedsivende overfladevand ("skorstene").

K.4 Geotekniske parametre

(1) Ved plan tøjningstilstand kan friktionsvinklen, ϕ'_{pl} , for sand og grus bestemmes ved at forøge den triaksialt målte friktionsvinkel svarende til $\phi'_{pl} = (1 + 0,1 I_D) \phi'_{tr}$.

NOTE – Når de analytiske metoder lægges til grund for fastlæggelse af en bæreevne for fundamenter i henhold til 6.5.2.2 D.2, kan den plane friktionsvinkel anvendes.

(2) Ved aflastning (afgravning og aktivt jordtryk) skal man for sprækket ler og ler med spalteflader regne med $c' = 0$. Ved belastning (bæreevne eller passivt tryk) kan fuldt udviklet brud, specielt for normalkonsoliderede aflejringer, være forbundet med så store deformationer, at de tilsvarende styrkeparametre kun lader sig definere ved anvendelse af deformationsafhængige brudkriterier.

NOTE – Bortset fra sprækket ler og ler med spalteflader ved aflastning, kan effektiv kohæsion i jorden tages i regning, når den effektive normalspænding på brudsnittet er positiv.

3.4 Den geotekniske undersøgelsesrapport

3.4.1 *Krav*

(1)P Resultaterne af en geoteknisk undersøgelse skal opstilles i en geoteknisk undersøgelsesrapport, der skal være en del af den geotekniske projekteringsrapport beskrevet i afsnit 2.8.

(2)P Der refereres til EN 1997-2 vedr. information om brugen af laboratorie- og markforsøg for geotekniske parametre.

(3) Den geotekniske undersøgelsesrapport bør normalt bestå af følgende:

- præsentation af den foreliggende geotekniske information inklusive geologiske karakteristika og relevante data
- geoteknisk vurdering af informationen med angivelse af de forudsætninger, der er gjort ved tolkningen af forsøgsresultaterne.

Informationen kan gives i én rapport eller deles op i flere rapporter.

3.4.2 *Præsentation af geoteknisk information*

(1)P Præsentationen af geoteknisk information skal indeholde:

- konkret opgørelse af alt mark- og laboratoriearbejde
- dokumentation af de metoder, der er anvendt til at udføre markundersøgelser og laboratorieforsøg.

Dokumentationen skal baseres på forsøgsrapporterne beskrevet i EN 1997-2.

(2) Desuden bør den konkrete opgørelse indeholde følgende information, når det er relevant:

- navne på alle konsulenter og underleverandører
- formål og omfang af den geotekniske undersøgelse
- datoer for udførelse af mark- og laboratoriearbejde
- feltrekognosceringer af det generelle projektområde med særlig angivelse af:
 - oplysning om grundvandet
 - nabokonstruktioners tilstand
 - blotlagte overflader i stenbrud og udgravningsområder
 - områder med instabilitet
 - vanskeligheder under udgravning
 - byggepladsens historie
- byggepladsens geologi inklusive forkastning
- opmålingsdata
- information fra foreliggende luftfotografier

- lokal erfaring i området
- information om seismiske forhold i området
- den benyttede fremgangsmåde ved prøveoptagelse, transport og lagring af prøver
- de anvendte typer af udstyr ved markforsøg
- opgørelse over omfanget af mark- og laboratoriearbejde og præsentation af markobservationer, der blev gjort af det personale, der har overopsyn med jordbundsundersøgelserne
- data om grundvandsspejlets variation med tiden i borehuller under udførelsen af markarbejdet og i poretryksmålere efter færdiggørelsen af markarbejdet
- oversigt over borejournaler, inklusive fotografier af kerner med beskrivelse af underjordiske formationer baseret på markbeskrivelser og på resultaterne af laboratorieforsøg
- forekomst eller mulighed for forekomst af radon
- data vedr. jordens følsomhed over for frostpåvirkning
- gruppering og præsentation af mark- og laboratorieforsøg i bilag.

3.4.3 *Vurdering af geoteknisk information*

(1)PVurderingen af den geotekniske information skal omfatte (efter relevans):

- en oversigt over mark- og laboratoriearbejdet. I tilfælde, hvor der er begrænsede data (fx forke, irrelevante, utilstrækkelige eller unøjagtige), skal dette påpeges og kommenteres. Prøveoptagelses-, transport- og lagringsprocedurer skal tages i betragtning ved tolkning af forsøgsresultaterne. Især skal særligt afvigende forsøgsresultater overvejes nøje for at kunne afgøre, om de er vildledende, eller om de repræsenterer et faktisk fænomen, der skal tages hensyn til i projekteringen.
- en gennemgang af de udledte værdier af de geotekniske parametre.
- forslag til yderligere mark- og laboratoriearbejde, hvis dette skønnes nødvendigt, med kommentarer, der forklarer behovet for dette ekstra arbejde. Sådanne forslag skal ledsages af et detaljeret program for de typer af ekstra undersøgelser, der skal udføres, med speciel reference til de spørgsmål, der skal besvares.

(2) Ud over ovenstående bør vurderingen af de geotekniske data omfatte følgende, når det er relevant:

- opstilling i tabelform og grafisk repræsentation af resultaterne af mark- og laboratoriearbejde i relation til projekteringsforudsætningerne samt, hvis det skønnes nødvendigt
- histogrammer, der viser værdierne af de mest relevante data og fordelingen af dem
- dybden af grundvandsspejlet og sæsonvariationer heraf
- lagfølgeprofil(er), der viser differentieringen af de forskellige jordlag
- detaljerede beskrivelser af alle jordlag inklusive de fysiske egenskaber, deres deformations-egenskaber og styrkeegenskaber
- kommentarer vedr. uregelmæssigheder som lommer og hulrum
- omfanget og eventuel gruppering af udledte værdier af de geotekniske data for hvert lag.

6 Direkte fundering

6.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel gælder for direkte funderede fundamenter inklusive punkt-, stribet og pladefundamenter.

(2) Nogle af bestemmelserne kan også gælde for dybe fundamenter som fx sænkekasser.

6.2 Grænsetilstande

(1)P Følgende grænsetilstande skal overvejes, og der skal udarbejdes en liste:

- tab af totalstabilitet
- bæreevnebrud, gennemlokning, squeezing
- glidningsbrud
- kombineret brud i jord og konstruktion
- brud i konstruktionen på grund af fundamentsbevægelser
- for store sætninger
- for store hævnings på grund af kvældning, frost og andre årsager
- uacceptable vibrationer.

6.3 Laster og projekteringstilfælde

(1)P Projekteringstilfældene skal vælges i henhold til 2.2.

(2) Lasterne anført i 2.4.2(4) bør tages i betragtning ved valg af grænsetilstande til beregning.

(3) Når stivheden af en bærende konstruktion er væsentlig, bør en beregning af samvirken mellem konstruktion og jord udføres for at bestemme lastfordelingen.

6.4 Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn

(1)P Ved valg af funderingsdybden for et fundament skal der tages hensyn til følgende:

- at der nås et tilstrækkeligt bærende lag
- dybden, hvorover svind og kvældning af lerjord på grund af sæsonmæssige vejrændringer, eller på grund af træer eller buske kan forårsage betydelige bevægelser
- dybden, hvorover der kan ske frostskafer
- vandspejlsniveauet i jorden og de problemer, der kan opstå, hvis udgravning til fundamentet under dette niveau er påkrævet

- mulige jordbevægelser og reduktion af styrken af det bærende lag på grund af gennemsvining, klimatiske årsager eller på grund af udførelsesproceduren
- virkninger af udgravninger på nærliggende fundamenter og konstruktioner
- fremtidige udgravninger til installationer tæt ved fundamentet
- høje eller lave temperaturer, der overføres fra bygningen
- muligheden for erosion
- virkningen af variation i vandindholdet på grund af lange tørkeperioder og efterfølgende perioder med regn på egenskaberne af ikke-volumenbestandige jordarter i vandfattige klimatiske områder
- forekomsten af opløselige materialer som fx kalksten, lersten, gips, saltsten.

(2) Der vil ikke opstå frostskafer, hvis:

- jorden ikke er frostfølsom
- funderingsniveauet er under en frostfri dybde
- frost forhindres ved hjælp af isolering.

(3) EN ISO 13793 kan anvendes for frostbeskyttelsesmetoder for bygningsfundamenter.

(4)P Ud over at opfylde ydeevnekravene skal der ved dimensioneringen af fundamentsbredde tages hensyn til praktiske overvejelser som fx økonomisk udgravning, bestemmelse af tolerancer, arbejdspladskrav og dimensionerne af den mur eller søjle, der bæres af fundamentet.

(5)P Ved projektering af et fundament skal én af følgende metoder benyttes:

- en direkte metode, hvor der udføres separate beregninger for hver grænsetilstand. Ved kontrol af en brudgrænsetilstand skal beregningen modellere den forudsatte brudmekanisme så nøjagtigt som muligt. Ved kontrol af en anvendelsesgrænsetilstand skal en sætningsberegning anvendes.
- en indirekte metode ud fra sammenlignelig erfaring samt resultaterne af mark- eller laboratoriemålinger eller observationer og valgt i relation til laster i anvendelsesgrænsetilstanden for at opfylde kravene i alle relevante grænsetilstande.
- en foreskrevne metode, hvor en anslået bæreevne benyttes (se 2.5).

(6) Beregningsmodellerne for dimensionering af brudgrænse- og anvendelsesgrænsetilstande for fundamenter på jord, der er anført i 6.5 og 6.6, bør anvendes. De anslåede bæreevner for dimensionering af fundamenter på fjeld anført i 6.7 bør benyttes.

6.5 Beregning af brudgrænsetilstand

6.5.1 *Totalstabilitet*

(1) Totalstabiliteten med eller uden fundamenter skal kontrolleres, især i følgende tilfælde:

- tæt ved eller på en naturlig eller menneskeskabt skråning
- tæt ved en udgravning eller støttemur
- tæt ved en flod, kanal, sø, reservoir eller ved kysten
- tæt ved minearbejder eller underjordiske konstruktioner.

(2) For sådanne tilfælde skal det eftervises ved hjælp af principperne beskrevet i kapitel 11, at stabilitetsbrud af jordmassen, der indeholder fundamentet, er tilstrækkeligt usandsynlig.

6.5.2 *Bæreevne*

6.5.2.1 *Generelt*

(1) Følgende ulighed skal opfyldes for alle brudgrænsetilstande:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

(2) R_d skal beregnes i henhold til 2.4.

(3) V_d skal omfatte vægten af fundamentet, vægten af evt. bagfyldt materiale og alle jordtryk, hvad enten de er til gunst eller ugunst. Vandtryk, der ikke forårsages af fundamentslasten, skal medtages som laster.

6.5.2.2 *Analytisk metode*

(1) Der bør anvendes en alment anerkendt analytisk metode. [De danske partialkoefficienter er sikkerhedsmæssigt knyttede til følgende analytiske metode til bæreevneberegning.](#)

D.2 *Analytisk metode*

D.2.1 *Generelt vedr. analytisk metode*

(1) Følgende symboler er benyttet i annek D.

$A' = B' \cdot L'$ det regningsmæssige, effektive fundamentsareal

b de regningsmæssige værdier af faktorerne for fundamentets hældning, med indekserne c , q og γ

B fundamentsbredde

B' den effektive fundamentsbredde

e excentriciteten af kraftresultanten, med indekserne B og L

i lastens hældningsfaktorer, med indekserne kohæsion c , overfladelast q og rumvægt γ

L fundamentalslængde

L' den effektive fundamentalslængde

m eksponent i formler for hældningsfaktoren i

N bæreevnefaktorer, med indekser for c , q og γ

q overlejringsstryk eller overfladelast i niveau med fundamentets underkant

q' den regningsmæssige effektive overfladelast i niveau med fundamentets underkant

s formfaktorer for fundamentalsarealet, med indekser for c , q og γ

V den lodrette last

α hældningen af fundamentunderkanten med vandret

δ friktionsvinkel i grænsefladen mellem konstruktion og jord

γ' den regningsmæssige effektive rumvægt af jorden under fundamentalsniveau

θ retning af vinklen H .

(2) De i afsnit D.2.2 og D.2.3 angivne ligninger for den regningsmæssige lodrette bæreevne kan benyttes med følgende præcisering: Jordens styrke, generelt repræsenteret ved de regningsmæssige værdier af c_u , c' og φ' forudsættes beregningsteknisk konstant i det jordvolumen, der styrer den aktuelle grænsetilstand.

D.2.2 Udrænedede forhold

(1) Den regningsmæssige bæreevne beregnes ved hjælp af:

$$R_d / A' = (\pi + 2) c_{u;d} b_c s_c i_c + q \quad (D.1)$$

med de dimensionsløse faktorer for:

- hældningen af fundamentunderkanten:

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

- formen af fundamentet:

$$s_c = 1 + 0,2 (B' / L')$$

- lastens hældning på grund af en vandret last H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' + c_{u;d}}} \right)$$

Hvor $H \leq A' c_{u;d}$

D.2.3 Dræned forhold

(1) Den regningsmæssige bæreevne beregnes ved hjælp af:

$$R_d / A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

med de regningsmæssige værdier for dimensionsløse faktorer for:

- bæreevnen:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi_d} \tan^2 (45 + \varphi_d' / 2)$$

$$N_q = (N_q - 1) \cot \varphi_d'$$

$$N_\gamma = 1 / 4 ((N_q - 1) \cos \varphi_d')^{3/2} \text{ forudsat } \delta \geq \varphi_d' / 2 \text{ (ru underlag)}$$

- hældningen af fundamentunderkanten:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi_d')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi_d')^2$$

- formen af fundamentet:

$$s_q = s_c = 1 + 0,2 (B' / L')$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 (B' / L')$$

- hældningen af lasten på grund af vandret last H :

$$i_\gamma = i_q^2$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{H_d}{v_d + A' c_d' \cot \varphi_d'} \right)^2$$

(2) P Ved en analytisk vurdering af R_d skal både korttids- og langtidsværdier tages i betragtning, især ved finkornet jord.

D.1 Generelt

(1) Den regningsmæssige lodrette bæreevne, R_d , af et fundament undersøges for såvel udrænet som drænet brud.

(2) Der tages hensyn til virkningerne af følgende:

- Jordens styrke, generelt repræsenteret ved de regningsmæssige værdier af c_u , c' og φ'
- Excentricitet og hældning af regningsmæssige laster
- Formen, dybden og hældningen af fundamentet
- Jordoverfladens hældning
- Vandtryk og hydrauliske gradienter
- Jordens uensartethed, især lagdeling.

(3) En generel definition af bæredygtige aflejringer kan ikke angives. Eksempler på aflejringer, der ikke uden særlige foranstaltninger kan betragtes som bæredygtige, er gytje, tørv, postglacialt ler, muld, ukontrolleret fyld og omgravet eller frossen jord.

(4) Frostsikker dybde for fundamenter kan i DK normalt sættes til 0,9 m for almindeligt byggeri og 1,2 m for fritstående konstruktioner. Dybden kan reduceres ved opvarmning eller isolering.

(5) Ved fundering på ler med $I_p > 15\%$ kan udtørring og vandopsugning give anledning til betydelige lodrette og vandrette bevægelser, som kan imødegås ved anvendelse af forstærket fundering (ekstra funderingsdybde, armering) og ved restriktioner vedrørende bevoksning i nærheden af funderingen.

(3)P Når jorden eller fjeldmassen under et fundament viser et klart strukturelt mønster for lagdeling eller andre diskontinuiteter, skal den forudsatte brudmekanisme og valgte forskydningsstyrke og deformationsparametre tage hensyn til jordens strukturelle karakteristika.

(4)P Ved beregning af den regningsmæssige bæreevne for et fundament på lagdelte aflejringer, hvis egenskaber er stærkt varierende, skal de regningsmæssige værdier af jordparametrene bestemmes for hvert lag.

(5) Hvor der under en svag formation ligger en stærk, kan bæreevnen beregnes ved at anvende styrkeparametrene fra den svage formation. For den omvendte situation skal der kontrolleres for gennemlokning.

(6) Ofte kan analytiske metoder ikke benyttes for dimensioneringstilstandene beskrevet i 6.5.2.2(3) P, 6.5.2.2(4)P og 6.5.2.2(5). I disse tilfælde bør der anvendes numeriske metoder til at bestemme den mest ugunstige brudmekanisme.

(7) Beregningerne af totalstabilitet beskrevet i kapitel 11 kan benyttes.

6.5.3 Glidningsmodstand

(1)P Når lasten ikke er vinkelret på fundamentsfladen, skal fundamenterne kontrolleres for brud på grund af glidning på fladen.

(2)P Følgende ulighed skal opfyldes:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (6.2)$$

(3)P H_d skal indeholde de regningsmæssige værdier af aktive jordtryk på fundamentet.

(4)P R_d skal beregnes i henhold til 2.4.

(5) Værdierne af R_d og $R_{p;d}$ bør svare til den størrelsesorden af bevægelser, der forventes under grænsetilstanden ved den betragtede last. For større bevægelser bør den mulige relevans af jordens residualstyrke tages i betragtning. Den valgte værdi af $R_{p;d}$ bør afspejle konstruktionens forventede levetid.

(6)P For fundamenter på ler inden for zonen med sæsonbestemte bevægelser skal muligheden for, at ler ved svind kan trække sig bort fra lodrette flader af fundamentet, tages i betragtning.

(7)P Muligheden for, at jorden foran fundamentet kan fjernes ved erosion eller menneskeskabte aktiviteter, skal tages i betragtning.

(8)P For drænedede forhold skal den regningsmæssige forskydningsmodstand, R_d , beregnes enten ved indregning af jordegenskaber eller jordmodstand som følger:

$$R_d = V'_d \tan \delta_d \quad (6.3a)$$

(9)P Ved bestemmelse af V'_d skal der tages hensyn til, om H_d og V'_d er afhængige eller uafhængige laster.

(10) Den regningsmæssige friktionsvinkel δ_d kan antages at være lig med den regningsmæssige værdi af den effektive, kritiske friktionsvinkel $\varphi'_{cv;d}$ for in situ-støbte betonfundamenter og lig med $2/3 \varphi'_{cv;d}$ for glatte præfabrikerede fundamenter. Eventuel effektiv kohæsion c' bør ignoreres.

(11)P I udrænet tilstand skal den regningsmæssige forskydningsmodstand R_d beregnes enten ved brug af regningsmæssige jordparametre eller totalsikkerhed på jordens bæreevne som følger:

$$R_d = A' c_{u;d} \quad (6.4a)$$

(12)P Hvis det er muligt for vand eller luft at nå grænsefladen mellem et fundament og et udrænet lerunderlag, skal følgende kontrol udføres:

$$R_d \leq 0,4 V_d \quad (6.5)$$

(13) Der kan kun ses bort fra kravet (6.5), hvis dannelsen af en revne mellem fundamentet og jorden kan forhindres ved sug i områder, hvor der ikke er positivt fundamentstryk.

6.5.4 *Laster med store excentriciteter*

(1)P Der skal træffes særlige foranstaltninger, når lastexcentriciteten overstiger $1/3$ af bredden af et rektangulært fundament eller 0,6 gange radius for et cirkulært fundament.

Sådanne foranstaltninger indebærer:

- omhyggelig gennemgang af de regningsmæssige lastværdier i overensstemmelse med 2.4.2
- beregning af placeringen af fundamentskanten under hensyntagen til størrelsen af udførelses-tolerancer.

(2) Medmindre der udvises stor omhu under arbejdet, bør afvigelser på op til 0,10 m tages i betragtning.

6.5.5 *Brud i konstruktion på grund af fundamentsbevægelse*

(1)P Der skal tages hensyn til lodrette og vandrette flytninger af fundamentet for at sikre, at de ikke medfører en brudgrænsetilstand i den understøttede konstruktion.

(2) Der kan anvendes en skønnet fundamentsbæreevne i henhold til 2.5, forudsat at flytningerne ikke medfører en brudgrænsetilstand i konstruktionen.

(3)P I jord, der kan kvælde, skal den potentielle differenshævning vurderes, og fundamenterne og konstruktionen skal dimensioneres til at kunne modstå eller tåle den.

6.6 Beregning af anvendelsesgrænsetilstand

6.6.1 *Generelt*

(1)P Der skal tages hensyn til flytninger på grund af laster på fundamentet som de i 2.4.2(4) anførte.

(2)P Ved vurdering af størrelsen af fundamentsflytninger skal der tages hensyn til sammenlignelig erfaring som defineret i 1.5.2.2. Om nødvendigt skal der også udføres beregninger af bevægelserne.

(3)P For bløde lere skal der altid udføres sætningsberegninger.

(4) For direkte fundering på fastere ler i geoteknisk kategori 2 og 3 bør der sædvanligvis foretages beregninger af lodret flytning (sætning). Metoder, der kan benyttes til beregning af sætning på grund af fundamentslast, er anført i 6.6.2.

(5)P De regningsmæssige laster fra anvendelsesgrænsetilstand skal benyttes ved beregning af fundamentsdeformationer til sammenligning med anvendelseskriterierne.

(6) Beregninger af sætninger bør ikke betragtes som nøjagtige. De giver blot en tilnærmet værdi.

(7)P Både fundamentsflytninger for hele fundamentet og differensdeformationer af forskellige dele af fundamentet skal betragtes.

(8)P Der skal tages hensyn til virkningen af nærliggende fundamenter og opfyldninger ved beregning af spændingsforøgelsen i jorden og dens indflydelse på jordens sammentrykkelighed.

(9)P De mulige relative rotationer af fundamentet skal vurderes og sammenlignes med grænseværdierne for bevægelser, som de fremgår af 2.4.9.

6.6.2 *Sætninger*

(1)P Beregninger af sætninger skal omfatte både den initiale og den tidsafhængige sætning.

(2) Følgende tre sætningskomponenter bør tages i betragtning for delvis eller fuldt vandmættet jord:

- s_0 : initial sætning; for fuldt vandmættet jord på grund af forskydningsdeformation med konstant rumfang og for delvis vandmættet jord på grund af forskydningsdeformation og volumenreduktion
- s_1 : sætning på grund af konsolidering
- s_2 : sætning på grund af krybning.

(3) Der bør benyttes alment anerkendte metoder til evaluering af sætninger.

NOTE – Metoderne til evaluering af sætninger s_0 og s_1 anført i anneks F kan anvendes.

(4) Der skal tages særligt hensyn til jordarter som fx organisk jord og blødt ler, hvor sætning kan fortsætte næsten i det uendelige på grund af krybning.

(5) Den dybde, hvortil man bør regne med sammentrykkelige jordlag ved betragtning af sætning, bør afhænge af størrelsen og formen af fundamentet, variationen i jordens stivhed med dybden samt af den indbyrdes afstand mellem fundamenter.

(6) Normalt kan denne dybde antages at være den, hvor den effektive lodrette spænding på grund af last på fundamentet er 20 % af den effektive in situ-spænding.

(7) I mange tilfælde kan denne dybde også groft vurderes til 1 til 2 gange fundamentsbredden, eventuelt reduceret for let belastede, forholdsvis brede fundamentsplader.

NOTE – Denne fremgangsmåde kan ikke bruges i meget blød jord.

(8)P Enhver mulig yderligere sætning på grund af selvkomprimering af jorden skal også vurderes.

(9) Følgende bør tages i betragtning:

- de mulige virkninger af egenvægt, oversvømmelse og vibrationer på fyld og collapsible soil
- virkningerne af spændingsændringer på knusbart sand.

(10)P Der skal benyttes enten lineære eller ikke-lineære modeller af jordens stivhed, som det er hensigtsmæssigt.

(11)P For at undgå, at der opstår en anvendelsesgrænsetilstand, skal der ved vurderingen af differenssætninger og relative rotationer tages hensyn til både lastfordelingen og jordens mulige uensartethed.

(12) Beregninger af differenssætning, der ikke tager hensyn til konstruktionens stivhed, har tendens til at være overdrevne. En beregning af samvirken mellem jord og konstruktion kan benyttes til at påvise reducerede værdier af differenssætninger.

(13) Differenssætninger på grund af jordens uensartethed bør tages i betragtning, medmindre de forhindres af konstruktionens stivhed.

(14) For fundamenter på naturlig jordbund bør det tages i betragtning, at der normalt optræder nogen differenssætning, selv om beregningen kun udviser ensartet sætning.

(15) Hældningen af et excentrisk belastet fundament bør vurderes ved at antage en lineær fordeling af vederlagstrykket og derefter beregne sætninger i hjørnepunkterne af fundamentet ved brug af den lodrette spændingsfordeling i jorden under hvert hjørnepunkt og de ovenfor beskrevne metoder til sætningsberegning.

(16) For konventionelle konstruktioner på ler bør forholdet mellem jordens bæreevne ved den initiale udrænedede forskydningsstyrke og den anvendte anvendelseslast beregnes (se 2.4.8(4)). Hvis dette forhold er mindre end 3, bør sætningsberegninger altid foretages. Hvis forholdet er mindre end 2, bør der ved beregningerne tages hensyn til virkningerne af ikke-lineær stivhed i jorden.

6.6.3 *Hævning*

(1)P Der skal skelnes mellem følgende årsager til hævnings:

- reduktion af effektiv spænding
- udvidelse af rumfang af delvis vandmættet jord
- hævnings på grund af konstant rumfang i fuldt vandmættet jord forårsaget af sætning af en nærliggende konstruktion.

(2)P Beregninger af hævnings skal omfatte både initial og tidsafhængig hævnings.

6.6.4 *Beregning for vibrationer*

(1) P Fundamenter for konstruktioner, der påvirkes af svingninger eller vibrationslasts, skal projekteres således, at det sikres, at svingningerne ikke vil forårsage store sætninger.

(2) Det skal sikres, at der ikke opstår resonans mellem den pulserende lasts frekvens og en kritisk frekvens i fundament-jordsystemet, samt at der ikke optræder likvefaktion i jorden.

(3)P Svingninger hidrørende fra jordskælv skal tages i betragtning i overensstemmelse med EN 1998.

6.7 Fundamenter på fjeld; andre dimensioneringshensyn

(1) Ved dimensioneringen af fundamenter på fjeld skal følgende tages i betragtning:

- deformations- og styrkeegenskaber af fjeldmassen og den tilladelige sætning af den understøttede konstruktion
- forekomst af svage jordlag, for eksempel opløsningstendenser eller forkastningszoner under fundamentet
- forekomst af diskontinuiteter og andre uregelmæssigheder (fx udfyldning, kontinuitet, bredde, indbyrdes afstand)
- forvitringstilstand, nedbrydning og revnedannelse i fjeldet
- forstyrrelse af fjeldets naturlige tilstand på grund af byggeaktiviteter som fx underjordiske arbejder, skrån timer osv. tæt ved fundamentet.

(2) Fundamenter på fjeld kan normalt dimensioneres efter metoden med anslået bæreevne. For stærke og intakte magmatiske bjergarter, gnejs, kalksten og sandsten er den anslåede bæreevne begrænset af betonfundamentets trykstyrke.

NOTE – Den anbefalede metode til udledning af anslået bæreevne for fundamenter på fjeld er vist i anneks G.

(3) Sætningen af et fundament kan vurderes på basis af sammenlignelig erfaring i forhold til klassifikation af fjeldmasse.

6.8 Beregning af fundamentskonstruktion

(1) Fundamenters evne til at modstå brud skal eftervises i henhold til 2.4.6.4.

(2) Fundamentstrykket under et stift fundament kan antages at være lineært fordelt. En mere detaljeret beregning af samvirken mellem jord og konstruktion kan benyttes til at begrunde en mere økonomisk dimensionering.

(3) Fordelingen af fundamentstrykket under et fleksibelt fundament kan udledes ved modellering af fundamentet som en bjælke eller plade, der hviler på et deformerende kontinuum eller på en række fjedre med passende stivhed og styrke.

(4) Anvendeligheden af stribe- og pladefundamenter skal kontrolleres under antagelse af last i anvendelsesgrænsetilstanden og en fordeling af fundamentstrykket, der svarer til deformationen af fundamentet og jorden.

(5) For dimensioneringstilfælde med enkeltkræfter, der virker på et stribe- eller pladefundament, kan kræfter og bøjningsmomenter i fundamentet udledes af en ballastteori for jorden ved hjælp af lineær elasticitet. Ballasttallene kan vurderes ud fra en sætningsberegning med en hensigtsmæssig vurdering af fundamentstrykkets fordeling. Ballasttallene kan tilpasses, således at de beregnede fundamentstryk ikke overskrider værdier, ved hvilke der kan antages lineær opførsel.

(6) Total- og differenssætninger af konstruktionen som helhed bør beregnes i overensstemmelse med 6.6.2. Til dette formål er ballasttallmodeller ofte ikke hensigtsmæssige. Mere nøjagtige metoder som fx elementmetodeberegninger bør anvendes, når samvirken mellem jord og konstruktion har en dominerende indflydelse.

6.9 Forberedelse af råjorden

(1) P Råjorden skal forberedes med stor omhu. Rødder, forhindringer og lommer med svag jord skal fjernes uden at forstyrre jorden. Eventuelle huller som følge heraf skal fyldes med jord (eller andet materiale) for at opnå samme stivhed som uforstyrret jord.

(2) I følsom jord som fx ler bør udgravningsrækkefølgen for et fundament specificeres for at minimere forstyrrelsen. Normalt er det tilstrækkeligt at udgrave i vandrette stykker. I tilfælde, hvor hævnings skal kontrolleres, bør udgravning foretages i hver anden rende, og betonen støbes i hver af disse render, inden de mellemliggende udgraves.

7 Pælefundering

7.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel gælder for spidsbærende pæle, friktionspæle, trækpæle og tværbelastede pæle, installeret ved ramning, presning, nedskruning eller boring med eller uden udstøbning.

(2) Bestemmelserne i dette kapitel bør ikke anvendes direkte til dimensionering af pæle, der er beregnet som sætningsreducerende, som fx i nogle delvis pælefunderede pladefundamenter.

(3)P følgende standarder gælder for udførelse af pæle:

- EN 1536:1999, for borede pæle
- EN 12063:2000, for spunsvægge
- EN 12699:2000, for fortrængningspæle.
- EN 14199:2005, for minipæle.

7.2 Grænsetilstande

(1)P Følgende grænsetilstande skal tages i betragtning, og der skal udarbejdes en liste over disse:

- tab af totalstabilitet
- bæreevnebrud af pæleværket
- utilstrækkelig trækmodstand af pæleværket eller de enkelte pæle
- brud i jorden på grund af tværbelastning af pæleværket eller de enkelte pæle
- materialebrud i pælen på grund af tryk, træk, bøjning, forskydning eller instabilitet
- kombineret brud i jorden og i pæleværket
- kombineret brud i jorden og i konstruktionen
- uacceptable sætninger
- uacceptable hævnings
- uacceptable vandrette bevægelser
- uacceptable vibrationer.

7.3 Laster og projekteringstilfælde

7.3.1 Generelt

(1) Ved valg af projekteringstilfælde bør lasterne anført i 2.4.2(4) tages i betragtning.

(2) Pæle kan være aksialbelastet og/eller tværbelastet.

(3)P Projekteringstilfælde skal vælges i overensstemmelse med 2.2.

(4) En beregning af samvirke mellem konstruktion, pæleværk og jord kan være nødvendig for at eftervise, at kravene til grænsetilstand er opfyldt.

7.3.2 *Laster forårsaget af jords flytninger*

7.3.2.1 Generelt

(1)P Jorden, hvori pælene befinder sig, kan blive udsat for flytninger på grund af konsolidering, kvældning, tilgrænsende laster, krybning i jord, jordskred eller jordskælv. Disse fænomener skal tages i betragtning, da de kan påvirke pælene pga. sætning (negativ overflademodstand), hævn-ning, forlængelse, tværbelastning og flytning.

(2) I sådanne tilfælde bør de regningsmæssige værdier af styrke og stivhed af den bevægende jord normalt være øvre værdier.

(3)P Der bør benyttes én af følgende fremgangsmåder ved projekteringen:

- jordens flytning behandles som en last. En interaktionsberegning skal derefter udføres for at bestemme kræfter, flytninger og tøjninger i pælen.
- en øvre grænse for den kraft, som jorden kan overføre til pælen, skal medtages som regningsmæssig last. Ved bestemmelse af denne kraft skal der tages hensyn til jordens styrke og lastens oprindelse, repræsenteret ved vægten eller sammentrykningen af den bevægende jord eller størrelsen af de laster, som bevirker bevægelsen.

7.3.2.2 Negativ overflademodstand

(1)P Hvis den negative overflademodstand behandles som en last ved beregninger i brudgrænsetilstand, skal dens værdi være den højeste, der kan frembringes ved sætningen af jorden relativt til pælen.

(2) Beregning af den maksimale negative overflademodstand bør tage hensyn til forskydningsmodstanden langs pælens overflade og den nedadrettede bevægelse af jorden som følge af dens sammentrykning for egenvægt og overfladelast omkring pælen.

(3) For en gruppe pæle kan en øvre grænse for den negative overflademodstand beregnes ud fra den last, der giver anledning til sætninger, under hensyntagen til ændringer i vandtryk som følge af grundvandssænkning, konsolidering eller pæleramning.

(4) Når jordens sætning efter pæleplacering forventes at blive lille, kan en økonomisk dimensionering opnås ved at behandle sætningen af jorden som last og udføre en interaktionsberegning.

(5)P Den regningsmæssige værdi af jordens sætning skal udledes under hensyntagen til materialdensiteter og sammentrykkelighed i overensstemmelse med 2.4.3.

(6) Interaktionsberegninger bør tage hensyn til flytningen af pælene i forhold til den omgivende jord, jordens forskydningsmodstand langs pælen, vægten af jorden samt den forventede overfladelast omkring hver pæl, der forårsager den negative overflademodstand.

(7) Normalt er det ikke nødvendigt at tage hensyn til samtidig optræden af negativ overflademodstand og midlertidig last.

7.3.2.3 Hævning

(1)P Når der tages hensyn til hævning eller opadrettede kræfter, der kan udvikles langs pælens overflade, skal jordens bevægelse generelt behandles som en last.

NOTE 1 – Udvidelse eller hævning af jorden kan forårsages af aflastning, udgravning, frostpåvirkning eller nedramning af nabopæle. Det kan også skyldes en forøgelse af jordens vandindhold på grund af fjernelse af træer, ophør af vandindvinding fra vandførende lag, blokering (som følge af nyanlæg) af fordampning samt ulykker.

NOTE 2 – Hævning kan optræde under udførelsen, før pælene belastes af konstruktionen, og kan forårsage uacceptabel løftning af eller brud i pælene.

7.3.2.4 Tværbelastning

(1)P Der skal tages hensyn til tværpåvirkninger på grund af jordbevægelser omkring en pæl.

(2) Følgende dimensioneringstilstande, der kan give tværpåvirkning på en pæl, skal tages i betragtning:

- forskelle i overfladelast omkring et pælefundament (fx i eller tæt ved en dæmning)
- forskellige udgravningsniveauer omkring et pælefundament (fx i eller tæt ved en afgravning)
- et pælefundament i en skråning, der er i bevægelse
- skråpæle i jord, der sætter sig
- pæle i et seismisk område.

(3)Tværbelastning på pælefundamenter bør normalt vurderes ved at betragte interaktionen mellem pælene, behandlet som stive eller fleksible bjælker, og den bevægende jordmasse. Når vandrette deformationer af svage jordlag er store, og der er stor afstand mellem pælene, vil den resulterende tværbelastning på pælene hovedsageligt afhænge af de svage jordlags forskydningsstyrke.

7.4 Dimensioneringsmetoder og dimensioneringshensyn

7.4.1 Dimensioneringsmetoder

(1)P Dimensioneringen skal baseres på én af følgende fremgangsmåder:

- resultaterne af statiske belastningsforsøg, der ved hjælp af beregninger eller på anden måde er påvist at være konsistent med anden relevant erfaring
- empiriske eller analytiske beregningsmetoder, hvis gyldighed er blevet eftervist ved statiske belastningsforsøg i sammenlignelige tilfælde
- resultaterne af dynamiske belastningsforsøg, hvis gyldighed er blevet eftervist ved statiske belastningsforsøg i sammenlignelige tilfælde
- den observerede virkemåde af en sammenlignelig pælefundering, forudsat at denne fremgangsmåde understøttes af resultater fra jordbundsundersøgelse inkl. forsøg.

(2) De regningsmæssige værdier af parametre benyttet i beregningerne bør generelt være i overensstemmelse med kapitel 3, men resultaterne af belastningsforsøg kan også tages i betragtning ved valg af parameterværdier.

(3) Statiske belastningsforsøg kan udføres på prøvepæle, installeret før projekteringen er afsluttet for testformål alene, eller på produktionspæle, der indgår som en del af funderingen.

7.4.2 *Dimensioneringshensyn*

(1)P Der skal tages hensyn til de enkelte pæles og pælegruppers opførsel samt til stivheden og styrken af den konstruktion, der forbinder pælene.

(2)P Ved valg af beregningsmetoder og parameterværdier og ved benyttelse af belastningsforsøgsresultater skal varigheden og tidsvariationen af belastningen tages i betragtning.

(3)P Planlagt fremtidig placering eller afgravning af jord eller potentielle ændringer i grundvandsforhold skal tages i betragtning, både i beregninger og i tolkningen af belastningsforsøgsresultaterne.

(4)P Ved valg af pæletype, inklusive pælematerialets kvalitet, samt nedbringningsmetode skal der tages hensyn til:

- jordbundsforholdene og grundvandsforholdene i byggefeltet, herunder forekomst af eller mulighed for hindringer i jorden
- spændinger, der opstår i pælene under nedbringningen
- muligheden for at sikre og kontrollere integriteten af pælene under udførelsen
- virkningen af metode og rækkefølge af pælenedbringning på allerede placerede pæle og på nærliggende konstruktioner eller installationer
- tolerancer, inden for hvilke pælene kan placeres
- ødelæggende virkninger af kemikalier i jorden
- muligheden for at forbinde forskellige grundvandsreservoirer
- håndtering og transport af pælene
- virkningen af pæleinstalleringen på nærliggende bygninger.

(5) Ved betragtning af ovenstående bør følgende emner overvejes:

- afstanden mellem pælene i pælegrupper
- deformation eller vibrationer af nærliggende konstruktioner på grund af pæleinstalleringen
- den anvendte type hammer eller vibrator
- de dynamiske spændinger i pælen under ramning
- for de typer af borede pæle, hvor der anvendes væske i borehullet, behovet for at holde væsketrykket på et bestemt niveau for at sikre, at borehullet ikke vil falde sammen, og at grundbrud af bunden ikke forekommer

- rengøring af bunden og somme tider af siderne af borehullet, især ved brug af bentonit, for at fjerne æltede materialer
- lokal instabilitet af pæleborehullet under støbning, som kan forårsage jordindtrængning i pælen
- indtrængen af jord eller vand i tværsnittet for in situ-støbte pæle og mulig forstyrrelse af den våde beton på grund af gennemstrømmende vand
- virkningen af ikke-vandmættede sandlag omkring en pæl, der kan udtrække vand fra betonen
- den forsinkende indflydelse fra kemikalier i jorden på afhærdning
- jordkomprimering på grund af ramning af fortrængningspæle
- boreprocessens indflydelse på overflademodstanden.

7.5 Pælebelastningsforsøg

7.5.1 *Generelt*

(1) Pælebelastningsforsøg skal udføres i følgende tilfælde:

- når man benytter en pæletype eller nedbringningsmetode, hvor der ikke foreligger sammenlignelige erfaringer.
- når pælene ikke er prøvebelastet under sammenlignelige jord- og belastningsforhold.
- når pælene vil blive udsat for belastning, hvor teori og erfaring ikke giver tilstrækkelig sikkerhed for dimensioneringen. I så fald skal der i forsøgsproceduren benyttes en last, der ligner den forventede last.
- når observationer under installeringen indikerer pæleopførsel, der afviger væsentligt og ugunstigt fra den opførsel, der måtte forventes ud fra forundersøgelser eller erfaring, og når supplerende jordbundsundersøgelser ikke afklarer grundene til denne afvigelse.

(2) Pælebelastningsforsøg kan benyttes til at:

- vurdere udførelsesmetodens egnethed
- bestemme en repræsentativ pæls og den omgivende jords reaktion på last, både hvad angår sætning og brudlast
- at muliggøre vurdering af hele pælefunderingen.

(3) Når belastningsforsøg ikke er praktiske på grund af vanskeligheder med at modellere lastvariationen (fx cyklisk last), bør der anvendes meget forsigtige regningsmæssige værdier for materialeegenskaberne.

(4) P Hvis der udføres ét pælebelastningsforsøg, skal det normalt udføres, hvor de mest ugunstige forhold regnes at forekomme. Hvis dette ikke er muligt, skal der tages hensyn hertil ved udledning af den karakteristiske værdi af bæreevnen.

(5) P Hvis der udføres belastningsforsøg på to eller flere forsøgspæle, skal disse være repræsentative for pælefundamentets placering, og én af forsøgspælene skal befinde sig, hvor de mest ugunstige jordbundsforhold forventes at optræde.

(6)P Der skal regnes med tilstrækkelig tid mellem installeringen af forsøgspælen og belastningsforsøget til at sikre, at den krævede styrke af pælematerialet er opnået, og at porevandstrykkene er udlignet til oprindeligt niveau.

(7) I nogle tilfælde kan det være nødvendigt at måle porevandstrykkene under og efter pælenedbringningen for at kunne træffe en korrekt beslutning angående starten på belastningsforsøget.

7.5.2 *Statiske belastningsforsøg*

7.5.2.1 Belastningsprocedure

(1)P Fremgangsmåden⁵ ved forsøgsbelastning af pæle, især med hensyn til antal lasttrin, varigheden af disse trin og anvendelse af lastcykler, skal være således, at der kan drages konklusioner vedrørende deformation ved belastning, krybning og aflastning af et pælefundament ud fra målinger på pælen. For prøvepæle skal belastningen være således, at der også kan drages konklusioner vedrørende brudlasten.

(2) Anordninger til måling af laster, spændinger eller tøjninger og flytninger bør kalibreres forud for forsøget.

(3) Retningen af den påførte last i tryk- eller trækforsøg på pæle bør være sammenfaldende med pælens længdeakse.

(4) Pælebelastningsforsøg til dimensionering af et trækpåvirket pælefundament bør gennemføres til brud. Ekstrapolering af arbejdskurven for trækforsøg bør ikke benyttes.

7.5.2.2 Prøvepæle

(1)P Antallet af prøvepæle, der kræves for at eftervise beregningen, skal vælges på basis af følgende:

- jordbundsforholdene og deres variation hen over byggepladsen
- konstruktionens geotekniske kategori, hvis det er relevant
- tidligere dokumenteret bevis på samme pæletypes opførsel under lignende jordbundsforhold
- det samlede antal og typer af pæle i fundamentsprojektet.

(2)P Jordbundsforholdene på forsøgsstedet skal undersøges grundigt. Dybden af boringer eller markforsøg skal være tilstrækkelig til at fastslå arten af jorden omkring og under pælespidsen. Den skal omfatte alle lag, der kan give væsentlige bidrag til pælens opførsel.

(3)P Den metode, der benyttes til installeringen af forsøgspælene, skal være fuldt dokumenteret i overensstemmelse med 7.9.

7.5.2.3 Produktionspæle

(1)P Antallet af belastningsforsøg på produktionspæle skal vælges på basis af de registrerede resultater under udførelsen.

⁵⁾ Se: ISSMFE subcommittee on Field and Laboratory Testing, Axial Pile Loading Test, Suggested Method. ASTM Journal, June 1985, pp. 79-90.

(2)P Prøvelasten på produktionspæle skal være mindst lig med den regningsmæssige pælelast.

7.5.3 *Dynamiske belastningsforsøg*

(1) Dynamiske belastningsforsøg⁶ kan benyttes til at vurdere bæreevnen, forudsat at en tilstrækkelig jordbundsundersøgelse af byggefeltet er udført, og metoden er blevet kalibreret i forhold til statiske belastningsforsøg på samme pæletype af lignende længde og tværsnit samt under sammenlignelige jordbundsforhold, (se 7.6.2.4 til 7.6.2.6).

(2)P Hvis der er benyttet mere end én type af dynamiske forsøg, skal resultaterne af de forskellige typer altid sammenlignes indbyrdes.

(3) Dynamiske belastningsforsøg kan også benyttes til eftervisning af pælenes ensartethed og til at afsløre svage pæle.

7.5.4 *Belastningsforsøgsrapport*

(1)P Der skal udarbejdes en datarapport over alle belastningsforsøg. Når det er relevant, skal denne rapport omfatte:

- en beskrivelse af byggegrunden
- jordbundsforholdene med henvisning til jordbundsundersøgelsen
- pæletype
- beskrivelse af pælenedbringningen og eventuelle problemer i forbindelse med arbejdet
- en beskrivelse af last- og måleapparat og af reaktionssystemet
- kalibreringsdokumenter for lastceller, donkrafte og måleapparat
- nedbringningsjournal for forsøgspælene
- fotografiske registreringer af pælen og forsøgsstedet
- forsøgsresultater i numerisk form
- kurver med deformationen som funktion af tiden for hver påført last, hvis lasten er påført i trin
- den målte sammenhæng mellem last og deformation
- grundene til afvigelser fra ovennævnte krav.

7.6 *Aksialbelastede pæle*

7.6.1 *Generelt*

7.6.1.1 *Grænsetilstande*

(1)P Dimensioneringen skal eftervise, at overskridelse af følgende grænsetilstande er tilstrækkeligt usandsynlig:

- brudgrænsetilstande med tryk- eller trækbrud i en enkelt pæl

⁶ Se: ASTM Designation D4945, Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

- brudgrænsetilstande med tryk- eller trækbrud af hele pælefundamentet
- brudgrænsetilstande for sammenstyrtning eller alvorlig skade af en understøttet konstruktion på grund af store flytninger af hele eller dele af pælefundamentet
- anvendelsesgrænsetilstande i den understøttede konstruktion på grund af flytninger af pælene.

(2) Normalt skal sikkerheden fastlægges i forhold til tryk- eller trækbrudbæreevnen, der er den tilstand, hvor fundamentspælene forskydes væsentligt nedad eller opad med ringe forøgelse eller reduktion af modstanden (se 7.6.2 og 7.6.3).

(3) For trykpåvirkede pæle er det ofte vanskeligt at definere en brudgrænsetilstand ud fra kurver med deformationer som funktion af last, der viser kontinuerlig krumning. I sådanne tilfælde bør sætning af pæletoppen på 10 % af pælespidsens diameter anvendes som "brudkriterium".

(4)P For pæle, der får store sætninger, kan der opstå brudgrænsetilstande i understøttede konstruktioner, før bæreevnen af pælene er fuldt mobiliseret. I disse tilfælde bør der i dimensioneringen indgå en forsigtig vurdering af sætningernes mulige omfang.

NOTE – Sætninger af pæle er behandlet i 7.6.4.

7.6.1.2 Totalstabilitet

(1)P Brud på grund af manglende totalstabilitet af fundamenter med trykpåvirkede pæle skal tages i betragtning i henhold til kapitel 11.

(2) Hvor der er mulighed for instabilitet, bør der tages hensyn både til brudflader, der passerer under pælene, og brudflader, der skærer pælene.

(3)P Brud på grund af løftning af en jordblok, der indeholder pæle, skal kontrolleres i overensstemmelse med 7.6.3.1(4)P.

7.6.2 Trykbæreevne

7.6.2.1 Generelt

(1)P For at eftervise, at fundamentet vil understøtte den regningsmæssige last med tilstrækkelig sikkerhed mod trykbrud, skal følgende ulighed opfyldes for alle lasttilfælde og lastkombinationer i brudgrænsetilstanden:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

(2) Principielt bør $F_{c;d}$ omfatte selve pælens vægt, og $R_{c;d}$ bør omfatte overlejringsstrykket i jorden ved pælespidsen. Disse to bidrag kan dog udelades, hvis de nogenlunde opvejer hinanden. De vil måske ikke opveje hinanden, hvis:

- den negative overflademodstand er væsentlig
- jorden er meget let
- pælen når op over jordens overflade

(3)P For pæle i grupper skal to brudmekanismer tages i betragtning:

- svigt af bæreevne for pælene enkeltvis
- svigt af bæreevne af pælene og jorden mellem dem, virkende som en blok.

Den regningsmæssige bæreevne skal sættes til den laveste værdi ud fra disse to mekanismer.

(4) Bæreevnen af pælegruppen, der virker som en blok, kan beregnes ved at behandle blokken som en enkelt pæl med stor diameter.

(5)P Stivheden og styrken af den konstruktion, der forbinder pælegruppen skal tages i betragtning ved beregning af fundamentets regningsmæssige bæreevne.

(6) Hvis pælene understøtter en stiv konstruktion, kan der drages fordel af konstruktionens evne til at omfordele last mellem pælene. En grænsetilstand vil kun forekomme, hvis et væsentligt antal pæle svigter på samme tid; derfor er det ikke nødvendigt at tage hensyn til en svigtform med kun én pæl.

(7) Hvis pælene understøtter en fleksibel konstruktion, bør det antages, at bæreevnen af den svageste pæl styrer forekomsten af en grænsetilstand.

(8) Der bør tages særligt hensyn til et muligt svigt af kantpæle på grund af skrå eller excentrisk last fra den understøttede konstruktion.

(9)P Hvis det lag, der bærer pælen, ligger over et lag med svag jord, skal dette svage lags virkning på fundamentets bæreevne tages i betragtning.

(10)P Styrken af en jordzone over og under pælespidsen skal tages i betragtning ved beregning af pælespidsmodstanden.

NOTE – Denne zone kan nå flere diametre over og under pælespidsen. Eventuel svag jord i denne zone har relativt stor indflydelse på spidsmodstanden.

(11) Der bør tages hensyn til gennemlokning, hvis der er svag jord i en dybde, der er mindre end 4 gange spidsdiameteren under pælespidsen.

(12)P Når pælespidsens diameter overstiger pæleskaftets diameter, skal der tages hensyn til eventuel ugunstig virkning heraf.

(13) For rammede rør eller firkantede pæle med åben bund, og som har åbninger på mere end 500 mm i en hvilken som helst retning, uden særlige anordninger inden i røret eller pælen, der kan fremkalde propdannelse (plugging), skal spidsmodstanden begrænses til den mindste værdi af:

- forskydningsmodstanden mellem jordproppen og den indre overflade af pælen
- spidsmodstanden udledt på grundlag af spidsens bruttotværsnitsareal

7.6.2.2 Brudbæreevne baseret på statiske belastningsforsøg

(1)P Udførelsesmåden for belastningsforsøg skal være i overensstemmelse med 7.5 og skal være angivet i den geotekniske projekteringsrapport.

(2)P Prøvepæle til belastningsforsøg skal nedbringes på samme måde som de pæle, der skal danne fundamentet, og de skal funderes i samme lag.

(3) Hvis diameteren på forsøgspælene er forskellig fra produktionspælenes, bør den mulige forskel i pælenes virkemåde tages i betragtning ved vurdering af den udledte bæreevne.

(4) I tilfælde af en pæl med meget stor diameter er det ofte upraktisk at udføre et belastningsforsøg på en fuldskala forsøgspæl. Belastningsforsøg med mindre diameter bør kun tages i betragtning, forudsat at:

- forholdet mellem forsøgspælens diameter og produktionspælens diameter er mindst 0,5
- forsøgspæle med mindre diameter fremstilles og nedbringes på samme måde som de pæle, der anvendes til fundamentet
- forsøgspælen instrumenteres således, at spidsmodstand og overflademodstand kan udledes separat af målingerne.

Denne fremgangsmåde bør benyttes med forsigtighed for rammede pæle med åben bund på grund af diameterens indflydelse på mobilisering af spidsbæreevnen af en jordprop i pælen.

(5)P Når en pælefundering er påvirket af negativ overflademodstand, skal pælenes brudbæreevne korrigeres. Korrektionen skal foretages ved at fratrække den målte eller mest ugunstige positive overflademodstand i det sætningsgivende lag og det overliggende lag, hvor der udvikles negativ overflademodstand, fra de kræfter, der er målt ved pæletoppen.

(6) Under belastningsforsøget af en pæl påvirket af negativ overflademodstand vil positiv overflademodstand blive udviklet i pælens samlede længde, og den bør tages i betragtning i henhold til 7.3.2.2(6). Den maksimale prøvelast, der påføres en produktionspæl, bør være større end summen af den regningsmæssige ydre last plus to gange den negative overflademodstand.

A.3.2.1 *Korrelationsfaktorer ξ til udledning af karakteristiske værdier ud fra statiske pælebelastningsforsøg*

(1)P Ved fastlæggelse af den karakteristiske brudbæreevne $R_{c;k}$ ud fra værdier af $R_{c;m}$ målt i ét eller flere pælebelastningsforsøg skal der tages hensyn til variationen i jordbundsforholdene og til indflydelsen af pælenedbringningen. Den karakteristiske brudbæreevne bestemmes som:

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;m}}{\xi}$$

hvor

$\xi = 1,1$ for selve de prøvebelastede pæle

$\xi = 1,25$ for de øvrige pæle, hvor pælebelastningsforsøgene er repræsentative.

(10)P Ved tolkning af pælebelastningsforsøgene skal der skelnes mellem den systematiske og den tilfældige variation af jorden.

(11)P Journaler for installering af forsøgspælen(e) skal kontrolleres, og der skal redegøres for afvigelser fra de normale udførelsesforhold.

(12) Den karakteristiske brudbæreevne $R_{c;k}$ kan udledes af de karakteristiske værdier for spidsmodstanden $R_{b;k}$ og overflademodstanden $R_{s;k}$, således at:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad (7.3)$$

(13) Disse komponenter kan udledes direkte af de statiske belastningsforsøg eller vurderes ved hjælp af resultaterne af jordbundsundersøgelser eller dynamiske belastningsforsøg.

(14)P Den regningsmæssige modstand $R_{c;d}$ skal udledes af enten:

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma_t \quad (7.4)$$

eller

$$R_{c;d} = R_{b;k}/\gamma_b + R_{s;k}/\gamma_s \quad (7.5)$$

Værdierne for partialkoefficienterne er angivet i tabel A.3-2 fra det nationale annek, sat ind i 2.4.7.3.4.4 på side 32 i denne FU.

7.6.2.3 Brudbæreevne baseret på jordparametre

(1)P Metoder til vurdering af brudbæreevnen af et pælefundament baseret på jordbundsundersøgelser skal være bestemt ud fra pælebelastningsforsøg og sammenlignelig erfaring som defineret i 1.5.2.2.

(2) Der kan benyttes en modelfaktor som beskrevet i 2.4.1(9) for at sikre, at den beregnede brudbæreevne er tilstrækkeligt på den sikre side.

(3)P Den regningsmæssige bæreevne $R_{c;d}$ for en pæl skal findes af:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (7.6)$$

(4)P For hver pæl skal $R_{b;d}$ og $R_{s;d}$ findes af:

$$R_{b;d} = R_{b;k}/\gamma_b \text{ og } R_{s;d} = R_{s;k}/\gamma_s \quad (7.7)$$

Værdierne for partialkoefficienterne er angivet i tabel A.3-2 fra det nationale annek, sat ind i 2.4.7.3.4.4 på side 32 i denne FU.

A.3.2.2 Korrelationsfaktorer ξ til udledning af karakteristiske værdier ud fra jordparametre bestemt ved geotekniske undersøgelser

(3)P Den karakteristiske brudbæreevne:

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;ber}}{\xi}$$

skal udledes af beregningsregler baseret på efterviste sammenhænge mellem resultaterne af statiske belastningsforsøg og resultaterne af mark- eller laboratorieforsøg. Disse beregningsreg-

ler skal være udformet på en sådan måde, at brudbæreevnen ved brug af karakteristisk værdi $R_{c;k}$ ikke overstiger den målte brudbæreevne divideret med

$$\xi = 1,5$$

(4)P Beregningsreglerne skal være baseret på anerkendt dokumentation. De danske partialkoefficienter er sikkerhedsmæssigt knyttet til følgende analytiske metode til bæreevneberegning, iht. L (1) - L (6).

Anneks L – informativt

Pælefundering – Analytisk metode til bæreevnebestemmelse

(1) For en prismatisk eller cylindrisk enkeltpæl med spidsen i kohæsionsjord kan den karakteristiske bæreevne bestemmes ud fra:

$$R_{c;k} = \frac{R_{b;ber} + R_{s;ber}}{\xi} \quad \text{for trykpæle}$$

$$R_{t;k} = \frac{R_{s;ber}}{\xi} \quad \text{for trækpæle; se 7.6.3.3}$$

hvor

$$R_{b;ber} = 9 c_u A_b \quad \text{i kohæsionsjord}$$

$$R_{b;ber} = \sum_{i=1}^n m r c_u A_{si} \quad \text{i kohæsionsjord}$$

$$R_{b;ber} = \sum_{i=1}^n N_m q'_m A_{si} \quad \text{i friktionsjord}$$

$$A_b \quad \text{tværsnitsareal}$$

$$A_{si} \quad \text{overfladeareal i jordlag } i$$

$$N_m = 0,6 \text{ for trykpæle}$$

$$N_m = 0,2 \text{ for trækpæle; se 7.6.3.3}$$

$$m = \begin{cases} 1,0 & \text{for træ} \\ 1,0 & \text{for beton} \\ 0,7 & \text{for stål} \end{cases}$$

(2) For rammede pæle med spidsen i meget fast moræneler kan der erfaringsmæssigt regnes med:

$$R_{b;ber} = 18 c_u A_b$$

(3) Regenerationsfaktoren r vil afhænge af lerets styrke, således at r falder med stigende styrke. Foretages der ikke en nærmere bestemmelse, kan regenerationsfaktoren for kohæsionsjord sættes til $r = 0,4$, når der ikke regnes med større styrker end $c_u = 500 \text{ kN/m}^2$. Ved geostatisk beregning af den negative overflademodstand regnes med $r = 1,0$.

(4) Ved beregning af en pæls spidsmodstand tages der hensyn til styrken i lagene såvel over som under pælespidsniveau.

(5) For rammede pæle med spidsen i friktionsjord er den geostatiske beregning så usikker, at den ikke bør anvendes til endelig bestemmelse af trykbæreevnen.

(6) For borede, in situ-støbte pæle kan bæreevnen være væsentligt mindre end for tilsvarende rammede pæle. Der må ikke påregnes overflademodstand på mere end 30 % af den tilsvarende rammede pæls overflademodstand eller større regningsmæssig spidsmodstand end 1000 kN/m^2 , medmindre der foreligger anerkendt dokumentation for at tage en større bæreevne i regning.

A.3.2.2 Korrelationsfaktorer ξ til udledning af karakteristiske værdier ud fra jordparametre bestemt ved geotekniske undersøgelser

(5)P Bæreevne for borede pæle skal bestemmes i henhold til angivelserne i A.3.2.2 (3) og (4) og L (1) - L (6) herover.

NOTE – Bæreevne for CFA-pæle skal bestemmes som for borede pæle.

(6)P Der skal skelnes mellem komponenterne for den systematiske og tilfældige variation af jorden ved tolkningen af jordbundsundersøgelserne og den beregnede modstandsevne.

(10) Ved vurdering af egnetheden af en model baseret på resultater af jordbundsundersøgelser skal følgende tages i betragtning:

- jordtype, inklusive gradering, mineralogi, kantethed, lejringsstæthed, forkonsolidering, sammentrykkelighed og permeabilitet
- metode til pælenedbringning inklusive borings- eller ramningsmetode
- længde, diameter, materiale og form af pælens skaft og fod (fx udvidet pælefod)
- den anvendte metode ved jordbundsundersøgelserne.

7.6.2.4 Brudbæreevne baseret på dynamisk prøvebelastning

Der henvises til 7.6.2.5 og 7.6.2.6.

7.6.2.5 Brudbæreevne baseret på rammeformler

(1)P Rammeformler må kun benyttes, hvis lagfølgen i jorden er bestemt.

(2)P Hvis der benyttes rammeformler til at vurdere brudbæreevnen for enkeltpæle i et fundament, skal formlernes gyldighed være demonstreret ved forudgående eksperimentelt bevis på praktisk anvendelighed ved statiske belastningsforsøg med samme type pæl af tilsvarende længde og tværsnit samt under lignende jordbundsforhold.

A.3.2.3 Korrelationsfaktorer ξ til udledning af karakteristiske værdier ud fra rammemodstand

(1)P Den karakteristiske brudbæreevne:

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;m}}{\xi}$$

skal udledes af beregningsregler baseret på efterviste sammenhænge mellem resultaterne af statiske belastningsforsøg. Disse beregningsregler skal være udformet på en sådan måde, at brudbæreevnen ved brug af karakteristisk værdi $R_{c;k}$ i gennemsnit ikke overstiger den målte brudbæreevne divideret med

$\xi = 1,5$, hvor bæreevnen er baseret på en rammeformel

$\xi = 1,25$, hvor bæreevnen for den betragtede pæl desuden er analyseret ved stødbølge-målinger; se 7.6.2.6

$\xi = 1,4$ for de pæle, hvor stødbølgemålingen er repræsentativ; se 7.6.2.6.

(2) For pæle med spidsen i friktionsjord kan den karakteristiske brudbæreevne bestemmes ved hjælp af "Den Danske Rammeformel", se nationalt anneks L, med ξ -værdier som anført.

Anneks L – informativt

Pælefundering – Analytisk metode til bæreevnebestemmelse

(9) I geoteknisk kategori 1 tillades "Den Danske Rammeformel" anvendt, når pælespidsen er rammet ned under de sætningsgivende lag.

(10) Den karakteristiske brudbæreevne $R_{c;k}$ af pæle rammet med faldhammer kan bestemmes på grundlag af "Den Danske Rammeformel":

$$R_{c;k} = R_{dyn;k} = \frac{R_{dyn;m}}{\xi}$$

hvor

$$R_{dyn;m} = \frac{\eta h G}{s + 0,5 s_0}$$

$$s_0 = \sqrt{\frac{2 \eta h G L_p}{A_b E}}$$

$$\eta = \eta_0 (1 - \mu \cdot \tan \theta)$$

η effektivitetsfaktor

η_0 effektivitetsfaktor ved lodret mægler

μ friktionskoefficient mellem hammer og mægler

θ hældning af mægler

G tyngde af faldhammer

h lodret komponent af faldhøjde

s blivende nedsynkning af pæl pr. slag

L_p pælens længde

A_b pælens tværsnitsareal

E pælens elasticitetsmodul.

(4) Når der benyttes en rammeformel til eftervisning af en pæls modstand, bør prøveramning være udført på mindst 5 pæle, der er fordelt med tilstrækkelig afstand over byggefeltet for at finde et passende antal slag for den afsluttende rammeserie.

(5) Nedtrængningen af pælespidsen i den sidste rammeserie skal registreres for hver pæl.

7.6.2.6 Brudbæreevne baseret på stødbølgeanalyse

(1)P Stødbølgeanalyse må kun anvendes, når lagfølgen af jorden er fastlagt ud fra boringer og markforsøg.

(2)P Når der anvendes stødbølgeanalyse til at vurdere bæreevnen af trykpåvirkede enkeltpæle, skal gyldigheden af analysen være eftervist ved forudgående dokumentation af acceptabel opførsel ved statiske belastningsforsøg med samme pæletype af tilsvarende længde og tværsnit og under lignende jordbundsforhold.

(3)P Den regningsmæssige værdi af bæreevnen $R_{c;d}$ udledt af resultaterne af stødbølgeanalyse af et antal repræsentative pæle skal vurderes efter samme fremgangsmåde som i 7.6.2.5 ved anvendelse af ξ -værdier som i 7.6.2.5.

NOTE – Stødbølgeanalyse er baseret på en matematisk model af jord, pæle og ramningsudstyr uden stødbølgemålinger på byggefeltet. Metoden anvendes normalt for at undersøge rammeudstyrets egnethed, dynamiske jordparametre og spændinger i pælen under ramning. Det er også muligt på basis af modellerne at bestemme den krævede rammemodstand (antal slag), der sædvanligvis er forbundet med pælens forventede trykbæreevne.

7.6.2.7 Efterramning

(1)P Ved dimensioneringen skal antallet af pæle, der skal efterrammes, angives. Hvis efterramning giver lavere resultater, skal disse anvendes som basis for vurdering af brudbæreevnen. Hvis efterramning giver højere resultater, kan disse eventuelt tages i betragtning.

(2) Der bør normalt udføres efterramning i silt, medmindre dette ved lokal sammenlignelig erfaring har vist sig at være unødvendigt.

NOTE – Efterramning af friktionspæle i lerjord medfører normalt nedsat bæreevne.

7.6.3 Trækbæreevne

7.6.3.1 Generelt

(1)P Dimensioneringen af trækpåvirkede pæle skal være i overensstemmelse med dimensioneringsreglerne i 7.6.2, hvor de er anvendelige. Dimensioneringsregler specielt for fundamenter med trækpåvirkede pæle er behandlet i det følgende.

(2)P For at eftervise, at fundamentet kan bære den regningsmæssige last med tilstrækkelig sikkerhed mod trækkbrud, skal følgende ulighed opfyldes for alle lasttilfælde og lastkombinationer i brudgrænsetilstanden:

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \quad (7.12)$$

(3)P For trækpåvirkede pæle skal to brudmekanismer tages i betragtning:

- udtrækning af pælene fra jordmassen
- løftning af den blok af jord, der indeholder pælene.

(4)P Eftervisning af løftningsbrud af den blok af jord, der indeholder pælene (se figur 7.1), skal udføres i henhold til 2.4.7.4.

(7) Normalt vil blokvirkningen være bestemmende for den regningsmæssige trækbæreevne, hvis afstanden mellem pælene er lig med eller mindre end kvadratroden af produktet af pælenes diameter og pælens nedtrængning i det bæredygtige jordlag.

(8)P Gruppevirkningen, der kan reducere de effektive lodrette spændinger i jorden og således også overflademodstanden af de enkelte pæle i gruppen, skal tages i betragtning ved vurdering af trækbæreevnen af en pælegruppe.

(9)P Den markant ugunstige virkning på trækbæreevnen af cyklisk last og last, der skifter fortegn, skal tages i betragtning.

(10) Sammenlignelig erfaring baseret på pælebelastningsforsøg skal benyttes for at vurdere denne virkning.

7.6.3.2 Trækbæreevne baseret på pælebelastningsforsøg

(1)P Pælebelastningsforsøg til bestemmelse af trækbæreevnen R_t for en enkelt pæl skal udføres i overensstemmelse med 7.5.1, 7.5.2 og 7.5.4 og under hensyntagen til 7.6.2.2.

(2)P Den regningsmæssige trækbæreevne $R_{t;d}$ skal bestemmes af:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \quad (7.13)$$

Værdierne af partialkoefficienten er angivet i 2.4.7.3.4.4, tabel A.3-2.

(3) Når pæle skal trækbelastes, bør det normalt specificeres, at mere end én pæl skal prøves. I tilfælde af et stort antal trækpæle bør mindst 2 % af dem prøves.

(4)P Journalerne for nedbringning af forsøgspælene skal kontrolleres, og der bør redegøres for enhver afvigelse fra normale udførelsesforhold ved tolkningen af resultaterne af pælebelastningsforsøget.

A.3.2.1 Korrelationsfaktorer ξ til udledning af karakteristiske værdier ud fra statiske pælebelastningsforsøg

(1)P Ved fastlæggelse af den karakteristiske brudbæreevne $R_{t;k}$ ud fra værdier af $R_{c;m}$ målt i ét eller flere pælebelastningsforsøg skal der tages hensyn til variationen i jordbundsforholdene og til indflydelsen af pælenedbringningen. Den karakteristiske brudbæreevne bestemmes som:

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;m}}{\xi}$$

hvor

$\xi = 1,1$ for selve de prøvebelastede pæle

$\xi = 1,25$ for de øvrige pæle, hvor pælebelastningsforsøgene er repræsentative.

7.6.3.3 Trækbæreevne baseret på jordparametre

(1)P Metoder til vurdering af et pæleværks trækbæreevne baseret på jordparametre skal være fastsat ud fra pælebelastningsforsøg og sammenlignelig erfaring som defineret i 1.5.2.2.

(2) Den kan benyttes en modelfaktor som beskrevet i 2.4.1(9) for at sikre, at den forventede trækbæreevne er tilstrækkeligt på den sikre side.

(3)P Den regningsmæssige værdi af trækbæreevnen af en pæl $R_{t;d}$ skal udledes af:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \quad (7.15)$$

hvor

$$R_{t;k} = R_{s;k} \quad (7.16)$$

Værdierne af partialkoefficienterne er angivet i 2.4.7.3.4.4, tabel A.3-2.

A.3.2.2 Korrelationsfaktorer ξ til udledning af karakteristiske værdier ud fra jordparametre bestemt ved geotekniske undersøgelser

(3)P Den karakteristiske brudbæreevne:

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;ber}}{\xi}$$

skal udledes af beregningsregler baseret på efterviste sammenhænge mellem resultaterne af statiske belastningsforsøg og resultaterne af mark- eller laboratorieforsøg. Disse beregningsregler skal være udformet på en sådan måde, at brudbæreevnen ved brug af karakteristisk værdi $R_{c;k}$ ikke overstiger den målte brudbæreevne divideret med

$$\xi = 1,5$$

(4)P Beregningsreglerne skal være baseret på anerkendt dokumentation. En analytisk metode til bæreevnebestemmelse er angivet i 7.6.2.3 og A.3.2.1.

(5)P Bæreevne for borede pæle skal bestemmes i henhold til angivelserne i 7.6.2.3 og A.3.2.2.

NOTE – Bæreevne for CFA-pæle skal bestemmes som for borede pæle.

(5)P Der skal skelnes mellem de systematiske og tilfældige komponenter af jordens variation ved tolkningen af den beregnede trækbæreevne.

(8) Vurderingen af anvendeligheden af en model baseret på resultater af jordforsøg bør være i overensstemmelse med 7.6.2.3(10).

7.6.4 *Lodret flytning af pælefundamenter (Anvendelighed af den understøttede konstruktion)*

7.6.4.1 Generelt

(1)P Lodrette bevægelser under anvendelsesgrænsetilstande skal vurderes og sammenlignes med kravene anført i 2.4.8 og 2.4.9.

(2) Ved beregning af lodrette flytninger af et pælefundament bør der tages hensyn til de usikkerheder, der er forbundet med beregningsmodellen og med fastsættelse af de relevante jordbundsegenskaber. Det bør således ikke overses, at beregninger i de fleste tilfælde kun vil give en tilnærmet vurdering af flytningerne af pælefundamentet.

NOTE – For pæle, hvis bæreevne hidrører fra middelfaste til faste jordarter, samt for trækpæle er sikkerhedskravene ved dimensionering af brudgrænsetilstanden normalt tilstrækkelige til at forhindre en anvendelsesgrænsetilstand i den understøttede konstruktion.

7.6.4.2 Trykpåvirkede pælefundamenter

(1)P Forekomsten af en anvendelsesgrænsetilstand i den understøttede konstruktion på grund af sætning af pæle skal kontrolleres under hensyntagen til negativ overflademodstand, hvor dette kan forekomme.

NOTE – Når pælespidsen er placeret i et middelfast eller fast lag, der ligger over fjeld eller meget fast jord, er partialkoefficienterne for brudgrænsetilstand normalt tilstrækkelige til at opfylde anvendelsesgrænsetilstanden.

(2)P Vurdering af sætninger skal omfatte både sætningen af enkeltpæle og sætningen på grund af gruppevirkning.

(3) Sætningsanalysen bør inkludere en vurdering af de differenssætninger, der kan forekomme.

(4) Hvis der i forbindelse med en undersøgelse af samvirken mellem pælefundamentet og overbygningen ikke findes resultater af belastningsforsøg, bør enkeltpælenes opførsel ved belastning og sætning vurderes ud fra dokumenteret erfaring.

7.6.4.3 Trækpåvirkede pælefundamenter

(1)P Vurderingen af opadgående bevægelser skal være i overensstemmelse med principperne i 7.6.4.2.

NOTE – Der skal tages særligt hensyn til forlængelsen af pælematerialet.

(2)P Når der er angivet meget strenge regler for anvendelsesgrænsetilstanden, skal der udføres separat kontrol af opadgående flytninger.

7.7 Tværbelastede pæle

7.7.1 Generelt

(1)P Dimensioneringen af tværbelastede pæle skal være i overensstemmelse med dimensioneringsreglerne i 7.4 og 7.5, hvor de kan anvendes. I dette afsnit gives dimensioneringsregler specielt for fundamenter med tværbelastede pæle.

(2)P For at eftervise, at en pæl kan bære den regningsmæssige tværlast med tilstrækkelig sikkerhed mod brud, skal følgende ulighed opfyldes i alle lasttilfælde og lastkombinationer i brudgrænsetilstanden:

$$F_{tr;d} \leq R_{tr;d} \quad (7.19)$$

(3) Én af følgende brudmekanismer skal tages i betragtning:

- for korte pæle, rotation eller translation som et stift legeme
- for lange, slanke pæle, bøjningsbrud af pælen ledsaget af lokal flydning og flytning af jorden tæt ved pælens top.

(4)P Gruppevirkningen skal tages i betragtning ved vurdering af tværbelastede pæles bæreevne.

(5) Der skal tages hensyn til, at en tværlast påført en gruppe pæle kan resultere i en kombination af tryk-, træk- og tværkræfter i de enkelte pæle.

7.7.2 Bæreevne for tværbelastning baseret på pælebelastningsforsøg

(1)P Forsøg med tværbelastede pæle skal udføres i overensstemmelse med 7.5.2.

(2) I modsætning til belastningsforsøgsproceduren beskrevet i 7.5 er det normalt ikke nødvendigt at fortsætte forsøgene på tværbelastede pæle, til der optræder brud. Prøvelastens størrelse og kraftretning bør simulere den regningsmæssige belastning af pælen.

(3)P Der skal tages hensyn til jordens variabilitet, især på de øverste få meter af pælen, når antallet af forsøgspæle skal vælges, og når den regningsmæssige bæreevne for tværbelastning skal udledes af forsøgsresultaterne.

(4) Journalerne for nedbringningen af forsøgspælene bør kontrolleres, og der bør redegøres for enhver afvigelse fra normale udførelsesforhold ved tolkningen af resultaterne af pælebelastningsforsøget. For pælegrupper bør virkningen af interaktion og indspænding af pæletoppen ta-

ges i betragtning ved bestemmelse af bæreevnen for tværlast ud fra forsøgsresultaterne for individuelle forsøgspæle.

7.7.3 *Bæreevne for tværbelastning baseret på jordbundsundersøgelser og pælenes styrkeparametre*

(1)P En pæls eller en pælegruppes bæreevne for tværlast skal beregnes ved brug af et kompatibelt system af laster, jordreaktioner og deformationer.

(2)P Beregning af en tværbelastet pæl skal omfatte muligheden for brud i selve pælen i jorden i overensstemmelse med 7.8.

(3) Beregningen af en lang, slank pæls bæreevne over for tværlast kan udføres ved hjælp af teorien for en bjælke, der er belastet ved enden og understøttet af et deformerbart medium karakteriseret ved et horisontalt ballasttal.

(4)P Pælenes indspændingsgrad i konstruktionen skal tages i betragtning ved vurdering af fundamentets bæreevne for tværlast.

7.7.4 *Tværgående bevægelser*

(1)P Ved vurderingen af den tværgående bevægelse af et pælefundament skal der tages hensyn til:

- stivheden af jorden og dens variation med tøjningsniveauet
- bøjningsstivheden af de enkelte pæle
- indspændingsgraden for pælene ved forbindelsen med konstruktionen
- gruppevirkningen
- virkningen af reversibel last eller cyklisk last.

(2) En generel undersøgelse af bevægelsen af et pælefundament bør baseres på de forventede grader af bevægelsesfrihed.

7.8 *Beregning af pælekonstruktion*

(1)P Pæle skal eftervises for materialebrud i overensstemmelse med 2.4.6.4.

(2)P Pælekonstruktionen skal dimensioneres for alle de situationer, som pælene kan blive udsat for. Disse omfatter:

- forholdene ved brug, fx korrosionsforhold
- forholdene ved nedbringning, fx ugunstige jordbundsforhold som fx blokke, stejle klippeoverflader
- andre faktorer, der kan påvirke nedbringningen inklusive kvaliteten af koblinger
- for præfabrikerede pæle, omstændighederne ved transport til byggepladsen og nedbringning.

(3)P Ved konstruktionens projektering skal der tages hensyn til konstruktionstolerancer som angivet for pæletypen, lastkomponenterne og fundamentets virkemåde.

(4)P Slanke pæle, der går gennem vand eller tykke aflejringer af meget lav styrke jord, skal kontrolleres for søjlevirkning.

(5) Der kræves normalt ikke kontrol for søjlevirkning, når pælene er i jordlag med en karakteristisk **udrænet** forskydningsstyrke c_u på over 10 kPa.

7.9 Tilsyn med udførelsen

(1)P En pæleplan skal danne grundlag for pælearbejdet.

(2) Planen bør indeholde følgende projektfinformation:

- pæletype
- placering og hældning af hver pæl samt tolerancegrænser for placeringen
- pæletværsnit
- for in situ-pæle, information om armeringen
- pælelængde
- pælenummer
- krævet bæreevne for pæle
- pælespidsniveau (ud fra et fikspunkt inden for eller tæt ved byggepladsen) eller den krævede penetrationsmodstand
- installeringsrækkefølge
- kendte forhindringer
- andre begrænsninger for piloteringsarbejde.

(3)P Nedbringningen af hver pæl skal overvåges og registreres i en journal.

(4) Journalen for hver pæl bør indeholde følgende udførelsesforhold, der er dækket i de relevante udførelsesstandarder EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000:, EN 14199:2005.

- pælenummer
- nedbringningsudstyr
- pæletværsnit og -længde
- dato og tidspunkt for nedbringningen (inklusive afbrydelser)
- betonblanding, den anvendte betonmængde og udstøbningsmetode for in situ-støbte pæle
- rumvægt, pH, Marsh viskositet og fillerindhold af betonitslam (hvis anvendt)

- for continuous flight auger (CFA) pæle eller andre injektionspæle, volumen og pumpetryk af cementmørtel eller beton, indre og ydre diameter, gevindstigning og nedtrængning per omdrejning
- for fortrængningspæle, værdierne af rammemodstandsmålinger såsom vægt og faldhøjde eller nominel effekt for ramslag, slagfrekvens og antal slag for mindst de sidste 0,25 m nedtrængning
- kraftoverføring til vibratorer (hvis anvendt)
- det påførte drejningsmoment for boremotor (hvis anvendt)
- for borede pæle, de jordlag, der optræder i borerne, og forholdene ved spidsen, hvis spidsens virkemåde er kritisk
- forhindringer, der er truffet under nedbringningen
- afvigelser med hensyn til placering, retning og kote.

(5) Journaler bør opbevares i en periode på mindst fem år efter færdiggørelsen af arbejdet. As-built-dokumenter bør udfærdiges efter pælearbejdet og opbevares sammen med projektmaterialet.

(6)P Hvis observationer på byggepladsen eller inspektion af journalerne afslører usikkerheder med hensyn til kvaliteten af de installerede pæle, skal supplerende undersøgelser udføres for at afdække de faktiske forhold for pælene i den færdige konstruktion samt for at kunne afgøre, om udbedringsforanstaltninger er nødvendige. Disse undersøgelser skal omfatte enten et statisk pælebelastningsforsøg eller forsøg til eftervisning af pælens integritet, installering af en ny pæl, eller, i tilfælde af en fortrængningspæl, efterramning af pælen sammen med jordbundsundersøgelser i nærheden af pælen, der er under mistanke.

(7)P Der skal udføres forsøg til at undersøge integriteten af pæle, hvis kvalitet er følsom over for installationsmetoden, og hvis installationen ikke kan overvåges på pålidelig vis.

(8) Dynamiske integritetsforsøg (low strain) kan benyttes til en overordnet vurdering af pæle, der kan have alvorlige defekter. Defekter som utilstrækkelig betonkvalitet og tykkelse af betondæklaget, der kan påvirke en pæls langtidsfunktion, kan ofte ikke findes ved dynamiske forsøg. Andre forsøg, som fx lydbølger, vibrationsforsøg eller udtagelse af kerneprøver, kan være nødvendige ved kontrol af udførelsen.

8 Forankringer

Kapitel 8, Forankringer, erstattes senest i november 2014 med et helt nyt kapitel 8, Ankre, med tilhørende revision af det nationale anneks til DS/EN 1997-1. Udførelse af ankre skal ske i henhold til DS/EN 1537:2013, men test (trækprøvning) af jordankre skal ske i henhold til en midlertidig dansk standard DS 1537, *Jordankre – Prøvning*, som har været i høring indtil 30. januar 2014, og som forventes disponibel kort tid herefter.

Indtil nyt kapitel 8 er oversat, og tilhørende nationalt anneks er udarbejdet, henvises til DS/EN 1997-1 og DS/EN 1997-2.

9 Støttekonstruktioner

9.1 Generelt

9.1.1 *Emne og anvendelsesområde*

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel gælder for konstruktioner, der støtter jord, fjeld eller bagfyld og vand. Materiale anses for støttet, hvis det fastholdes med en hældning, der er stejlere, end den med tiden ville blive, hvis der ikke var nogen støttekonstruktion. Støttekonstruktioner omfatter alle typer af mure, vægge og støttesystemer, hvor konstruktionselementer påføres kræfter af det støttede materiale.

(2)P Tryk fra granulært materiale opbevaret i siloer skal beregnes ved hjælp af EN 1991-4.

9.1.2 *Definitioner*

(1) Ved dimensionering af støttekonstruktioner bør der skelnes mellem følgende tre hovedtyper:

9.1.2.1

støttemure

Mure af sten, uarmeret eller armeret beton, der har et fundament med eller uden hæl, tå eller ribber. Tyngden af selve muren, eventuelt inklusive stabiliserende jord-, fjeld- eller fyldmasser, spiller en væsentlig rolle ved støtningen af det tilbageholdte materiale. Eksempler på sådanne mure er støttemure af beton med konstant eller varierende tykkelse og vinkelstøttemure med eller uden ribber.

9.1.2.2

støttevægge

Relativt tynde vægge af stål, armeret beton eller træ, støttet af forankring, trykstænger og/eller passivt jordtryk. Bøjningskapaciteten af sådanne vægge spiller en væsentlig rolle ved støtningen af det tilbageholdte materiale, mens væggens vægt spiller en ubetydelig rolle. Eksempler på sådanne vægge er frie stålsponsvægge, forankrede eller afstivede stål- eller betonsponsvægge og slidsevægge.

9.1.2.3

kombinerede støttekonstruktioner

Mure eller vægge sammensat af elementer fra ovenstående to typer. Der findes mange forskellige slags af sådanne konstruktioner, for eksempel dobbelte sponsvægscellefangedæmninger, jordkonstruktioner forstærket med armering, geotekstiler eller injicering, konstruktioner med flere rækker jordankre eller jordsøm.

9.2 Grænsetilstande

(1)P Der skal opstilles en liste over de grænsetilstande, der skal tages i betragtning. Som minimum skal følgende grænsetilstande tages i betragtning ved alle typer af støttekonstruktioner:

- tab af totalstabilitet
- brud i et konstruktionselement som fx mur eller væg, forankring, trykstang, stræk eller brud i samlingen mellem sådanne elementer

- kombineret brud i jorden og et konstruktionselement
- brud på grund af aflastning som følge af opadrettede gradienter og piping
- bevægelse af støttekonstruktionen, der kan give anledning til kollaps eller påvirke udseendet eller en effektive anvendelse af konstruktionen, nærliggende konstruktioner eller installationer, der er afhængige af den
- uacceptabel strømning gennem eller under muren eller væggen
- uacceptabel transport af jordpartikler gennem eller under muren eller væggen
- uacceptabel ændring af grundvandsspejlet.

(2)P Herudover skal følgende grænsetilstande tages i betragtning for støttemure og for kombinerede støttekonstruktioner:

- bæreevnesvigt i jorden under fundamentet
- svigt på grund af glidning ved fundamentsunderkant
- svigt på grund af væltning

og for støttevægge:

- svigt på grund af rotation eller translation af væggen eller dele deraf
- svigt på grund af manglende lodret ligevægt.

(3)P For alle typer støttekonstruktioner skal kombinationer af ovennævnte grænsetilstande tages i betragtning, hvis det er relevant.

(4) Dimensionering af støttemure kræver ofte løsning af samme type problemer som dimensionering af fundamenter, dæmninger og skråninger. Ved betragtning af grænsetilstande bør principperne i kapitel 6 derfor benyttes i det omfang, de er relevante. Der skal især tages hensyn til svigt af bæreevnen af jorden under fundamentet ved laster med store excentriciteter og stor hældning (se 6.5.4).

9.3 Laster, geometriske data og projekteringstilfælde

9.3.1 *Laster*

9.3.1.1 Grundlæggende laster

(1) Lasterne anført i 2.4.2(4) bør tages i betragtning.

9.3.1.2 Vægt af bagfyldsmateriale

(1)P Regningsmæssige værdier for rumvægten af bagfyldsmateriale skal skønnes ud fra kendskabet til det materiale, der er til rådighed. Den geotekniske projekteringsrapport skal angive, hvilke kontroller der skal foretages under udførelsen for at eftervise, at de faktiske værdier ikke er mere ugunstige end dem, der er brugt ved projekteringen.

9.3.1.3 Overfladelaster

(1)P Bestemmelse af regningsmæssige værdier for overfladelaster skal tage hensyn til, om der på eller tæt ved den understøttede jord er fx nærliggende bygninger, køretøjer eller kraner, oplagret materiale, gods og containere.

(2) Der bør udvises forsigtighed ved gentagne overfladelaster som fx last på kranskiner på en kajmur. De tryk, der påføres ved sådanne overfladelaster, kan være væsentligt større end dem, der stammer fra den første belastning, eller dem, der stammer fra en konstant last af samme størrelse.

9.3.1.4 Vægt af vand

(1)P De regningsmæssige værdier for vands rumvægt skal afspejle, om det er fersk- eller saltvand, eller om vandet indeholder kemikalier med forurening i en sådan grad, at den normale værdi skal ændres.

9.3.1.5 Bølge- og iskræfter

(1)P Regningsmæssige værdier for bølgekræfter eller **iskræfter** skal vælges på basis af lokalt tilgængelige data for de klimatiske og hydrauliske forhold på stedet.

(2)P Ved valg af de regningsmæssige værdier for statiske kræfter påført af et isdække skal følgende tages i betragtning:

- initialtemperaturen af isen, før opvarmningen begynder
- den hastighed, hvormed temperaturen stiger
- tykkelsen af isdækket.

9.3.1.6 Strømkræfter

(1)P Strømkræfter på grund af forskelligt grundvandsniveau bag ved og foran støttekonstruktionen skal tages i betragtning, da disse kan ændre jordtrykket foran og bag ved konstruktionen.

9.3.1.7 Kollisionskræfter

(1) Ved bestemmelse af de regningsmæssige værdier for kollisionsstødkræfter forårsaget af fx bølger, isflager eller trafik kan der tages hensyn til den energi, der optages af den kolliderende masse og af støttekonstruktionen, fx ved hjælp af fendere og/eller ledeværker.

(2) Ved horisontale stødkræfter på støttekonstruktioner bør der tages hensyn til den forøgede stivhed, den støttede jord udviser.

(3) Risikoen for likvefaktion forårsaget af horisontale stødkræfter på støttevægge bør undersøges.

(4)P Stødlasten fra en isflage, der kolliderer med en støttekonstruktion, skal beregnes på basis af isens trykstyrke og isflagens tykkelse. Saltholdigheden og isens homogenitet skal tages i betragtning ved beregning af trykstyrken.

9.3.1.8 Temperaturvirkninger

(1)P Ved projekteringen af støttekonstruktioner skal der tages hensyn til virkningen af unormale temperaturforskelle i tid og rum.

(2) Disse virkninger bør især tages i betragtning ved bestemmelse af kræfter i trykstænger og afstivninger.

(3) Afsnittene om brandteknisk dimensionering af bærende konstruktioner i de materialeafhængige eurocodes bør benyttes, når virkningen af brand behandles.

(4)P Der skal træffes særlige foranstaltninger, som fx valg af passende bagfyldsmateriale, dræning eller isolering, for at forhindre, at der dannes islinser i jorden bag ved støttekonstruktioner.

9.3.2 Geometriske data

9.3.2.1 Grundlæggende data

(1)P Regningsmæssige værdier for de geometriske data skal udledes i overensstemmelse med principperne anført i 2.4.6.3.

9.3.2.2 Jordoverflader

(1)P Regningsmæssige værdier for geometrien af det tilbageholdte materiale skal tage hensyn til variationen i de faktiske værdier. De regningsmæssige værdier skal også tage hensyn til forventet udgravning eller mulig erosion foran støttekonstruktionen.

(2) I beregninger af brudgrænsetilstanden, hvor stabiliteten af en støttemur afhænger af jordtryk foran konstruktionen, bør niveauet for jorden foran konstruktionen sænkes med værdien Δa under det normalt forventede niveau. Værdien af Δa bør vælges under hensyntagen til graden af kontrol af overfladeniveauet. Ved normal grad af kontrol, bør følgende anvendes:

- for en fri væg bør Δa være lig med 10 % af væggens højde over udgravningsniveau, hvor Δa begrænses til maksimum 0,5 m
- for en forankret/afstivet væg bør Δa være lig med 10 % af afstanden mellem den dybeste forankring/afstivning og udgravningsniveauet, begrænset til maksimum 0,5 m.

(3) Mindre værdier af Δa , inklusive 0, kan benyttes, når det er angivet, at der er pålidelig kontrol af overfladeniveauet for hele det pågældende projekteringsstykke.

(4) Større værdier af Δa bør benyttes, hvis overfladeniveauet er særligt usikkert.

9.3.2.3 Vandspejlsniveauer

(1)P Valget af regningsmæssige eller karakteristiske værdier for beliggenheden af frit vandspejl og artesiske vandspejl skal foretages på basis af data for de hydrauliske og hydrogeologiske forhold på stedet.

(2)P Der skal tages hensyn til, hvordan variationer af permeabilitet virker på grundvandsspejlet.

(3)P Muligheden for ugunstige vandtryk på grund af sekundære eller artesiske vandspejl skal tages i betragtning.

9.3.3 *Projekteringstilfælde*

(1)P Følgende skal tages i betragtning:

- rumlige variationer af jordegenskaber, vandspejl og poretryk
- tidsmæssige forventede variationer af jordegenskaber, vandspejl og poretryk
- variation i laster og den måde, de er kombineret på
- udgravning eller erosion foran støttekonstruktionen
- virkningerne af komprimering af bagfyldet bag støttekonstruktionen
- virkningerne af forventede fremtidige konstruktioner og overfladelaster eller aflastninger på eller tæt ved det støttede materiale
- forventede bevægelser af jorden på grund af sammensynkning eller frostvirkning.

(2) For vandbygningskonstruktioner er det ikke nødvendigt at påføre iskræfter og bølgekræfter samtidigt i samme punkt.

9.4 *Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn*

9.4.1 *Generelt*

(1)P Både brudgrænsetilstande og anvendelsesgrænsetilstande skal tages i betragtning ved brug af fremgangsmåderne beskrevet i 2.4.7 og 2.4.8.

(2)P Det skal vises, at der kan opnås lodret ligevægt for de forventede fordelinger af tryk og laster på væggen.

(3) Eftervisning af lodret ligevægt kan ske ved at reducere parametrene for vægfriktion.

(4) Så vidt muligt skal støttekonstruktioner dimensioneres således, at der tæt ved en brudgrænsetilstand vil være synlige tegn (varslet brud). Dimensioneringen bør sikre mod skørt brud, dvs. pludselig sammenstyrtning uden tydelige forudgående deformationer (uvarslet brud).

(5) For mange støttekonstruktioner bør der regnes med, at en kritisk grænsetilstand optræder, hvis muren eller væggen deformeres i en sådan grad, at nærliggende konstruktioner eller installationer skades. Skønt der ikke er overhængende fare for sammenstyrtning af muren, kan graden af skaden overstige en anvendelsesgrænsetilstand betydeligt i den støttede konstruktion.

(6) De dimensioneringsmetoder og partialkoefficienter, der er anbefalet i denne standard, er sædvanligvis tilstrækkelige til at hindre, at der optræder brudgrænsetilstand i nærliggende konstruktioner, forudsat at de pågældende jordarter er mindst middelfaste til faste, og at der benyttes passende udførelsesmetoder og -rækkefølger. Der kræves imidlertid særlig omhu ved nogle stærkt forkonsoliderede leraflejringer, hvori store vandrette hviletryk kan give anledning til betydelig bevægelse i et stort område rundt om udgravningerne.

(7) Komplexiteten af interaktionen mellem jorden og støttekonstruktionen kan gøre det vanskeligt at projektere en støttekonstruktion i detaljer før udførelsen. I sådanne tilfælde bør anvendelse af observationsmetoden overvejes ved dimensioneringen (se 2.7).

(8)P Projekteringen af støttekonstruktionen skal tage hensyn til følgende hvor relevant:

- virkningerne af at udføre konstruktionen, inklusive:
 - tilvejebringelse af midlertidig støtte af udgravningens sider.
 - ændringer i in situ-spændinger og resulterende bevægelser af jorden forårsaget både af udgravningen for konstruktion og dens udførelse.
 - forstyrrelse af jorden på grund af ramme- eller boreoperationer.
 - tilvejebringelse af adgang for udførelse.
 - krævet grad af vandtæthed af den færdige konstruktion.
- den praktiske mulighed for at udføre væggen, så den når et lag med lav permeabilitet og således danner en afskæring for vandbevægelse. Konsekvenserne af den resulterende lige-vægtstilstand for grundvandsstrømning skal vurderes.
- den praktiske mulighed for at etablere jordankre i den tilgrænsende grund.
- den praktiske mulighed for udgravning mellem afstivninger af støttekonstruktioner.
- konstruktionens evne til at bære lodret last.
- de bærende komponenters sejhed.
- adgang til vedligeholdelse af konstruktionen og eventuelle dermed forbundne dræningstil-tag.
- udseende og holdbarhed af konstruktionen og forankringerne.
- for spunsvægge, behovet for et tværsnit, der er stift nok til at blive rammet ned til den projekterede rammedybde uden låsesprængninger.
- stabilitet af borer og slidsevægge under udførelse.
- ved opfyldning, arten af de disponible materialer samt komprimeringsmetoden tæt ved konstruktionen[...].

9.4.2 *Drænsystemer*

(1)P Hvis sikkerheden og anvendeligheden af den projekterede konstruktion afhænger af funktionsdygtigheden af et drænsystem, skal konsekvensen af svigt af drænsystemet tages i betragtning under hensyntagen til både sikkerheden og reparationsomkostninger. Der skal anvendes en af følgende betingelser (eller en kombination heraf):

- et vedligeholdelsesprogram for drænsystemet skal specificeres, og projektets udformning skal tillade adgang til dette formål
- der skal eftervises både ved sammenlignelig erfaring og ved vurdering af den vandmængde, der fjernes, at drænsystemet vil fungere tilfredsstillende uden vedligeholdelse.

(2) Mængder, tryk og eventuelt kemikalieindhold af det bortledte vand bør tages i betragtning.

9.5 Bestemmelse af jordtryk

9.5.1 *Generelt*

(1)P Bestemmelse af jordtryk skal tage hensyn til de bevægelser og tøjninger, der kan accepteres, og som kan optræde i den betragtede grænsetilstand.

(2) I nedenstående sammenhæng anvendes ordet "jordtryk" også for det totale jordtryk fra blødt og forvitret fjeld, inklusive grundvandstryk.

(3)P Beregninger af størrelsen af jordtryk og retningen af de deraf følgende kræfter skal tage hensyn til:

- overfladebelastning på og hældning af jordoverfladen
- hældning af væggen i forhold til lodret
- grundvandsspejl og strømkræfter i jorden
- størrelse og retning af bevægelsen af væggen i forhold til jorden
- vandret og lodret ligevægt for hele støttekonstruktionen
- jordens forskydningsstyrke og rumvægt
- stivheden af væggen og det understøttende system
- væggens ruhed.

(4) Størrelsen af mobiliseret vægfriktion og adhæsion bør betragtes som en funktion af:

- jordens styrkeparametre
- friktionsegenskaberne af grænsefladen mellem væg og jord
- retning og størrelse af væggens bevægelse i forhold til jorden
- væggens evne til at understøtte de lodrette kræfter fra væggens friktion og adhæsion.

(5) Størrelsen af den forskydningsspænding, der kan mobiliseres i grænsefladen mellem væg og jord, bør bestemmes ved hjælp af vægfriktionsvinklen δ for grænsefladen mellem væg og jord.

(6) En beton- eller stålspsunsvæg, der understøtter sand- eller grusmateriale, kan antages at have den regningsmæssige vægfriktionsvinkel $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv,d}$ for grænsefladen mellem væg og jord. k bør ikke overstige værdien 2/3 for forstøbt beton- eller stålspsunsvæg.

(7) For beton støbt direkte mod jord kan antages værdien $k = 1,0$.

(8) For en stålspsunsvæg i ler under udrænedede forhold bør der ikke antages at være nogen friktion eller adhæsion umiddelbart efter ramning. Forøgelse af disse værdier kan ske over tid.

(9)P Størrelsen af jordtryk og retning af de resulterende kræfter skal beregnes efter den valgte dimensioneringsmetode (se 2.4.7.3) og den betragtede grænsetilstand.

(10) Værdien af et jordtryk ved en brudgrænsetilstand er generelt forskellig fra værdien ved en anvendelsesgrænsetilstand. Disse to værdier bestemmes ved to fundamentalt forskellige beregninger. Jordtryk kan derfor ikke have en enkelt karakteristisk værdi, når den udtrykkes som en last.

(11) P Ved støttekonstruktioner for fjeld skal der ved beregning af jordtryk tages hensyn til virkningen af diskontinuiteter, især til deres retning, indbyrdes afstand, åbning, ruhed samt de mekaniske egenskaber af eventuelt fyldmateriale i sprækker.

(12) P Der skal tages hensyn til jordens kvældningspotentiale ved beregning af tryk på støttekonstruktionen.

9.5.2 *Hviletryk*

(1) P Når der ikke sker bevægelse af væggen i forhold til jorden, skal jordtrykket beregnes som hviletryk. Bestemmelse af hviletryk skal tage hensyn til jordens spændingshistorie.

(2) For normalkonsolideret jord bør der normalt antages hviletryk i jorden bag en støttekonstruktion, hvis bevægelsen af konstruktionen er mindre end $5 \times 10^{-4} \times h$.

(3) For en vandret jordoverflade kan hviletrykkoefficienten K_0 bestemmes ved hjælp af:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (9.1)$$

Formlen bør ikke benyttes for meget høje værdier af OCR.

(4) Hvis jorden skråner opad fra væggen under vinklen $\beta \leq \varphi'$ med vandret, kan den vandrette komponent af det effektive jordtryk $\sigma'_{h,0}$ relateres til det effektive overlejringstryk q' ved forholdet $K_{0,\beta}$, hvor

$$K_{0,\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin \beta) \quad (9.2)$$

Retningen af den resulterende kraft bør så antages at være parallel med jordoverfladen.

9.5.3 *Grænseværdier for jordtryk*

(1) P Grænseværdier for jordtryk skal bestemmes under hensyntagen til jordens og væggens relative bevægelse ved brud og den tilsvarende form af brudfladen.

(2) Grænseværdier for jordtryk under antagelse af rette brudflader kan afvige væsentligt fra værdierne under antagelse af krumme brudflader for store friktionsvinkler og vægfriktionsvinkler, δ , for grænsefladen mellem væg og jord og således føre til resultater på den usikre side.

(3) Når trykstænger, ankre eller lignende påfører begrænsning af støttekonstruktionens bevægelser, bør der tages hensyn til, at de aktive og passive grænseværdier for jordtryk og fordelingen af dem ikke nødvendigvis er de mest ugunstige.

9.5.4 *Mellemværdier for jordtryk*

(1)P Mellemværdier for jordtryk optræder, når væggens bevægelser er utilstrækkelige til at mobilisere grænseværdierne. Ved bestemmelsen af mellemværdier for jordtryk skal der tages hensyn til størrelsen af væggens bevægelse og retning i forhold til jorden.

(2) Mellemværdierne af jordtryk kan fx beregnes ud fra forskellige empiriske regler, ballasttalmetoder eller finit-element metoder.

9.5.5 *Påvirkninger fra komprimering*

(1)P Bestemmelse af jordtryk bag væggen skal tage hensyn til de yderligere jordtryk, der forårsages af placering af bagfyld og den anvendte procedure for komprimering.

NOTE – Målinger viser, at det ekstra jordtryk afhænger af den anvendte energi, tykkelsen af de komprimerede lag samt komprimeringsudstyrets bevægelsesmåde. Det vandrette tillægstryk vinkelret på væggen i et lag kan blive reduceret, når det næste lag anbringes og komprimeres. Når bagfyldningen er færdig, virker tillægstrykket normalt kun på den øvre del af væggen.

(2)P Hensigtsmæssige komprimeringsprocedurer skal specificeres for at undgå for store tillægsgjordtryk, der kan føre til uacceptable bevægelser.

9.6 **Vandtryk**

(1)P Bestemmelse af regningsmæssige vandtryk skal tage hensyn til vandspejl over jorden såvel som i jorden.

(2)P Ved kontrol af brudgrænse- og anvendelsesgrænsetilstand skal der tages hensyn til vandtrykkene i lastkombinationerne i overensstemmelse med 2.4.5.3 og 2.4.6.1 og tages højde for de mulige risici angivet i 9.4.1(5).

(3) For konstruktioner, der støtter jord med middel eller lav permeabilitet (silt og ler), bør det normalt antages, at der er vandtryk bag væggen. Der bør normalt forudsættes et vandspejl i oversiden af det støttede materiale, medmindre der er monteret et pålideligt drænsystem (9.4.2(1)P), eller infiltration er forhindret.

(4)P Når der kan forekomme pludselige ændringer af et frit vandspejl, skal både den ikke-stationære tilstand, der optræder umiddelbart efter ændringen, og den stationære tilstand undersøges.

(5)P Når der ikke er truffet særlige foranstaltninger til dræning eller forhindring af tilløb, skal de mulige virkninger af vandfyldte træk- eller svindrevner tages i betragtning.

9.7 **Beregning af brudgrænsetilstand**

9.7.1 *Generelt*

(1)P Dimensioneringen af støttekonstruktioner skal kontrolleres i brudgrænsetilstanden for projekteringsstilfælde, der er relevante for tilstanden, som anført i 9.3.3, ved hjælp af de regningsmæssige laster eller lastvirkninger samt de regningsmæssige modstandsevner.

(2)P Alle relevante brudmåder skal tages i betragtning. Disse vil som minimum omfatte brudmåder af de typer, der er illustreret i figur 9.1 til 9.6 for de mest almindelige støttekonstruktioner.

(3)P Beregninger af brudgrænsetilstande skal vise, at der kan opnås ligevægt ved brug af de regningsmæssige laster eller lastvirkninger samt de regningsmæssige styrker eller modstandsevner, der er angivet i 2.4. Kompatibilitet af deformationer skal tages i betragtning ved vurdering af de regningsmæssige styrker eller modstandsevner.

(4)P Den mest ugunstige værdi af øvre eller nedre regningsmæssige værdier for jordens styrke eller modstandsevne skal benyttes.

(5) Der kan benyttes beregningsmetoder, der omfordeler jordtrykket i overensstemmelse med de relative flytninger og stivheder af jorden og konstruktionselementerne.

(6)P For finkornet jord skal både kortids- og langtidstilstanden tages i betragtning.

(7)P For støttekonstruktioner, der påvirkes af differensvandtryk, skal sikkerheden mod brud på grund af hydraulisk løftning og piping kontrolleres.

9.7.2 *Totalstabilitet*

(1)P Principperne i kapitel 11 skal benyttes i relevant omfang til at eftervise, at der ikke vil indtræffe svigt ved totalstabilitet, og at de tilsvarende deformationer er tilstrækkeligt små.

(2) Som minimum skal brudmåder af typerne vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.1, overvejes, idet progressivt brud og likvefaktion medregnes hvor relevant.

9.7.3 *Bæreevnebrud for støtemure*

(1)P Principperne i kapitel 6 skal benyttes i relevant omfang til at eftervise tilstrækkelig sikkerhed mod bæreevnebrud, og at deformationer vil være acceptable. Både bæreevne og glidning skal tages i betragtning.

(2) Som minimum bør de brudmåder, der er vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.2, tages i betragtning.

9.7.4 *Rotationsbrud af støttevægge*

(1)P Det skal eftervises ved hjælp af ligevægtsberegninger, at støttevægge er ført så dybt ned i jorden, at rotationsbrud kan undgås.

(2) Som minimum bør de typer af brudmåder, der er vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.3, tages i betragtning.

(3)P Den regningsmæssige størrelse og retning af forskydningsspænding mellem jorden og væggen skal være i overensstemmelse med den relative lodrette flytning, der vil forekomme i beregningstilfældet.

9.7.5 *Lodret brud af støttevægge*

(1)P Det skal eftervises, at der kan opnås lodret ligevægt med de regningsmæssige jordstyrker eller modstandsevner samt de regningsmæssige lodrette kræfter på væggen.

(2) Som minimum bør den brudmåde, der er vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.4, tages i betragtning.

(3)P Når nedadrettet bevægelse af væggen betragtes, skal der bruges øvre regningsmæssige værdier ved beregningen af forspændingskræfter, fx fra jordankre, der har en lodret, nedadrettet komponent.

(4)P Den regningsmæssige størrelse og retning af forskydningsspænding mellem jorden og væggen skal være konsistent med kontrollen af lodret ligevægt og rotationsligevægt.

(5)P Hvis væggen fungerer som fundament for en konstruktion, skal lodret ligevægt kontrolleres ved anvendelse af principperne i kapitel 7.

9.7.6 *Beregning af støttekonstruktioner*

(1)P Støttekonstruktioner inklusive deres støttende konstruktionselementer, som fx ankre og afstivninger, skal undersøges for materialebrud i overensstemmelse med 2.4 og EN 1992, EN 1993, EN 1995 samt EN 1996.

(2) Som minimum bør de brudmåder, der er vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.5, tages i betragtning.

(3)P For hver brudmåde skal det eftervises, at de nødvendige styrker kan mobiliseres med kompatible deformationer i jord og konstruktion.

(4) I konstruktionselementer bør der tages hensyn til styrkereduktion ved deformation på grund af forhold som fx revner i uarmerede tværsnit, store rotationer ved flydeled eller lokal foldning af ståltværsnit i overensstemmelse med EN 1992 til EN 1996 og EN 1999.

9.7.7 *Brud ved udtrækning af ankre*

(1)P Det skal eftervises, at der kan opnås ligevægt uden udtrækningsbrud i jordankre.

(2)P Ankre skal projekteres i overensstemmelse med kapitel 8.

(3) Som minimum skal de typer af brudmåder, der er vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.6, (a, b), betragtes.

(4) For ankerplader skal den brudform, der er vist i [DS/EN 1997-1](#), figur 9.6 (c), også tages i betragtning.

9.8 *Beregning af anvendelsesgrænsetilstand*

9.8.1 *Generelt*

(1)P Dimensioneringen af støttekonstruktioner skal kontrolleres i anvendelsesgrænsetilstanden ved hjælp af de relevante projekteringstilfælde som anført i 9.3.3.

(2) Vurderingen af de regningsmæssige værdier for jordtryk skal tage hensyn til initialspændingen, stivheden og styrken af jorden samt stivheden af konstruktionselementerne.

(3) De regningsmæssige værdier for jordtryk skal udledes under hensyntagen til den tilladelige deformation af konstruktionen i anvendelsesgrænsetilstanden. Disse tryk behøver ikke nødvendigvis at være grænseværdierne.

9.8.2 *Flytninger*

(1)P Grænseværdier for de tilladelige flytninger af mure eller vægge og den jord, der grænser op til dem, skal fastlægges i overensstemmelse med 2.4.8 under hensyntagen til flytningstolerancerne for understøttede konstruktioner og installationer.

(2)P Et forsigtigt skøn over støttekonstruktioners deformationer og flytninger og virkningerne på understøttede konstruktioner og installationer skal altid foretages på basis af sammenlignelig erfaring. Dette skøn skal inkludere virkningerne af opførelse af konstruktionen. Projekteringen kan udføres ved at kontrollere, at de skønnede flytninger ikke overstiger grænseværdierne.

(3)P Hvis det første forsigtige skøn af flytningerne overstiger grænseværdierne, skal dimensioneringen kontrolleres ved hjælp af en mere detaljeret undersøgelse, inklusiv beregning af flytninger.

(4)P Der skal overvejes, i hvilket omfang variable laster, som fx vibrationer på grund af trafiklaste bag støttevæggen, bidrager til væggenes flytning.

(5)P En mere detaljeret undersøgelse, inklusive beregning af flytninger, skal foretages i følgende situationer:

- hvor nærliggende konstruktioner og installationer er usædvanligt følsomme over for flytninger
- hvor sammenlignelig erfaring ikke foreligger.

(6) Beregning af flytninger bør også overvejes i følgende tilfælde:

- hvor konstruktionen støtter mere end 6 m kohæsionsjord med lav plasticitet
- hvor konstruktionen støtter mere end 3 m jord med høj plasticitet
- hvor konstruktionen støttes af blødt ler foran eller under denne.

(7)P Beregning af flytninger skal tage hensyn til stivheden af jorden og af de bærende elementer samt udførelsestakten.

(8) De materialeparametre, der anvendes ved beregning af flytningerne, bør kalibreres med sammenlignelig erfaring med samme beregningsmodel. Hvis der antages lineær opførsel, bør den stivhed, der anvendes for jord og konstruktionsmaterialer, være i overensstemmelse med den beregnede deformations størrelse. Alternativt kan fuldstændige materialemodeller benyttes.

(9)P Virkningen af vibrationer på flytninger skal tages i betragtning i henhold til 6.6.4.

10 Hydraulisk brud

10.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel omhandler fire former for brud i jorden på grund af porevandstryk eller porevandsstrømning, der skal kontrolleres i relevant omfang:

- brud ved løftning (opdrift)
- brud ved hævnning
- brud ved indre erosion
- brud ved piping.

NOTE 1 – Opdrift forekommer, når porevandstrykket under en konstruktion eller jordlag med lav permeabilitet bliver større end det gennemsnitlige overlejringsstryk (fra konstruktionen og/eller det overliggende jordlag).

NOTE 2 – Brud på grund af hævnning (kritisk gradient) forekommer, når opadrettede strømkrefter virker mod vægten af jorden og reducerer den lodrette effektive spænding til nul. I disse tilfælde løftes jordpartikler så bort af den lodrette vandstrømning, og der sker brud (engelsk: boiling).

NOTE 3 – Brud på grund af indre erosion er forårsaget af transport af jordpartikler i et jordlag i grænsefladen mellem jordlag eller mellem jord og konstruktion. Dette kan slutteligt resultere i regressiv erosion og medføre kollaps af jordskelettet.

NOTE 4 – Brud på grund af piping er en særlig form for brud, fx af et reservoir, ved indre erosion, hvor erosionen begynder i overfladen og går tilbage indtil der er dannet en rørformet udløbskanal i jordmassen eller mellem jord og fundament eller ved grænsefladen mellem kohæsionsjord og friktionsjord. Der sker brud, så snart opstrømsenden af den eroderede tunnel når bunden af reservoiret.

NOTE 5 – Betingelserne for hydraulisk brud af jorden kan udtrykkes ved brug af totalspænding og porevandstryk eller ved brug af effektive spændinger og hydraulisk gradient. Analyse ved totalspænding benyttes for brud ved løftning. For brud ved hævnning anvendes både totale og effektive spændinger. Der knyttes betingelser til hydrauliske gradienter for at kontrollere indre erosion og piping.

(2) I tilfælde, hvor porevandstrykket er hydrostatisk (ubetydelig hydraulisk gradient), er det ikke nødvendigt at kontrollere andet end brud ved løftning.

(3)P Bestemmelse af hydrauliske gradienter, porevandstryk eller strømkrefter skal tage hensyn til:

- tidsmæssig og rumlig variation af jordens permeabilitet
- tidsmæssig variation af vandspejl og porevandstryk
- enhver ændring af grænsebetingelserne (fx udgravning nedstrøms).

(4) Der skal tages hensyn til, at den relevante lagdeling af jorden kan være forskellig for forskellige brudmekanismer.

(5)P Når hydraulisk hævnning, piping eller indre erosion udgør væsentlig fare for en geoteknisk konstruktions integritet, skal der træffes foranstaltninger til at reducere den hydrauliske gradient.

(6) De mest anvendte foranstaltninger til at reducere erosion eller undgå hydraulisk brud er:

- forlængelse af strømvejen ved hjælp af afskærende vægge eller banketter
- ændringer af projektet for at modstå tryk eller gradienter
- kontrol af strømning
- beskyttende filtre
- undgåelse af erosionsfølsomt (engelsk: dispersive) ler uden tilstrækkelige filtre
- skråningsbeklædning
- omvendte filtre
- aflastningsbrønde
- reduktion af hydraulisk gradient.

10.2 Brud ved løftning

(1)P Stabiliteten af en konstruktion eller et jordlag med lav permeabilitet mod løftning skal kontrolleres ved at sammenligne de permanente stabiliserende laster (fx vægt og sidefriktion) med de permanente og variable destabiliserende kræfter fra vand og eventuelt andre destabiliserende kræfter. Eksempler på situationer, hvor løftningsstabilitet skal kontrolleres, er angivet i [DS/EN 1997-1](#), figur 7.1 og figur 10.1.

Der henvises til 2.4.7.4, A.4 (1)P – (10)P.

(2)P Projektet skal kontrolleres for brud ved løftning ved hjælp af uligheden (2.8) i 2.4.7.4. I denne ulighed er den regningsmæssige værdi af den lodrette komponent af de stabiliserende permanente kræfter ($G_{\text{stb,d}}$), fx vægt af konstruktion og jordlag, og den regningsmæssige værdi af modstandsevnen (R_d) er summen af fx friktionskræfter (T_d) og forankringskræfter (P).

Der henvises til 2.4.7.4, A.4 (1)P – (10)P. Det er ikke tilladt at behandle modstand mod løftning i form af friktions- eller forankringskræfter som stabiliserende permanent lodret last ($G_{\text{stb,d}}$).

(3) I ukomplicerede tilfælde kan kontrol af kræfter i ligning (2.8) erstattes af kontrol af de totale spændinger og porevandstryk.

(4) De hyppigst anvendte foranstaltninger til at modvirke brud på grund af løftning er:

- forøgelse af konstruktionens vægt
- reduktion af vandtrykket under konstruktionen ved dræning
- forankring af konstruktionen i de underliggende lag.

(5)P Når pæle eller forankringer benyttes til at sikre mod brud på grund af løftning, skal projektet kontrolleres i henhold til 7.6.3 (pæle) eller 8.5 (forankring) ved brug af partialkoefficienterne angivet i 2.4.7.4.

10.3 Brud ved hævning

(1)P Jordens stabilitet mod hævning skal kontrolleres ved at eftervise ligning (2.9a) eller ligning (2.9b) for hver relevant jordsøjle. Ligning (2.9a) udtrykker betingelsen for stabilitet beskrevet ved porevandstryk og totale spændinger. Ligning (2.9b) udtrykker samme betingelse beskrevet ved strømkrafter og vægte reduceret for opdrift. [DS/EN 1997-1](#), Figur 10.2 viser et eksempel, hvor hævning skal kontrolleres.

(2)P Bestemmelse af den karakteristiske værdi af porevandstryk skal tage hensyn til alle mulige, ugunstige forhold, for eksempel:

- tynde jordlag med lav permeabilitet
- rumlige virkninger som fx smalle, cirkulære eller rektangulære udgravninger under grundvandsspejl.

NOTE 1 – Når jorden har væsentlig kohæsiv forskydningsstyrke, skifter brudmåden fra brud på grund af hævning til brud på grund af løftning. Stabiliteten kontrolleres i så tilfælde ved at benytte bestemmelserne i 10.2, hvor supplerende stabiliserende kræfter kan lægges til vægten.

NOTE 2 – Stabilitet mod hævning vil ikke nødvendigvis forhindre indre erosion, som bør kontrolleres uafhængigt, hvor relevant.

(3) De mest benyttede foranstaltninger til at modvirke hævning er:

- reduktion af vandtrykket under den jordmasse, der er påvirket af hævning
- øgning af modvægten.

10.4 Indre erosion

(1)P Der skal anvendes filterkriterier for at begrænse faren ved materialetransport på grund af indre erosion.

(2)P Når der kan opstå en brudgrænsetilstand på grund af indre erosion, skal der iværksættes foranstaltninger som fx filterbeskyttelse ved jordens frie overflade.

(3) Filterbeskyttelse bør generelt opnås ved brug af naturlig friktionsjord, der opfylder de fornødne kriterier for filtermaterialer. I nogle tilfælde kan mere end ét filterlag være nødvendigt for at sikre, at kornstørrelsesfordelingen skifter trinvist for at opnå tilstrækkelig beskyttelse for både jorden og filterlagene.

(4) Alternativt kan der benyttes kunstige filtre som fx geotekstiler, hvis det kan eftervises, at de yder tilstrækkelig beskyttelse mod transport af fine partikler.

(5)P Hvis filterkriterierne ikke er opfyldt, skal det eftervises, at den regningsmæssige værdi af den hydrauliske gradient er tilstrækkeligt under den aktuelle hydrauliske gradient, hvorved jordpartiklerne begynder at bevæge sig.

(6)P Den aktuelle hydrauliske gradient for indre erosion skal som minimum udledes under hensyntagen til følgende:

- strømningsretning
- kornstørrelsesfordeling og kornform
- lagdeling af jorden.

10.5 Brud ved piping

(1)P Når de fremherskende hydrauliske forhold og jordbundsforhold kan medføre piping (se [DS/EN 1997-1](#), figur 10.3), og når piping udgør en fare for stabiliteten og anvendeligheden af konstruktionen (som fx en spærredæmning), skal der iværksættes forebyggende tiltag til at modvirke piping, enten ved benyttelse af filtre eller ved konstruktive foranstaltninger til kontrol eller blokering af grundvandsstrømningen.

NOTE – Passende konstruktive foranstaltninger er:

- at placere banketter på landsiden af en spærredæmning og således flytte det eventuelle begyndelsespunkt for piping længere bort fra konstruktionen og herved reducere den hydrauliske gradient i dette punkt
- at anbringe ikke-permeable afskærmninger under bunden af spærredæmningen, hvorved grundvandsstrømningen blokeres, eller strømvejen forøges, med det resultat at den hydrauliske gradient reduceres til en sikker værdi.

(2)P I perioder med særligt ugunstige hydrauliske forhold, som fx oversvømmelser, skal områder, der er følsomme over for piping, inspiceres regelmæssigt, således at der ufortøvet kan iværksættes nødvendige afværgeforanstaltninger. Materialer til brug for sådanne foranstaltninger skal være oplagret i nærheden.

(3)P Brud ved piping skal forhindres ved tilvejebringelse af tilstrækkelig modstand mod indre erosion af jorden i områder, hvor der kan forekomme udstrømning af vand.

(4) Et sådant brud kan forhindres ved at skaffe:

- tilstrækkelig sikkerhed mod brud på grund af hævnning, hvor jordoverfladen er vandret
- tilstrækkelig stabilitet af overfladelag i skrånende jord (lokal hældningsstabilitet).

(5)P Ved fastlæggelse af de hydrauliske forhold for udstrømning til eftervisning af brud ved hævnning eller til fastlæggelse af lokal skråningsstabilitet skal der tages hensyn til, at samlinger eller grænseflader mellem konstruktion og jord kan blive de mest sandsynlige strømveje.

11 Totalstabilitet

11.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel gælder for totalstabilitet i jorden, bevægelser i jorden, både naturlig jord og opfyldning, omkring fundamenter, støttekonstruktioner, naturlige skrån timer, opfyldninger eller udgravninger.

(2) Der skal tages hensyn til afsnittene vedr. totalstabilitet i forhold til særlige konstruktioner i kapitel 6 til 10 samt 12.

11.2 Grænsetilstande

(1)P Alle former for grænsetilstande, der kan forekomme i den bestemte jord, skal tages i betragtning for at opfylde de grundlæggende krav til stabilitet, begrænsning af deformationer, holdbarhed samt begrænsninger af bevægelse af nærliggende konstruktioner eller installationer.

(2) Nedenfor er anført mulige grænsetilstande:

- tab af totalstabilitet i jorden og de tilknyttede konstruktioner
- for store bevægelser i jorden på grund af forskydningsdeformationer, sætning, vibration eller hævn timer
- skade eller tab af anvendelighed af nærliggende konstruktioner, veje eller installationer på grund af bevægelser i jorden.

11.3 Laster og projekteringstilfælde

(1) Der skal tages hensyn til listen i 2.4.2(4) ved valg af laster til beregning af grænsetilstande.

(2)P Virkningerne af følgende omstændigheder skal tages i betragtning, når det er relevant:

- udførelsesmetoder
- nye skrån timer eller konstruktioner på eller tæt ved anlægsområdet
- tidligere eller fortsatte bevægelser af forskellig oprindelse
- vibrationer
- klimatiske variationer inklusive temperaturændringer (frost og tøj), tørke og kraftig regn
- vegetation eller fjernelse heraf
- menneskers eller dyrs aktiviteter
- variationer i vandindhold eller porevandstryk
- bølgepåvirkning.

(3)P I brudgrænsetilstande skal det regningsmæssige frie vandspejl og det regningsmæssige grundvandsniveau vælges ud fra de tilgængelige hydrologiske data og in situ-observationer, således at der er taget hensyn til de mest ugunstige forhold, der kan opstå i det betragtede projekteringstilfælde. Muligheden for svigt af dræn, filtre eller forseglinger skal tages i betragtning.

(4) Der bør også tages hensyn til muligheden for at tømme en kanal eller vandbeholder for vedligeholdelse eller på grund af dæmningsbrud. I anvendelsesgrænsetilstande kan der benyttes mindre kritiske og mere typiske vandspejl eller porevandstryk.

(5) For skråninger langs vand er de mest ugunstige hydrauliske forhold normalt stationær strømning for det højest mulige grundvandsspejl og hurtig sænkning af det frie vandspejl.

(6) Ved udledning af de regningsmæssige fordelinger af porevandstryk skal der tages hensyn til det mulige omfang af permeabilitets-anisotropi og variation af jorden.

11.4 Dimensionerings- og udførelsesmæssige hensyn

(1) Totalstabiliteten af et byggefelt og bevægelser af intakt jord eller fyld skal kontrolleres under hensyntagen til sammenlignelig erfaring i henhold til 1.5.2.2.

(2) Totalstabiliteten og bevægelsen af jord, der understøtter eksisterende bygninger, nye konstruktioner, skråninger eller udgravninger, skal tages i betragtning.

(3) I tilfælde, hvor jordens stabilitet ikke kan eftervises klart ved projekteringen, skal der udføres supplerende undersøgelser, overvågning og beregning i henhold til bestemmelserne i 11.7.

(4) Typisk bør der udføres beregning af totalstabilitet for følgende konstruktioner:

- støttekonstruktioner
- udgravninger, skråninger eller dæmninger
- fundamenter i skrånende jord, naturlige skråninger eller dæmninger
- fundamenter tæt ved en udgravning, helt eller delvis tildækkede konstruktioner eller konstruktioner ved kysten.

NOTE – Stabilitetsproblemer eller krybningsbevægelser optræder primært i kohæsionsjord med en hældende jordoverflade. Men instabilitet kan også forekomme i friktionsjord eller sprækket fjeld i skråninger, hvor hældningen, der kan være bestemt af erosion, er tæt på friktionsvinklen. Der kan ofte observeres forøgede bevægelser under forhøjet porevandstryk eller tæt på jordoverfladen ved skiftende frost-tøforhold.

(5) Hvis stabiliteten af et byggefelt ikke kan eftervises, eller hvis bevægelserne ikke findes acceptable for den tilsigtede brug af byggefeltet, skal byggefeltet anses for uanvendeligt uden stabiliserende tiltag.

(6) Ved beregningen skal det sikres, at alle udførelsesaktiviteter i og på byggefeltet kan planlægges og udføres således, at forekomst af en brudgrænse- eller anvendelsesgrænsetilstand kan anses for tilstrækkeligt usandsynlig.

(7) Skråningsoverflader, der kan udsættes for erosion, skal om nødvendigt beskyttes for at sikre, at sikkerhedsniveauet opretholdes.

(8) Skråninger bør være forseglet, tilplantet eller beskyttet på kunstig vis. For skråninger med banketter kan et drænsystem i banketten være nødvendigt.

(9)P Udførelsesprocesser skal tages i betragtning i det omfang, de kan påvirke totalstabiliteten eller størrelsesordenen af bevægelsen.

(10) Potentielt ustabile skråninger kan stabiliseres ved hjælp af:

- et betondæklag med eller uden forankring
- gabioner, enten udført med stålnet eller geotekstiler
- jordsøm
- vegetation
- et drænsystem
- en kombination af ovenstående.

(11) Dimensioneringen skal følge de generelle principper angivet i kapitel 8 og 9.

11.5 Beregning af brudgrænsetilstand

11.5.1 *Stabilitetsberegning for skråninger*

(1)P Totalstabiliteten af skråninger inklusive eksisterende og planlagte konstruktioner skal eftervises i brudgrænsetilstandene (GEO og STR) med regningsmæssige værdier af laster, modstandsevner og styrker, hvor partialkoefficienterne [angivet i 2.4.7.3.4.4, tabel A.3-1](#) skal benyttes.

(2)P Ved undersøgelse af totalstabiliteten af jordbunden (jord eller fjeld) skal der tages hensyn til alle relevante brudmåder.

(3) Ved valg af beregningsmetode bør følgende tages i betragtning:

- lagdelt jord
- forekomst og hældning af diskontinuiteter
- strømning og fordeling af porevandstryk
- kort- og langtidsstabilitet
- krybningsdeformation på grund af forskydning
- brudtype (cirkulær eller ikke-cirkulær brudflade, væltning, flydning)
- brug af numeriske metoder.

(4) Massen af jord eller fjeld afgrænset af brudfladen skal normalt behandles som et stift legeme eller som flere stive legemer, der bevæger sig samtidigt. Brudflader eller grænseflader mellem stive legemer kan have mange forskellige former, inklusive plane, cirkulære og mere komplicerede former. Alternativt kan stabiliteten kontrolleres ved beregning af grænselast eller ved brug af finit-elementmetoden.

(5) Hvor jorden eller fyldmaterialet er relativt homogent og isotropt, kan normalt antages cirkulære brudflader.

(6) For skråninger i lagdelt jord med betydelige variationer af forskydningsstyrken bør der tages særligt hensyn til de lag, der har mindst forskydningsstyrke. Dette kan kræve analyse af ikke-cirkulære brudflader.

(7) I sprækkede materialer, inklusive hårdt fjeld og lagdelt eller sprækket jord, afhænger formen af brudfladen helt eller delvis af diskontinuiteter. I dette tilfælde bør der normalt foretages beregning af tredimensionale kiler.

(8) Eksisterende skråninger, der har været i brud, og som kan reaktiveres, bør beregnes under hensyntagen til både cirkulære og ikke-cirkulære brudflader. Partialkoefficienter, der normalt benyttes til beregninger af totalstabiliteten, er ikke nødvendigvis tilstrækkelige.

(9) Hvis brudfladen ikke kan antages at være todimensional, bør brugen af tredimensionale brudflader tages i betragtning.

(10) En stabilitetsanalyse skal eftervise momentlige vægt og lodret stabilitet af den glidende masse. Hvis strimmelmetoden anvendes, og vandret ligevægt ikke kontrolleres, skal kræfterne imellem strimlerne antages at være vandrette.

(11)P I tilfælde, hvor der kan ske kombineret brud af konstruktionselementer og jorden, skal der tages hensyn til interaktionen mellem jord og konstruktion ved at tage højde for forskellen af deres relative stivheder. Sådanne tilfælde omfatter brudflader, der skærer konstruktionselementer, som fx pæle og fleksible vægge.

(12) Da det ikke er muligt at skelne mellem gunstige og ugunstige gravitationslaster ved vurdering af den mest ugunstige glideflade, skal usikkerhed med hensyn til rumvægten af jorden tages i betragtning ved at anvende de øvre og nedre karakteristiske værdier herfor.

(13)P Beregningen skal vise, at deformationen af jorden under de regningsmæssige laster på grund af krybning eller regionale sætninger ikke vil forvolde uacceptabel skade på konstruktioner eller faciliteter på, i eller tæt ved den pågældende jord.

11.5.2 *Skråninger og indskæringer i fjeldmasse*

(1)P Stabiliteten af skråninger og indskæringer i fjeldmasse skal kontrolleres for translations- og rotationsbrud, der omfatter isolerede fjeldblokke eller store områder af fjeldmasse, og også for stennedfald (ras). Der skal tages særligt hensyn til tryk på grund af opstuvet vand i revner og sprækker.

(2)P Stabilitetsberegninger skal baseres på pålidelig viden om mønstret af diskontinuiteter, der gennemskærer fjeldmassen, og viden om forskydningsstyrken af det intakte fjeld og i diskontinuiteterne.

(3) Der skal tages hensyn til, at brud i skråninger og indskæringer i hård fjeldmasse med et veldefineret mønster af diskontinuiteter generelt vil medføre:

- skred af blokke eller fjeldkiler
- væltning af blokke eller plader

- en kombination af væltning og glidning

afhængigt af retningen af skredfladen i forhold til diskontinuiteternes flade.

(4) Der bør tages hensyn til, at brud af skråninger og udskæringer i stærkt revnet fjeldmasse og i blødt fjeld og cementeret jord kan udvikle sig langs cirkulære eller næsten cirkulære glideflader, der bevæger sig gennem dele af intakt fjeld.

(5) Skred af isolerede blokke og kiler bør generelt forhindres ved reduktion af hældningen af skråningen ved anbringelse af banketter og installation af ankre, bolte eller indre dræn. I udhuggede skråninger bør skred forhindres ved valg af retning og orientering af skråningsoverfladen således at bevægelser af isolerede blokke er kinematisk umulige.

(6) For at forebygge væltningsbrud bør der normalt anvendes forankring eller boltning samt indre dræn.

(7) I forbindelse med langtidsstabiliteten af skråninger og indskæringer bør der tages hensyn til de ugunstige virkninger af vegetation og miljøskadelige eller forurenende stoffer på forskydningsstyrken i diskontinuiteter og på styrken af intakt fjeld.

(8) I stærkt revnet fjeldmasse i stejle skråninger med tendens til væltning, afskalning, smuldring og sammenstyrning bør muligheden for stennedfald altid undersøges.

(9) I tilfælde, hvor det ikke er muligt at etablere pålidelige foranstaltninger til forebyggelse af stennedfald, kan stennedfald tillades, hvis der tilvejebringes net, barrierer eller andre passende foranstaltninger til at opfange nedfaldende sten.

(10) Udformningen af arrangementer til at opfange fjeldblokke og nedbrudt materiale, der falder ned ad en fjeldskråning, bør baseres på en grundig undersøgelse af, hvilke baner det nedfaldende materiale kan tage.

11.5.3 *Stabilitet af udgravninger*

(1)P Totalstabiliteten af jorden tæt ved en udgravning inklusive afgravet materiale og eksisterende konstruktioner, veje og installationer skal kontrolleres (se kapitel 9).

(2)P Stabiliteten af bunden af en udgravning skal kontrolleres med hensyn til porevandstrykket i jorden. Der henvises til kapitel 10 for beregning af hydraulisk brud.

(3)P Hævning af bunden af dybe udgravninger på grund af aflastning skal tages i betragtning.

11.6 **Beregning af anvendelsesgrænsetilstand**

(1)P Beregningen skal vise, at deformation af jorden ikke vil medføre en anvendelsesgrænsetilstand i konstruktioner og underbygning på eller tæt ved det pågældende område.

(2) Der bør tages hensyn til sætning af jorden af følgende årsager:

- ændring i grundvandsforhold og tilsvarende porevandstryk
- langtidskrybning under drænedes forhold
- tab af volumen af dybe, opløselige jordlag
- minearbejde eller lignende arbejde som fx gasudvinding.

(3) Da de analytiske og numeriske metoder, der er til rådighed i dag, ikke sædvanligvis giver pålidelige beregninger af deformationen af en naturlig skråning, bør forekomst af anvendelsesgrænsetilstande undgås ved hjælp af følgende:

- begrænsning af den mobiliserede forskydningsstyrke, eller
- observation af bevægelserne og angivelse af foranstaltninger til at reducere eller stoppe dem om nødvendigt.

11.7 Overvågning

(1)P Der skal ske overvågning ved brug af hensigtsmæssigt udstyr, hvis:

- det ikke er muligt at eftervise ved beregning eller foreskrevne metoder, at forekomst af grænsetilstande som anført i 11.2 er tilstrækkeligt usandsynlig
- de antagelser, der er gjort i beregningerne, ikke er baseret på pålidelige data.

(2) Overvågning bør benyttes, hvor der kræves viden om:

- grundvandsniveau eller porevandstryk i jorden, således at en stabilitetsanalyse baseret på effektive spændinger kan udføres eller kontrolleres
- vandrette og lodrette bevægelser af jorden for at forudsige yderligere deformationer
- dybden og formen af brudlinjen for et udviklet skred for at udlede jordstyrkeparametrene til projektering af udbedringsarbejder
- bevægelseshastigheder for at advare om overhængende fare; i sådanne tilfælde kan digital fjernaflæsning af instrumenterne eller et fjernalarmsystem være hensigtsmæssigt.

12 Dæmninger

12.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel vedrører små spærredæmninger samt dæmninger i øvrigt.

(2) Bestemmelserne i kapitel 5 bør anvendes for placering og komprimering af fyld.

12.2 Grænsetilstande

(1)P Der skal opstilles en liste over grænsetilstande, der skal kontrolleres ved projektering af jord-bygværket.

(2) Følgende grænsetilstande bør kontrolleres:

- svigt af totalstabilitet
- brud i dæmningens skråning eller top (krone)
- brud på grund af indre erosion
- brud på grund af overfladeerosion eller bortskylning (scour)
- deformationer af dæmningen, der medfører tab af anvendelighed, fx uacceptable sætninger eller revnedannelser
- sætninger og krybninger, der medfører skade på eller mistet anvendelighed af nærliggende konstruktioner eller installationer
- uacceptable deformationer i overgangszoner, fx dæmning ved brovederlag
- tab af anvendelighed af trafikområder på grund af klimapåvirkninger som fx frost og tøj eller ekstrem udtørring
- krybning i skråninger i perioder med frost og tøj
- nedbrydning af bærelagsmateriale på grund af store trafiklaster
- deformationer på grund af hydrauliske påvirkninger
- ændringer af miljøforhold som fx forurening af overflade- eller grundvand, støj eller vibrationer.

12.3 Laster og projekteringstilfælde

(1) Ved valg af laster til beregning af grænsetilstande bør listen i 2.4.2.(4) tages i betragtning.

(2) Ved fastlæggelse af de laster, som dæmninger udøver på tilgrænsende konstruktioner eller forstærkede dele af jorden, skal der tages hensyn til forskelle i stivheder.

(3)P Projekteringstilfælde skal vælges i overensstemmelse med 2.2.

(4)P Derudover skal der tages hensyn til følgende specielle projekteringstilfælde, hvis relevant:

- virkningerne af udførelsesprocessen som fx udgravninger tæt ved dæmningsfylden og vibrationer på grund af sprængning, pæleramning eller tungt materiel
- virkningen af planlagte konstruktioner på eller tæt ved dæmningen
- erosionsvirkningerne af overskylning, is, bølger og regn på skråninger og top
- temperaturvirkninger som fx svind.

(5)P Det regningsmæssige frie vandspejlsniveau på nedstrømssiden af dæmningen og det regningsmæssige vandspejl (på opstrømssiden), eller en kombination af dem, skal baseres på tilgængelige hydrologiske data, med henblik på at definere de mest ugunstige forhold, der kan opstå i den betragtede projekteringstilstand. Muligheden for svigt af dræn, filtre eller forseglinger skal tages i betragtning.

(6) For dæmninger langs vand (diger) bør de mest ugunstige hydrauliske forhold tages i betragtning. Normalt er de mest ugunstige forhold stationær gennemstrømning for det højest mulige grundvandsspejl fulgt af en hurtig sænkning af det frie vandspejl.

(7)P Ved udledning af de regningsmæssige fordelinger af porevandstryk skal der tages hensyn til det mulige omfang af anisotropi og variation af jorden.

(8)P Ved projekteringen af opfyldningen med hensyn til sætning skal den effektive spændingsreduktion i jorden på grund af neddykning tages i betragtning.

12.4 Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn

(1)P Dæmninger skal projekteres under hensyntagen til erfaring med dæmninger på lignende jordbund og med tilsvarende fyldmateriale.

(2)P Ved vurdering af funderingsniveau for en dæmning skal følgende tages i betragtning, hvor relevant:

- opbygning på et tilstrækkeligt bærende lag eller, hvis dette ikke er praktisk muligt, anvendelse af stabiliserende metoder
- tilvejebringelse af tilstrækkelig beskyttelse mod ugunstige klimapåvirkninger af jordens bæreevne
- grundvandsspejl med hensyn til dræning af dæmningen
- imødegåelse af ugunstige virkninger på tilgrænsende konstruktioner og installationer
- der skal nås lag med tilstrækkeligt lille permeabilitet.

(3) Projektering af dæmninger bør sikre, at:

- underbundens bæreevne er tilfredsstillende
- dræning af de forskellige fyldlag er tilfredsstillende
- permeabiliteten af fyldmaterialet i spærredæmninger er så lav som krævet

- filtre eller geosyntetiske stoffer er specificeret hvor nødvendigt for at opfylde filterkriterierne
- fyldmaterialet er specificeret i henhold til reglerne i [DS/EN 1997-1](#), 5.3.2.

(4)P For dæmninger på jord med lav styrke og høj sammentrykkelighed skal udførelsesmetoden specificeres for at sikre, at bæreevnen ikke overskrides, og at der ikke opstår uacceptable sætninger eller bevægelser under udførelsen (se [DS/EN 1997-1](#), 5.3.3(2)P).

(5) Hvor en dæmning på sammentrykkelig jord udføres i lag, bør der anvendes piezometermålinger for at sikre, at porevandstrykket er aftaget til et acceptabelt lavt niveau, før næste lag placeres.

(6)P For dæmninger, der tilbageholder vand, skal funderingsniveauet vælges under hensyntagen til jordens permeabilitet, eller der skal træffes foranstaltninger til at gøre konstruktionen vandtæt.

(7) Hvis der skal foretages grundforbedring, skal omfanget af den jord, der skal forbedres, vælges tilstrækkeligt stort til at undgå skadelige deformationer.

(8) Ved fastsættelse af vægten af dæmningen ud fra rumvægten af fyldmateriale (se [DS/EN 1997-1](#), 3.3.3) skal der drages omsorg for at inkludere fyldpartikler af størrelsen > 20 til 60 mm i densitetsundersøgelserne. Ofte er disse ikke medtaget, men de kan have betydelig indflydelse på rumvægten.

(9)P Overflader af dæmningsskråninger, der er udsat for erosion, skal beskyttes. Hvis der er projekteret banketter, skal der angives drænforanstaltninger for banketten.

(10) Skråningerne bør forsegles under udførelsen af dæmningen og derefter tilplantes, når det er relevant.

(11) For trafikbærende dæmninger bør isdannelse på belægningens overflade undgås. Varmekapaciteten af en belægning, der er placeret på et isolerende lag eller letvægtsfyld, kan være høj nok til at undgå dette.

(12) Nedtrængning af frost på toppen af en jorddæmning bør begrænses til et passende niveau.

(13) Ved projekteringen af en dæmningsskråning bør der tages hensyn til, at krybningsbevægelser kan forekomme i skråninger under frost og tør uanset skråningens stabilitet under tørre forhold. Dette er særlig vigtigt i overgangszoner, fx ved brovederlag.

12.5 Projektering i brudgrænsetilstand

(1)P Ved undersøgelse af stabiliteten af en dæmning eller dele deraf skal alle mulige brudformer tages i betragtning som angivet i kapitel 11.

(2) Da dæmninger ofte udføres i forskellige faser under forskellige belastningsforhold, bør beregningen foretages fase for fase, og foranstaltningerne i overensstemmelse hermed angives i den geotekniske projekteringsrapport.

(3)P Når der til en dæmning benyttes letvægtsmateriale som fx ekspanderet polystyren, expanderet ler eller cellebeton, skal virkningen af eventuel opdrift tages i betragtning (se kapitel 10).

(4)P Ved enhver analyse af dæmninger, der indeholder forskellige fyldmaterialer, skal benyttes styrkeværdier, der er fastlagt ved kompatible tøjninger i materialerne.

(5) Når veje eller vandløb krydser en dæmning, bør der tages særligt hensyn til den rumlige interaktion mellem de forskellige konstruktionselementer.

(6) Ved analyse af stabiliteten af forbedret jord bør der tages hensyn til virkningen af forbedringsprocessen, fx forstyrrelse af blødt, sensitivt ler. Da virkningen af forbedringen er tidsafhængig, bør den ikke tages i betragtning, før der er opnået en stabil tilstand.

(7)P For at undgå brudgrænsetilstande på grund af overfladeerosion, indre erosion eller hydraulisk tryk skal bestemmelserne i kapitel 10 og 11 opfyldes.

12.6 Projektering i anvendelsesgrænsetilstand

(1)P Projekteringen skal vise, at deformation af dæmningen ikke vil medføre en anvendelsesgrænsetilstand i dæmningen eller i konstruktioner, veje eller installationer på, i eller i nærheden af dæmningen.

(2) Sætningen af en dæmning på sætningsgivende jord bør beregnes ved hjælp af principperne i 6.6.1. Der skal tages særligt hensyn til tidsafhængigheden af sætninger som følge af både konsolidering og sekundære virkninger.

(3) Der bør tages hensyn til muligheden for deformationer på grund af ændringer i grundvandsforhold.

(4) I tilfælde, hvor der er svært at forudsige deformationer, bør der overvejes metoder til forbedring eller prøveopfyldninger, især i tilfælde, hvor anvendelsesgrænsetilstande skal forhindres.

12.7 Tilsyn og overvågning

(1)PTilsyn og overvågning af dæmninger skal følge bestemmelserne i kapitel 4.

(2) Overvågning bør benyttes for dæmninger i ét eller flere af følgende tilfælde:

- når observationsmetoden benyttes (se 2.7)
- når stabiliteten af en dæmning, der virker som en spærredæmning, i stor udstrækning afhænger af fordelingen af porevandstrykket i og under dæmningen
- når der kræves optegnelser af forureningsvirkninger fra fyldmaterialer eller trafik
- når der kræves kontrol af ugunstige virkninger på konstruktioner eller installationer
- når der er betydelig risiko for overfladeerosion.

(3)P I tilfælde, hvor der kræves et tilsyns- og overvågningsprogram, skal den projekterende præsentere dette i den geotekniske projekteringsrapport (se 2.8). Det skal anføres, at der skal evalueres og handles ud fra overvågningsoptegnelser i nødvendigt omfang.

(4) Et overvågningsprogram for en dæmning bør indeholde følgende optegnelser:

- målinger af porevandstryk i og under dæmningen
- målinger af sætning for dæmningen eller dele deraf samt berørte konstruktioner
- målinger af vandrette flytninger
- kontrol af styrkeparametre for opfyldningsmateriale under udførelsen
- kemiske analyser før, under og efter udførelsen, hvor der kræves forureningskontrol
- observationer af erosionsbeskyttelse
- kontrol af permeabiliteten af fyldmateriale og af funderingunderlag under udførelsen
- dybden af frostnedtrængning i toppen af en dæmning.

(5) Udførelsen af dæmninger på blød bund med lav permeabilitet bør overvåges og kontrolleres ved hjælp af poretryksmålinger i de bløde lag og ved hjælp af sætningsmålinger af fylden.



ISBN: 978-87-7310-578-8

DANSK STANDARD

Fonden Dansk Standard
Kollegievej 6
2920 Charlottenlund
Tlf. 39 96 61 01
Fax 39 96 61 02
ds@ds.dk
www.ds.dk

